



 Prime  
Engenharia e Consultoria

[www.primengenharia.com](http://www.primengenharia.com)



Relatório Final de Pesquisa

**Avaliação da Metodologia de Cálculo  
para Determinação do Módulo de  
Resiliência por Compressão Diametral  
para Fins de Projeto de Pavimento e  
Controle de Qualidade de Obras**

Cliente: Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre – CONCEPA

Documento N° 08-0003

Dezembro de 2008

Relatório de pesquisa preparado por Prime Engenharia e Consultoria LTDA.

Rua Fernando Machado 805/103 – Porto Alegre/RS

CNPJ 10.446.085/0001-90



PESQUISA CONCEPA /ANTT

2008



Preparado por: Lélio Antônio Teixeira Brito & Ângela Gaio Graeff

*Lélio Brito* *Ângela Graeff*   
Prime  
Engenharia e Consultoria

A Prime Engenharia considera o conteúdo deste relatório correto até a data de sua edição. Assim, todo e qualquer tópico abordado que seja dependente de normatização e/ou legislação deve sempre ser verificado para a versão mais atual dos mesmos quando de consultas futuras a este relatório. Fatores como preço, custo, taxas, composições e outras variáveis regulatórias utilizados neste documento também devem ser consideradas como referência-base a data de sua edição.

Não se considera que este relatório seja exaustivo a todos os detalhes técnicos do conteúdo tratado, da mesma forma que não cobre todos os produtos e especificações disponíveis no mercado nacional e/ou internacional. Apesar de um cauteloso trabalho para certificar-se da precisão no assunto tratado, a Prime Engenharia não pode aceitar responsabilidade ou ser julgada por perdas ou danos causados pela utilização das informações contidas neste documento.



## RESUMO

Os ensaios resilientes vêm sendo amplamente utilizados no contexto rodoviário para a análise das propriedades elásticas de materiais de pavimentação. Por esta razão, a vasta maioria dos métodos de projeto de pavimentos flexíveis é baseado, em essência, nos valores de módulo de resiliência de camadas granulares e asfálticas. Devido à grande mudança dos sistemas de instrumentação disponíveis, vários protocolos de ensaio acabam por fornecer diferentes resultados de MR – principalmente para misturas betuminosas. Neste intuito, a Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre solicitou uma pesquisa para que fossem investigados os diferentes métodos de determinação de MR para misturas asfálticas, com vistas à sugestão do protocolo de ensaio mais adequado para fins de projeto de pavimento e controle de qualidade. Este relatório traz os resultados encontrados, sintetizando a problemática dos ensaios de MR, seu equacionamento, uma descrição dos protocolos de ensaio encontrados na literatura nacional e internacional bem com o uso da ferramenta de elementos finitos para uma análise do mesmo. Mostra-se que a determinação do deslocamento resiliente é uma das principais fontes de variação na determinação do MR, juntamente com os procedimentos laboratoriais de ensaio empregados. Variações próximas de 70% no valor de MR foram medidas apenas variando-se o algoritmo utilizado na determinação do deslocamento resiliente a partir de ensaios em corpos-de-prova extraídos de campo e moldados em laboratório. Análises empírico-mecanísticas em um projeto padrão de uma estrutura rodoviária de cinco camadas e em uma estrutura simplificada de três camadas, revelou que uma variação desta magnitude pode levar a sensíveis alterações na estimativa do ciclo de vida dos pavimentos, sendo portanto, imperativo que o valor de MR seja caracterizado adequadamente. Sugere-se assim, que o algoritmo proposto pelo NCHRP 1-28/-28A seja utilizado em paralelo ao protocolo P07 do LTPP para caracterização das misturas asfálticas para fins de projeto e controle tecnológico.



## ÍNDICE

<b>1 INTRODUÇÃO</b>	<b>11</b>
1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA	12
1.2 ESTRUTURA DO RELATÓRIO	12
<b>2 O MÓDULO DE RESILIÊNCIA</b>	<b>14</b>
2.1 HISTÓRICO	14
2.2 MÉTODOS DE ENSAIO	15
2.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	18
2.4 EQUACIONAMENTO	20
2.4.1 <i>MODELO DE LOBO CARNEIRO</i>	21
2.4.2 <i>MODELO DE HONDROS</i>	21
2.4.3 <i>SOLUÇÃO DE ZHANG</i>	22
<b>3 PROTOCOLOS PARA ENSAIOS DE MR</b>	<b>24</b>
3.1 NORMA NORTE-AMERICANA ASTM D-4123	24
3.2 NORMA NORTE-AMERICANA AASHTO TP-31-96	25
3.3 PROTOCOLO LTPP P07	26
3.4 PESQUISA 1-28A DO NCHRP	28
3.5 NORMA BRITÂNICA BSI DD 213	29
3.6 NORMA EUROPEIA EN 12697-26 / 2004	31
3.7 NORMA AUSTRALIANA AS 2891.13.1	32
3.8 NORMA DNER 133/94	33
<b>4 AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA DO ENSAIO DE MR</b>	<b>35</b>
4.1 FORMA DO PULSO DE CARGA	36
4.2 DURAÇÃO DO PULSO DE CARGA E PERÍODO DE DESCANSO	37
4.3 VARIAÇÃO DA DEFORMABILIDADE COM O NÚMERO DE CICLOS	38
4.4 EFEITO DO COEFICIENTE DE POISSON	39
4.5 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES RESILIENTES	40



<b>5 ANÁLISE DE ELEMENTOS FINITOS</b>	<b>42</b>
5.1 O MODELO DE UM OITAVO	43
5.2 CARACTERÍSTICAS DA ANÁLISE	44
5.3 CALIBRAÇÃO COEFICIENTE DE ATRITO	46
5.4 RESULTADOS DA ANÁLISE – TENSÕES E DEFORMAÇÕES	48
5.5 SENSIBILIDADE DO EQUACIONAMENTO EM FUNÇÃO DO PONTO DE ANÁLISE	51
<b>6 SELEÇÃO DO ALGORITMO PARA ENSAIOS DE MR</b>	<b>54</b>
6.1 COMPARATIVO ENTRE OS VÁRIOS ALGORITMOS	54
6.2 O DESLOCAMENTO RESILIENTE (D.R.)	55
6.3 COMPARATIVO ENTRE OS ALGORITMOS PARA DETERMINAÇÃO DO D.R.	57
<b>7 ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA</b>	<b>60</b>
7.1 EXTRAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA EM PISTA	60
7.2 RESULTADO DOS ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA	61
<b>8 ANÁLISE SENSITIVA DO MR EM UM PROJETO EMPÍRICO-MECANÍSTICO</b>	<b>66</b>
8.1 A ESTRUTURA PADRÃO INVESTIGADA	66
8.2 ANÁLISES REALIZADAS COM O PROGRAMA KENLAYER	68
8.2.1 <i>O PROGRAMA KENLAYER</i>	68
8.2.2 <i>A MATRIZ EXPERIMENTAL</i>	69
8.2.3 <i>RESULTADOS DAS ANÁLISES</i>	71
8.3 IMPACTO DA VARIAÇÃO DO MR NA VIDA PROJETADA DE UM PAVIMENTO	75
8.3.1 <i>PREVISÃO DA VIDA DE UM PAVIMENTO</i>	75
8.3.2 <i>FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA PARA TRINCAS DE FADIGA E DEFORMAÇÃO PERMANENTE UTILIZADOS</i>	77
8.3.3 <i>RESULTADO DA VIDA DE PROJETO PARA AS ESTRUTURAS ANALISADAS</i>	78
<b>9 CONCLUSÕES E DISCUSSÃO</b>	<b>82</b>
<b>10 REFERÊNCIAS</b>	<b>85</b>



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Corte esquemático do equipamento de módulo de resiliência.....	18
Figura 2 - Esquema do carregamento do corpo-de-prova no ensaio de MR.....	19
Figura 3 – Pulso de carga e deslocamento típicos em um ensaio de MR.....	19
Figura 4 – Foto de um equipamento de ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral .....	20
Figura 5 – Consideração de $m,n$ nas equações apresentadas por Zhang.....	23
Figura 6 – Deslocamentos totais e deslocamentos resilientes instantâneos e totais .....	25
Figura 7 – Ilustração do método para determinação do deslocamento resiliente segundo AASHTO TP31-96 .....	26
Figura 8 – Ilustração do método para determinação do deslocamento resiliente segundo ITPP P07 .....	27
Figura 9 – Ilustração do método para determinação do deslocamento resiliente segundo NCHRP 1-28/1-28 <sup>a</sup> .....	29
Figura 10 - Ilustração do método utilizado pelo NAT conforme apresentado por Rowe (1996).....	30
Figura 11 – Forma do pulso de carga preconizado pela BSI DD213:1993 .....	30
Figura 12 – Tela do software de um equipamento NAT operando segundo a BSI DD213-1993 .....	31
Figura 13 – Forma de pulsos de deslocamento e carga de acordo com AS 2891.13.1.....	33
Figura 14 – Forma de pulso de carga de semi-seno-verso e triangular.....	36
Figura 15 – Tempo de carga variável com a profundidade Segundo Medina e Motta (1995).....	36
Figura 16 – Pulso de tensão em uma estrutura típica de recape ensaiada no simulador UFRGS – DAER/RS .....	37
Figura 17 - Pulso de tensão vertical sob em um pavimento, segundo Barksdale (1971) .....	37
Figura 18 - Evolução do MR <sub>i</sub> e MR <sub>t</sub> em função do número de ciclos aplicado.....	39
Figura 19 - Sensibilidade do valor do MR ao coeficiente de Poisson .....	40
Figura 20 – Corpo-de-prova Marshal com uma malha composta por 158040 elementos.....	44
Figura 21 – Planos de simetria para geração de um elemento equivalente a um-oitavo de um cilindro Marshall .....	44
Figura 22 – Nós e graus de liberdade de um elemento Abaqus® C3D8R utilizado nas análises .....	45
Figura 23 – Condições de contorno utilizadas nas análises.....	46
Figura 24 – Pontos de Análise A1-A5, B1-B5 e C0-C1 .....	46
Figura 25 – Sensibilidade do modelo ao nível de atrito no contato friso-amostra .....	47
Figura 26 – Deslocamentos no eixo z magnificado 150x.....	48
Figura 27 – Invariante de tensões Mises gerado no corpo-de-prova .....	48
Figura 28 – Tensões normais e cisalhantes nos três eixo (x,y,z, xy, xz e yz de cima para baixo da esq. para a dir.) .....	49
Figura 29 – Deslocamentos nos três eixo (x,y,z de cima para baixo) .....	50
Figura 30 – Tipos de suporte para posicionamento de LVDT(s) externo(s) ao corpo-de-prova .....	51
Figura 31 – Tipos de suporte para posicionamento de LVDTs preso à face do corpo-de-prova .....	52
Figura 32 – Deslocamentos horizontais medidos nos pontos B1C1, B3, C0 e C05.....	53
Figura 33 – Consideração sobre a freqüência de solicitações.....	56
Figura 34 – Ilustração esquemática das componentes de deslocamento resiliente .....	57
Figura 35 – Comparativo entre os diversos algoritmos de determinação do deslocamento resiliente .....	57
Figura 36 – Extração de corpo-de-prova de pista .....	60
Figura 37 – Detalhe de um corpo-de-prova extraído .....	60



Figura 38 – Algoritmos de determinação do deslocamento resiliente implementados no SEEPAV8200 .....	62
Figura 39 – Comparativo dos valores de MR em função dos algoritmos avaliados – CPs de campo .....	65
Figura 40 – Comparativo dos valores de MR em função dos algoritmos avaliados – CPs de laboratório .....	65
Figura 41 – Estrutura de pavimento considerando nas análises Lote 1 .....	67
Figura 42 – Detalhe da seção transversal da ampliação da rodovia no km5 da BR-290/RS, Pista Norte .....	67
Figura 43 – Representação gráfica dos modelos k-θ para os materiais de base simulados.....	68
Figura 44 – Tensão de tração na base do revestimento para as estruturas simuladas.....	71
Figura 45 – Deformação de tração na base do revestimento para as estruturas simuladas.....	71
Figura 46 – Deformação de compressão no topo do subleito .....	72
Figura 47 – Gráfico de resultados para tensão na fibra inferior da capa – Cenário 1 .....	73
Figura 48 – Gráfico de resultados para tensão na fibra inferior da capa – Cenário 2 .....	73
Figura 49 – Gráfico de resultados para tensão na fibra inferior da capa – Cenário 3 .....	74
Figura 50 – Gráfico de resultados para tensão na fibra inferior da capa – Cenário 4 .....	74
Figura 51 – Número de ciclos de carregamento máximo para trincamento por fadiga admissível .....	78
Figura 52 – Comparativo da vida dos pavimentos do Cenário 3 & 4.....	79
Figura 53 – Número de ciclos de carregamento máximo para deformação permanente admissível.....	80
Figura 54 – Número de ciclos de carregamento máximo para deformação permanente admissível.....	80



## LISTA DE SIGLAS E ABREVIAÇÕES

AASHO	<i>American Association of State Highway Official</i> (atual AASHTO)
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
adm	Adimensional
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
AS	<i>Australian Standards</i>
ASTM	<i>American Society of Testing and Materials</i>
A1-A5	Pontos de Análise na modelagem FEM no Eixo Y
B1-B5	Pontos de Análise na modelagem FEM no Eixo X
C0-C1	Pontos de Análise na modelagem FEM no Eixo Z
BSi	<i>British Standards</i>
CONCEPA	Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da UFRJ
D	Dano
DAER	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem
DEM	<i>Discrete Element Modeling</i> – Modelagem por Elementos Discretos
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (atual DNIT)
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (ex-DNER)
d.r.	Deslocamento resiliente
d.r.i	Deslocamento resiliente instantâneo
dr.t	Deslocamento resiliente total
E	Módulo de Elasticidade
EN	<i>European Standards</i>
FEM	<i>Finite Element Modeling</i> – Modelagem por Elementos Finitos
$f_1, f_2, f_3$	Constantes determinadas através de ensaios laboratoriais de fadiga, sendo $f_1$ modificado para correlacionar comportamento com observações de campo
$f_4, f_5$	Constantes determinadas a partir de testes em pista ou performance em campo em função do desenvolvimento de deformação permanente.
IPR	Institutos de Pesquisas Rodoviárias
Kgf	Kilograma-força
kPa	Kilopascal (unidade de pressão/tensão)
$k\cdot\theta$	Modelo de rigidez não-linear para materiais granulares em função do somatório de tensões principais
LAPAV	Laboratório de Pavimentação da UFRGS



LTPP	Long Term Pavement Performance
MR	Módulo de Resiliência determinado no ensaio de compressão diametral
MRi	Módulo de Resiliência instantâneo
MRt	Módulo de Resiliência total
MR <sub>LTPP-P07</sub>	Módulo de Resiliência calculado segundo o algoritmo do protocolo P07 do LTPP
MR <sub>NCHRP1-28/1-28A</sub>	Módulo de Resiliência total calculado segundo o algoritmo do protocolo do NCHRP 1-28/1-28A
MR <sub>iNCHRP1-28/1-28A</sub>	Módulo de Resiliência instantâneo calculado segundo o algoritmo do protocolo do NCHRP 1-28/1-28A
m,n	Distância relativa do ponto de análise de deslocamento à origem
N <sub>f</sub>	Número de ciclos permitível para a prevenção de trincas por fadiga (vida de fadiga)
N <sub>d</sub>	Número de ciclos permitível para limitação de deformação permanente
n <sub>i</sub>	Tráfego para o período i
N <sub>i</sub>	Repetições permitíveis até a falha sob condições no período i
MPa	Megapascal (unidade de pressão/tensão)
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
RT	Resistência à Tração
S?	Tensão na direção 1,2,3 ou X, Y, Z (S1, S2, S3 ou SX, SY, SZ)
S <sub>m</sub>	Módulo de Rígidez
T	Número total de períodos
TECNAPAV	Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis segundo norma DNIT PRO269/1994.
U?	Deslocamento na direção 1,2,3 ou X, Y, Z (U1, U2, U3 ou UX, UY, UZ)
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
v	Coeficiente de Poisson
ε <sub>c</sub>	Deformação de compressão no topo do subleito
ε <sub>t</sub>	Deformação de tração na base do revestimento asfáltico



PESQUISA CONCEPA /ANTT





## 1 INTRODUÇÃO

O Módulo de resiliência (MR) vem sendo utilizado como parâmetro chave nos projetos de pavimentos flexíveis no Brasil desde os anos 80 do século passado. As primeiras pesquisas sobre o comportamento de dinâmica em pavimentos foram iniciadas através da parceria IPR/DNER e COPPE/UFRJ em 1978, com vistas à elaboração de procedimentos que possibilassem considerar explicitamente a resiliência na avaliação estrutural de pavimentos flexíveis, assim como no dimensionamento de reforço dos mesmos (Pinto e Preussler, 2001).

O MR foi inicialmente introduzido através de correlações com os coeficientes de equivalência estrutural pelo procedimento normativo PRO 159 (DNER, 1985) e ganhou forças em 1994 com a normatização do procedimento para projeto de reforços de pavimentos flexíveis TECNAPAV, fundamento nos modelos analíticos do procedimento proposto por Preussler e Pinto em 1982. O TECNAPAV, ou PRO 269, (DNER, 1994) é um dos primeiros procedimentos de dimensionamento de pavimentos flexíveis brasileiros a considerar explicitamente as propriedades resilientes de solos e materiais asfálticos.

Os primeiros ensaios resilientes eram realizados em ensaios de tração direta e vigas bi apoiadas já na década de 60. Em 1972, o pesquisador R J Schmidt, da Chevron, (Schmidt, 1972), propôs um método prático para determinação do MR em misturas asfálticas através do ensaio de tração indireta. À época, transdutores de deslocamento eram registrados em oscilógrafos e a interpretação dos resultados era realizada manualmente.

Com a evolução dos sistemas de instrumentação em meio à corrida da era digital do século XXI, os ensaios de MR, juntamente com a evolução dos equipamentos laboratoriais de todas as áreas do conhecimento, passaram a sofrer consecutivas reformulações e re-conceituações. Estas mudanças ocasionaram uma alteração na faixa de valores de MR esperados para as misturas betuminosas no âmbito nacional e internacional, que precisa ser estudado e esclarecido.

Em detrimento destas sucessivas modificações, vários estudos norte-americanos, e alguns europeus, propuseram diferentes protocolos de ensaio e algoritmos de cálculo para determinação dos parâmetros calculados durante o ensaio de MR realizado sobre compressão diametral (AASHTO, ASTM, LTPP, SHRP, BSI, AS). Com efeito, o uso destes diferentes protocolos e dos variados algoritmos propostos influenciam diretamente a determinação do módulo de resiliência.

Assim, é possível dizer que a faixa de valores antes “recomendada” pelo PRO 159/85 (DNER, 1985) para concretos asfálticos que não pudessem ser ensaiados em laboratório – valores ao redor de 30.000 kgf/cm<sup>2</sup> (2942MPa) – não pode hoje ser considerada um valor padrão, face aos valores encontrados nas pesquisas brasileiras mais atuais como, por exemplo, as pesquisas de Marques (2004) e Brito (2006).

Neste contexto, esta pesquisa tem como principal objetivo avaliar as metodologias de ensaio existentes para determinação do módulo de resiliência (MR) por compressão diametral, investigando as diferenças existentes nos sistemas mecânicos de ensaio, na sua instrumentação e ainda nas rotinas matemáticas utilizadas para determinação deste parâmetro.

É fundamental que exista um entendimento do mecanismo de funcionamento deste ensaio e do princípio utilizado na determinação do MR para que se possa, desta forma, propor a melhor escolha dentre as várias metodologias utilizadas nos diversos centros de pesquisa. Isto contribuirá para que os projetos de pavimentos flexíveis, tanto para estruturas novas quanto para projetos de



recuperação estrutural, sejam embasados num valor confiável e realístico que assegurem o melhor desempenho possível.

Foi em busca de informações que pudessem ajudar a responder esta questão que a CONCEPA, Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre, solicitou junto a Prime Engenharia, uma pesquisa que pudesse auxiliar o entendimento desta problemática e beneficiar um amplo intervalo de usuários, acadêmicos e profissionais em nível nacional. Com este intuito foi proposta e aprovada pela ANTT (Agência Nacional de Transportes Terrestres) a pesquisa intitulada "Avaliação da metodologia de cálculo para determinação do módulo de resiliência por compressão diametral para fins de projeto de pavimento e controle de qualidade de obras", sobre a qual este relatório versa.

## 1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

Esta pesquisa tem por objetivo principal avaliar as metodologias de ensaio existentes para determinação do módulo de resiliência (MR) por compressão diametral, investigando as diferenças existentes nos sistemas mecânicos de ensaio, na sua instrumentação e ainda nas rotinas matemáticas utilizadas para determinação deste parâmetro.

Os objetivos específicos que nortearão esta pesquisa são:

- 1) Detalhar os vários parâmetros que influenciam na determinação do módulo de resiliência e quantificar seu impacto do cálculo do MR.
- 2) Investigar na literatura nacional e internacional os métodos laboratoriais empregados no ensaio de compressão diametral cíclica.
- 3) Comparar os vários algoritmos de cálculo utilizados na determinação do deslocamento resiliente, principal responsável pela separação da parcela recuperável obtida no ensaio.
- 4) Realizar uma análise sensitiva da variação do MR para um projeto de uma seção de pavimento representativa das rodovias do Rio Grande Sul e verificar o impacto desta variação na vida projetada do pavimento.
- 5) Selecionar o protocolo de ensaio mais adequado à realidade brasileira para determinação do MR, o qual garanta o maior nível de confiabilidade nos projetos de pavimentos a serem realizados.

## 1.2 ESTRUTURA DO RELATÓRIO

Este relatório de pesquisa está estruturado num total de nove capítulos mais um último contendo as referências bibliográficas utilizadas como material de pesquisa e apoio.

O Capítulo 2 deste relatório, que descreve “O Módulo de Resiliência”, compila os conceitos deste parâmetro, situando os aspectos a serem aproximados no restante da pesquisa. Está apresentado seu conceito, princípio do ensaio de compressão diametral e também o seu equacionamento.

O Capítulo 3, “Protocolos para Ensaios de MR”, fez uma revisão dos procedimentos de ensaio utilizados na determinação do MR por compressão diametral, segundo protocolos nacionais e internacionais. Um total de oito procedimentos entre normas e protocolos estão detalhados.



Uma investigação paramétrica sobre a importância de cada uma das variáveis que influenciam diretamente a determinação do MR é descrita no Capítulo 4, mostrando o efeito de cada um dos parâmetros com vista à determinação daqueles mais importantes a serem investigados.

No Capítulo 5, por sua vez, é realizada uma modelagem computacional numérica do ensaio de Módulo de Resiliência por compressão diametral com um programa de elementos finitos, no intuito de modelar numericamente a realização de um ensaio convencional de MR. Com isto foi possível realizar uma investigação da sensitividade do equacionamento elástico simplificado utilizado na modelagem tradicional do MR e também fazer observações sobre o sistema de medida de deslocamentos resilientes no ensaio.

A partir das observações dos capítulos anteriores, é realizada uma avaliação dos algoritmos de cálculo do deslocamento resiliente, e são então selecionados no Capítulo 6 os algorítimos a serem utilizados nas análises e ensaios a realizados na pesquisa.

O Capítulo 7 sintetiza os resultados dos ensaios realizados em corpos-de-prova extraídos de pista e moldados em laboratório analisados segundo os algoritmos selecionados no capítulo anterior.

Já no Capítulo 8, é feito uma análise sensitiva do Módulo de Resiliência através de uma análise empírico-mecanística em um projeto padrão, representativo da região sul do país, utilizando-se uma seção da BR290, Freeway, e também uma outra estrutura simplificada composta de apenas três camadas, para efeitos comparativos. É também apresentado neste capítulo uma verificação do impacto da variação do MR na vida projetada de um pavimento rodoviário.

No Capítulo 9 estão apresentadas as conclusões feitas a partir desta pesquisa juntamente com uma discussão a cerca dos resultados encontrados.



## 2 O MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Os projetos de pavimentos flexíveis têm evoluído das sistemáticas empíricas proposta no início da segunda metade do século passado para metodologias empírico-mecanísticas. Enquanto nas metodologias puramente empíricas toda a caracterização dos materiais é representativa tão somente das condições únicas do momento de sua determinação, nas metodologias mecanísticas, as propriedades constitutivas dos materiais são medidas. Tais propriedades podem ser uma constante ou uma função de uma ou mais variáveis independentes.

Em sua essência, um projeto de pavimento puramente mecanístico ainda não pode ser alcançado dada a complexidade da modelagem do comportamento de materiais de pavimentação como os agregados e ligantes asfálticos em suas várias fases constitutivas e variedades. Ficam desta forma os projetos mecanísticos sempre vinculados a uma fase de validação e calibração (empírica) que ajusta o comportamento modelado ao desempenho esperada em campo.

Um dos principais parâmetros utilizado nas últimas décadas, e ainda vastamente empregado e pesquisado no âmbito nacional e internacional, é o módulo de elasticidade de materiais asfálticos. Por ser um dos materiais mais nobres e caros dos pavimentos flexíveis, o entendimento de seu funcionamento é chave para um projeto bem sucedido.

Para tanto, o parâmetro conhecido como “Módulo de Resiliência” (MR) foi introduzido inicialmente na primeira metodologia de projetos mecanísticos pelo Instituto do Asfalto Norteamericano, em 1972. Pelo fato das estruturas rodoviárias estarem sujeitas a cargas cíclicas e não estáticas, a determinação de um módulo de elasticidade, determinado sob carregamento monotônico, teria pouca representatividade da condição real de solicitação.

Da mesma forma, como as camadas flexíveis trabalham constantemente em domínio de deformação e recuperação, em uma magnitude muito diferente daquela até então usual para os materiais de engenharia tradicional, convencionou-se o módulo de resiliência como parâmetro chave das propriedades elásticas dos materiais asfálticos. O MR é, nos dias de hoje, o parâmetro mais importante tanto para projetos empírico-mecanísticos de pavimentos flexíveis novos como para pavimentos restaurados, e ainda é utilizado vastamente no controle de qualidade de obras rodoviárias.

### 2.1 HISTÓRICO

Atribui-se os primeiros ensaios de MR por compressão diametral em misturas asfálticas ao pesquisador da Chevron, R J Schmidt (Schmidt, 1972). Entendia Schmidt que era necessário que fosse desenvolvido um ensaio para determinação das características resilientes dos materiais betuminosos de forma simples e eficaz. Propôs, assim, que fosse realizado um ensaio de cargas cíclicas no então conhecido Ensaio Brasileiro – ensaio de compressão diametral proposto em 1943 pelo professor Fernando L. L. B. Carneiro, até então utilizado para a determinação da resistência à tração de corpos-de-prova de concreto de cimento Portland.

No Brasil, o módulo de resiliência foi determinado primeiramente através de ensaios triaxiais de cargas repetidas em solos pela COPPE/UFRJ em 1977 (Medina e Motta, 2005). As primeiras pesquisas com materiais asfálticos também foram desenvolvidas na COPPE/UFRJ com pesquisas de Pinto e Preussler no início dos anos 1980. O MR foi universalmente introduzido em 1986 como



um parâmetro de projeto de pavimentos flexíveis com a edição do guia da AASHTO "Guide for Design of Pavement Structures".

Nos dias de hoje, ainda se constitui como um dos mais difundidos parâmetros correntemente adotados, na íntegra ou como referência-base, por vários outros métodos empírico-mecanísticos para projeto de pavimentos.

Contudo, as normas atuais, nacionais e internacionais para este ensaio, não são suficientemente específicas de forma a produzir resultados consistentes e reprodutivos. Diferenças nos equipamentos de teste, instrumentação, preparação de amostras, condição final das amostras e processamento de dados aparentemente tem considerável efeito no valor do MR obtido a partir do ensaio.

Muitos foram os estudos feitos na intenção de padronizar as várias metodologias de ensaio existentes, mas ainda não há um consenso sobre qual a metodologia, ou fusão delas, a adotar. A pesquisa 1-28 do NCHRP - Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design – (Barksdale et al, 1997) concluída em 1997 e desenvolvida pelo Instituto de Tecnologia da Geórgia (EUA) em parceria com North Carolina State University (EUA) fez grandes avanços neste sentido, propondo novos métodos de ensaio na forma de procedimentos da ASSHTO.

A Pesquisa 1-28A do NCHRP (Harrigan, 2004) – Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavements, dando continuidade a estes esforços, foi conduzida de 1998 a 2003 pelo College Park da Maryland University (EUA) com o intuito de harmonizar as proposições feitas pela pesquisa NCHRP 1-28, implementadas sob método de ensaio AASHTO TP-31, para misturas asfálticas e TP-46, T-292, e T-294 para materiais granulares, com aquelas feitas pelo FHWA LTPP Laboratory Start-Up and Quality Control Procedure (FHWA-RD-96-176).

Embora outras tantas pesquisas, congressos e simpósios tenham sido dedicados à mesma problemática: homogeneizar o procedimento de ensaio e/ou melhor interpretar o MR, ainda há um grande esforço na busca desta padronização. Isto se deve, em grande parte, à constante modernização dos sistemas mecânicos, eletrônicos e dos recursos computacionais para automação e aquisição de dados. Por viabilizarem testes cada vez mais minuciosos, precisos e confiáveis, há uma demanda de novos padrões, na grande maioria das vezes com notáveis diferenças daquelas impostas há uma década.

Adicionalmente, modelos para prever o desempenho de pavimentos em serviço, tanto das condições estruturais quanto funcionais, são alvo de várias pesquisas, a exemplo de Queiroz (1981), Marcon (1996), Yshiba (2003), Vitorello (2008). Sendo o MR um dos fundamentais parâmetros para muitos modelos de previsão de desempenho de pavimentos asfálticos, fica evidente que a sua determinação seja a mais precisa possível.

## 2.2 MÉTODOS DE ENSAIO

O módulo de resiliência (MR) é análogo ao módulo de elasticidade (E) com ambos os termos tendo a mesma definição pela teoria da elasticidade, com a diferença que o MR é determinado a partir de um ensaio de cargas repetidas. Valores de pico de tensão e deformação recuperável (resiliente) no ensaio são usados para calcular as constantes elásticas resilientes, ainda que o pico de tensão e o pico de deformação recuperável não ocorram ao mesmo tempo em um ensaio dinâmico deste tipo (Barksdale et al., 1997).

A determinação do MR de misturas asfálticas pode ser realizada utilizando-se vários tipos de ensaios de cargas repetidas. Os mais comumente utilizados são os seguintes:



- Ensaio de tração uniaxial
- Ensaio de compressão uniaxial
- Ensaio de viga à flexão
- Ensaio de tração por compressão diametral (tração indireta)
- Ensaio de compressão triaxial

As camadas de pavimentos apresentam efeito anisotrópico cruzado. As propriedades radiais são constantes em todas as direções, mas são diferentes das propriedades apresentadas na direção vertical. Wallace e Monismith (1980) salientam que para uma adequada descrição das propriedades resilientes de um material, os cinco parâmetros a seguir são necessários:

- 1) Deformação vertical devido a um incremento na tensão vertical
- 2) Deformação radial devido a um incremento na tensão vertical
- 3) Deformação radial devido a um incremento na tensão radial
- 4) Deformação vertical devido a um incremento na tensão radial
- 5) Deformação radial devido a um incremento na tensão radial em uma direção perpendicular à deformação

Eles relatam que os ensaios triaxiais medem o primeiro e algumas vezes o segundo parâmetro enquanto o ensaio diametral mede uma composição do terceiro com o quinto parâmetro com ponderação razoável entre eles. Devido a efeitos anisotrópicos do concreto asfáltico, a discrepância do MR entre ensaios diametais e triaxiais pode ser bastante pronunciada.

Uma camada asfáltica de espessura típica está sujeita à flexão quando da ação de uma carga de roda. Esta ação é primeiramente resistida pela rigidez radial ao invés da rigidez vertical desta camada. Portanto, para corpos-de-prova verticais extraídas do pavimento, o ensaio diametral ou viga à flexão leva a avaliações mais representativas da rigidez da camada asfáltica.

Resultados de ensaios diametais são, assim, particularmente atrativos para avaliação das deformações de tração radiais nas análises de fadiga. O ensaio diametral tem ainda vantagens adicionais; por utilizar corpos-de-prova delgados, permite avaliar diversas seções de um pavimento espesso (Wallace e Monismith, 1980).

Há, ainda, vários motivos para este ensaio ter sido considerado por muitos pesquisadores como um dos mais indicados à avaliação das características resilientes de misturas asfálticas. Entre eles, Gonzalez et al.(1975), Queiroz e Visser (1978), Preussler (1983), Barksdale et al. (1997) e Kim e Wen (2002) citam:

- a) É relativamente fácil de ser executado.
- b) O tipo de corpo-de-prova e o equipamento são os mesmos do ensaio de compressão.
- c) O corpo-de-prova pode ser obtido facilmente a partir do Compactador Giratório SuperpaveTM (SGC).



- d) Os corpos-de-prova no SGC simulam a relação entre a direção de compactação e direção da tensão de tração crítica do campo.
- e) A ruptura não é seriamente afetada pelas condições superficiais.
- f) A ruptura inicia-se em uma região de tensão de tração relativamente uniforme.
- g) O coeficiente de variação dos resultados do ensaio é baixo comparado com outros métodos.
- h) Pode ser feito com carga estática ou cargas repetidas.
- i) Pode fornecer informações sobre a resistência à tração, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, características de fadiga e de deformações permanentes.
- j) Simula o estado de tensão na parte inferior da camada asfáltica de um pavimento, que é uma zona de tração.

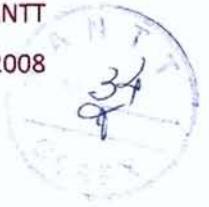
Adiciona-se a estes itens, o fato do corpo-de-prova ser moldado em equipamento utilizado na metodologia Marshall de dosagem de mistura asfálticas (corpo-de-prova cilíndrico de 101,6mm de diâmetro e 63,5mm de altura), amplamente difundida nos EUA durante a segunda metade do século XX e ainda utilizada em larga escala no Brasil e outros países, facilitando assim, a obtenção de corpos-de-prova para o ensaio. Outra grande vantagem é a de ser um ensaio não-destrutivo, permitindo que sejam determinadas outras propriedades do material após sua caracterização modular, como, por exemplo, teor de ligante, resistência à tração, desgaste, densidade, etc.

Kim e Wen (2002) chamam a atenção para algumas desvantagens dos ensaios por compressão diametral, a saber:

- a) A deformação permanente junto aos frisos de carregamento é indesejável para a avaliação do potencial de fissuração das misturas asfálticas.
- b) Os ensaios só devem ser feitos sob tensão-controlada.
- c) A distribuição de deformações no centro da amostra é razoavelmente não-linear.

Os autores retificam, entretanto, que os erros na medição de deslocamentos podem ser superados a partir da disposição de sensores em vãos adequados, como por exemplo, utilizando distâncias pequenas o suficiente de modo a ficar longe da zona afetada pelos frisos de carregamento. A questão de deformação-controlada versus tensão-controlada pode ser considerada insignificante se um modelo real do material puder ser desenvolvido. A terceira desvantagem mencionada também pode ser superada através do uso de soluções teóricas apropriadas que validem as medições atuais.

Um estudo de Bonaquist et al. (1986) avaliou vários métodos para determinação do módulo de elasticidade. O estudo lançou mão de ensaio de campo e laboratório e também de correlações teóricas e empíricas existentes. Conclui o estudo, a partir de comparações entre deflexões medidas e previstas, que, para os materiais estudados, o ensaio de módulo de resiliência por tração indireta é o mais apropriado para uso com a teoria de camadas elásticas.



### 2.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

A Figura 1 mostra um desenho esquemático do tipo de equipamento utilizado no ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral mais utilizado no país. O ensaio consiste, basicamente, da aplicação de uma tensão desvio pulsante – controlada por uma válvula 3 vias conectada a um temporizador – através de um cilindro de pressão. A carga gerada pela ação da pressão de ar comprimido liberada pela válvula 3 vias (solenóide) é medida pela célula de carga e então distribuída pelos frisos de carregamento ao corpo-de-prova. O deslocamento resultante é medido pelo LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) preso ao corpo-de-prova por um suporte. Este deslocamento é então amplificado por um condicionador de sinais e armazenado em um sistema de aquisição de dados para análise.

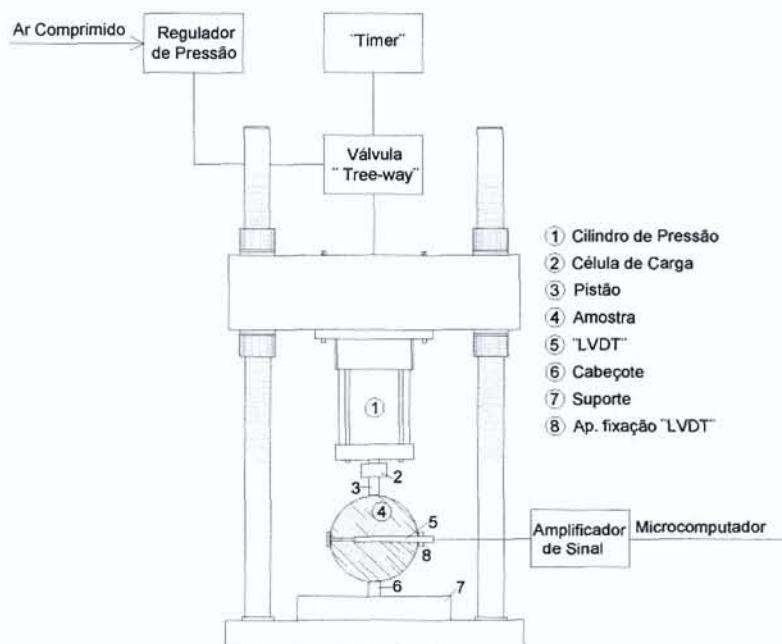


Figura 1 – Corte esquemático do equipamento de módulo de resiliência

O princípio de aplicação de carga é o mesmo do ensaio de compressão diametral, porém neste, além de o carregamento ser pulsante, ao invés de estático e monotônico, o corpo-de-prova não é levado à ruptura. O carregamento é de magnitude equivalente a um percentual da resistência à tração da mistura, usualmente ao redor de 15%. Para o cálculo do MR é então considerada a carga à que o corpo-de-prova está submetido por ação do carregamento cíclico e o deslocamento gerado por ele, como mostra a Figura 2.

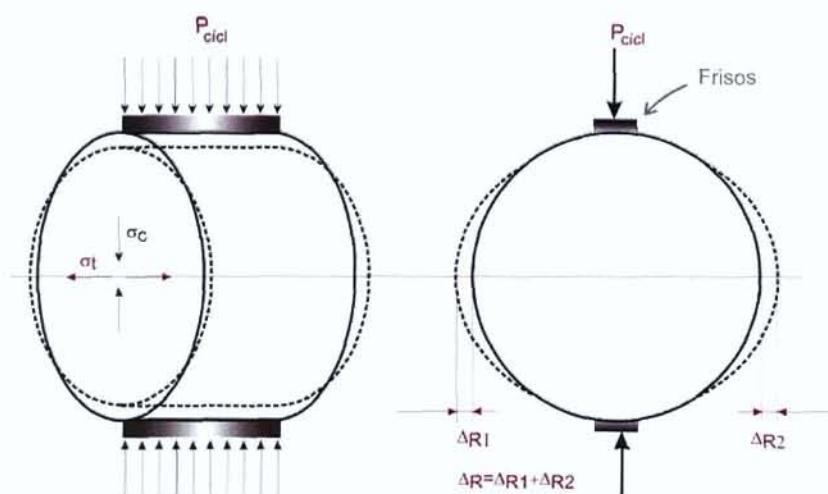


Figura 2 - Esquema do carregamento do corpo-de-prova no ensaio de MR

Onde:

$P_{cicl}$  = carga cíclica aplicada

$\Delta_{R1}$  = parcela 1 do deslocamento resiliente

$\Delta_{R2}$  = parcela 2 do deslocamento resiliente

$\Delta_R$  = deslocamento resiliente total

$\sigma_c$  = tensão de compressão no centro do corpo-de-prova

$\sigma_t$  = tensão de tração no centro do corpo-de-prova

A Figura 3 mostra um resultado típico das curvas de carga e deslocamento durante um ensaio de módulo de resiliência tipicamente obtidos num pórtico de carregamento como ilustrado na Figura 4. A partir destes gráficos é então determinado o valor da carga pulsante aplicada e do deslocamento resiliente (d.r.) para a determinação do MR.

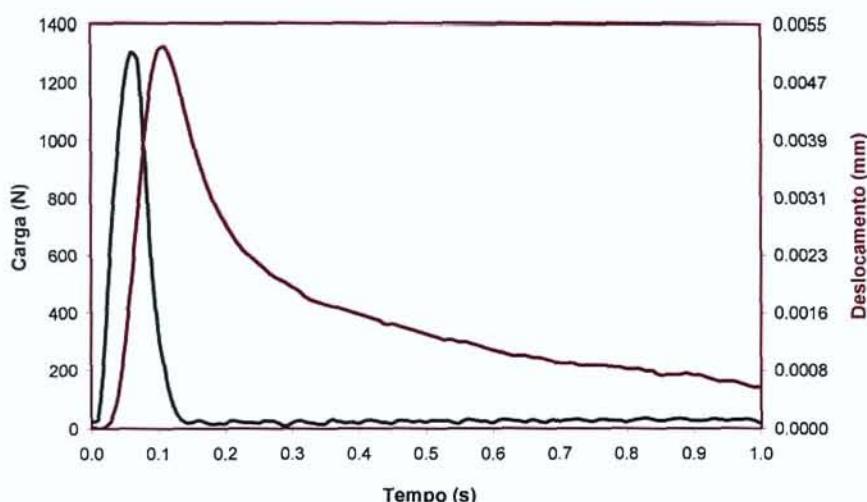


Figura 3 – Pulso de carga e deslocamento típicos em um ensaio de MR

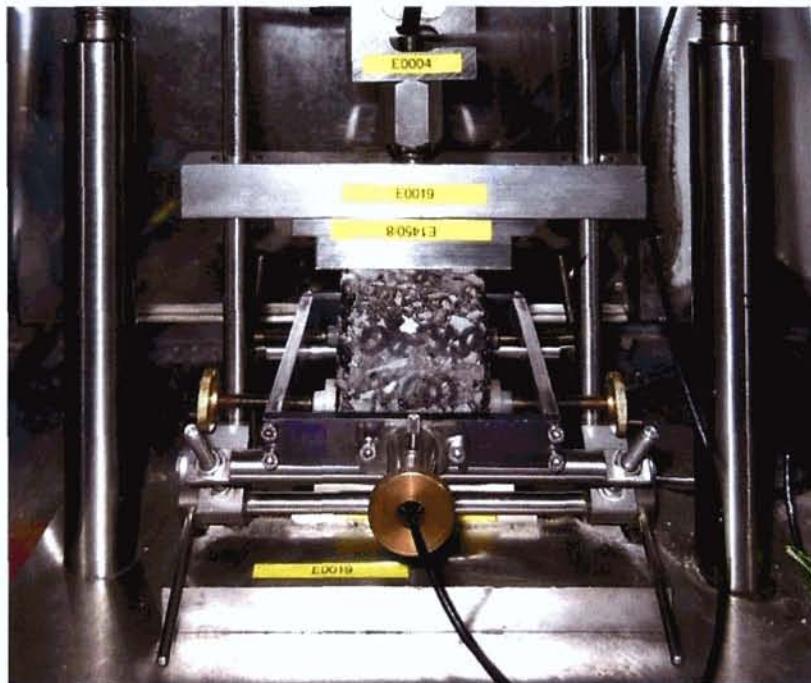


Figura 4 – Foto de um equipamento de ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral

## 2.4 EQUACIONAMENTO

São dois os modelos usualmente empregados para obtenção do Módulo de Resiliência a partir da parcela elástica do deslocamento total de um dado pulso de carga:

- Modelo de Lobo Carneiro (1943)
- Modelo de Hondros (1959)

Ambos os modelos representam uma situação de Estado Plano de Tensões (EPT) - um estado plano de tensões ocorre quando uma das tensões principais é zero. Embora esta condição admita a característica de distribuição do carregamento ao longo da espessura do corpo-de-prova, a geometria real não satisfaz a condição de EPT, pois o diâmetro das amostras cilíndricas normalmente utilizadas nos ensaios de MR está na faixa dos 100 mm, com espessuras variando entre 40 a 70 mm; ou seja, a espessura do corpo-de-prova não pode ser considerada suficientemente delgada em comparação ao diâmetro. Desta forma, as tensões que na condição EPT seriam consideradas nulas, nas condições reais de ensaio não podem ser assim certificadas, pois podem sofrer influência no campo de deslocamentos do elemento testado.

Embora haja contrapostos como este, a simplificação utilizada por ambos os modelos faz uma boa aproximação da distribuição de tensões durante o ensaio de compressão diametral, e permite que a relação entre os deslocamentos e tensões atuantes no centro da amostra seja calculada com relativa simplicidade. É por esta razão que ambas as teorias continuam a ser amplamente empregadas na determinação do MR.



Em adição aos modelos de Lobo Carneiro e Hondros, Zhang et al. (1997) apresentam um formulário no qual o equacionamento para um ensaio de compressão diametral é possível tanto para um estado plano de tensões quanto para um estado plano de deformações. As soluções apresentadas têm validade para um intervalo de pontos de análise realizada em amostras cilíndricas de uma dada relação de largura do friso de carregamento pelo diâmetro do corpo-de-prova.

#### 2.4.1 Modelo de Lobo Carneiro

O modelo de Lobo Carneiro foi inicialmente desenvolvido em 1943 para determinação da resistência à tração de corpos-de-prova cilíndricos de concreto. O modelo considera um corpo cilíndrico constituído de material elástico linear, homogêneo e isotrópico sob ação de cargas concentradas  $P$  nos extremos verticais. O deslocamento entre os extremos do eixo  $x$ , para o diâmetro de um corpo-de-prova do tipo Marshall (101,6 mm) é dado pela seguinte equação:

Equação 1

$$E = \frac{P}{\Delta h} (\nu + 0,2734)$$

Onde

$E$  - Módulo de Elasticidade do material

$P$  - Carga aplicada no eixo vertical

$\Delta$  - Deslocamento entre os extremos do eixo horizontal

$h$  - Espessura do corpo de prova

$\nu$  - Coeficiente de Poisson do material

#### 2.4.2 Modelo de Hondros

A solução de Hondros se aplica ao caso de um cilindro de material elástico linear, homogêneo e isotrópico, carregado por uma carga uniformemente distribuída em um arco finito da circunferência e ao longo de toda a espessura do cilindro. O deslocamento entre os dois extremos horizontais, para um diâmetro de 101,6 mm e comprimento do arco de circunferência de 12,7 mm é dado pela equação abaixo, onde as variáveis são as mesmas como definidas anteriormente.

Equação 2

$$E = \frac{P}{\Delta h} (\nu + 0,2699)$$

A vantagem da equação de Hondros sobre a equação de Lobo Carneiro é o fato da consideração da carga distribuída por um friso, e não apenas a consideração de uma carga pontual. Segundo Zhang et al (1997), na aplicação de uma carga distribuída por frisos rígidos são esperadas pressões



de contato maiores nos cantos do friso do que na parte central, caracterizando uma distribuição não uniforme de pressão de contato.

González et al (1975) ressalta que as equações propostas por Hondros requerem que as integrações sejam feitas utilizando-se programas computacionais. Entretanto, para um dado diâmetro de corpo-de-prova e uma dada largura do friso de carregamento estas equações podem ser simplificadas e usadas sem o auxílio de programas. Assim, González et al. (1975) propuseram uma adaptação da fórmula de Hondros para a situação típica de um ensaio sob compressão diametral, propondo, o seguinte equacionamento para o cálculo do MR:

*Equação 3*

$$E = \frac{P}{\Delta h} (0,9976\nu + 0,2692)$$

Este é o equacionamento para cálculo do MR hoje amplamente difundido no Brasil. É importante salientar que sua validade é restrita às medições de deslocamento realizadas entre os extremos do diâmetro do corpo-de-prova, ou seja, com os extensômetros, ou LVDTs, presos no limites externos das bordas no plano perpendicular ao de aplicação da carga. Para medições realizadas com sensores de deslocamento presos na face do corpo-de-prova, com uma distância entre os pontos de fixação diferentes de um diâmetro (101,6 mm), tal formulação não é válida. Para estes casos, Zhang et al (1997) apresenta um formulário derivado da Lei de Hook.

#### 2.4.3 Solução de Zhang

Zhang et al (1997) derivaram a partir das equações de Hondros, e suplementadas pelas equações de deformações derivadas da Lei de Hook, tanto equações válidas para um estado plano de tensões quanto equações válidas para um estado plano de deformações. As soluções apresentadas são para um corpo-de-prova cilíndrico de diâmetro qualquer com um friso de carregamento de largura "p" com diversas distâncias de pontos de análise.

Para efeitos desta pesquisa, são apresentadas somente as equações relativas à determinação dos deslocamentos horizontal e vertical para um estado plano de tensões, conforme as equações abaixo.

*Equação 4*

$$\Delta U_{2mR} = \frac{P}{Eh} (I_1 - \nu I_2)$$

*Equação 5*

$$\Delta V_{2nR} = \frac{P}{Eh} (I_4 - \nu I_3)$$

$\Delta U_{2mR}$  = variação do diâmetro da seção na direção x

$\Delta V_{2nR}$  = variação do diâmetro da seção na direção y

$I_{1,2,3,4}$  = coeficientes em função da relação  $a/2R$  e  $m,n$  (ver Tabela 1)

Para validade das equações apresentadas, deve ser considerado um setor centralmente locado no eixo horizontal x de comprimento  $2mR$ , e um setor centralmente locado no eixo y de comprimento  $2nR$ , tal que  $0 < m,n < 1$ , conforme mostra a Figura 5.

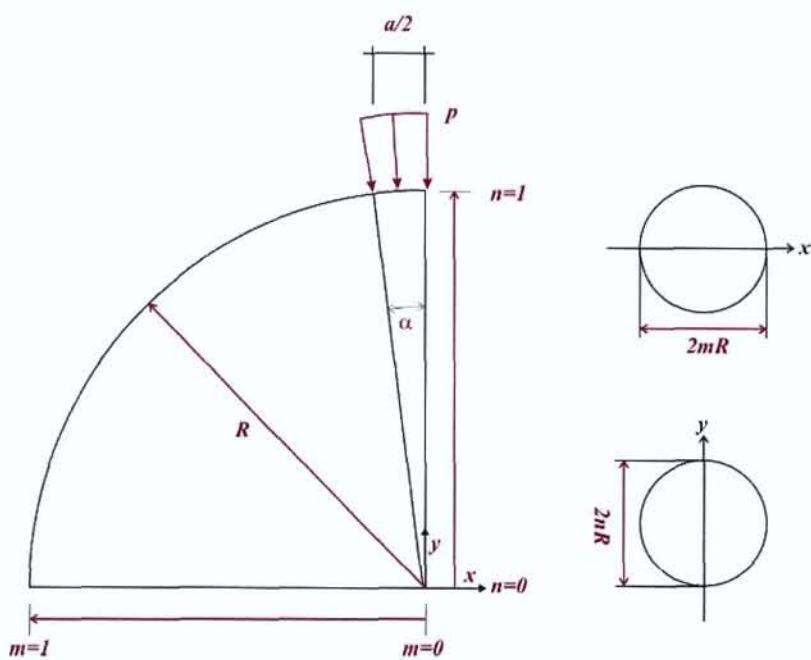


Figura 5 – Consideração de m,n nas equações apresentadas por Zhang

A Tabela 1 apresenta os valores dos coeficientes  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $I_3$  e  $I_4$  para homogeneização das equações para a relação  $a/2R = 1/8$  (largura do friso de carregamento / diâmetro do corpo-de-prova) e m,n (distância relativa do ponto de análise de deslocamento à origem).

Tabela 1 – Valores das Constantes  $I_{1,2,3,4}$  para a Equação 4 e Equação 5 na condição  $a/2R=1/8$ 

m, n	$I_1$	$I_2$	$I_3$	$I_4$
0,25	0,144357	-0,450802	0,155789	-0,488592
0,50	0,233936	-0,780056	0,307445	-1,069463
0,75	0,265925	-0,952670	0,430875	-1,934486
1,00	0,269895	-1,000000	-0,062745	-3,587913

Para o cálculo do módulo, deve-se isolar a constante E na equação referente ao deslocamento medido (vertical e/ou horizontal), conhecer a relação  $a/2R$  (largura do friso/diâmetro do corpo-de-prova) e a distância que os pontos de avaliação do deslocamento estão do centro do corpo-de-prova.



### 3 PROTOCOLOS PARA ENSAIOS DE MR

Faz-se, neste item, uma descrição dos métodos nacionais e internacionais de maior relevância utilizados para determinação do módulo de resiliência em misturas asfálticas no ensaio de tração indireta, ressaltando detalhes em relação ao tipo de equipamento solicitado pela norma, procedimentos de ensaio e critérios de determinação dos deslocamentos resilientes, assim como a carga de ensaio e o tempo do pulso de carga utilizados.

Alguns pontos são comuns em todas as recomendações, e são portanto omitidos dos procedimentos abaixo. São eles, uso de corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro nominal de 102 ou 152 mm; carga aplicada por frisos côncavos de largura igual a 12,7 mm, para o primeiro diâmetro de corpo-de-prova, e 19 mm para o segundo, e em ambos os casos com a curvatura do friso igual à do corpo-de-prova testado.

#### 3.1 NORMA NORTE-AMERICANA ASTM D-4123

A norma ASTM D-4123, de 1982 e revista em 1995, apresenta nível médio de detalhamento em relação às outras comentadas neste item. Sabe-se, entretanto, da existência de uma reformulação em tramitação, com a colaboração de pesquisadores brasileiros, que elevará o grau de detalhamento da mesma.

Esta norma recomenda ensaios de MR às temperaturas de 5°, 25° e 40°C (condicionadas em estufas termo-controladas) a uma ou mais freqüências de ensaio, por exemplo, de 0,33, 0,5 e 1 Hz.

O equipamento sugerido é do tipo eletro-hidráulico com gerador de funções capaz de produzir as formas de onda preconizadas, semi-seno-verso ou outra adequada, ou ainda sistemas pneumáticos disponíveis comercialmente ou produzidos em laboratório. A duração da carga deverá ser de 0,1 s a 0,4 s, chamando-se a atenção que esta é a variável mais importante e é, portanto, recomendado que se faça uso do menor tempo que puder ser gravado, sendo o 0,1 s o mais representativo do carregamento transitório a que os pavimentos são expostos.

É recomendado o uso de dois sensores do tipo LVDT, de ponta retrátil ou de ponta colada ao corpo-de-prova, ou outro sistema adequado, presos em lados opostos no diâmetro horizontal. Deve-se proceder a duas medições de MR por corpo-de-prova; uma a 0° e a outra a 90°, obtidas pela rotação deste.

Quanto ao procedimento de ensaio, a norma preconiza a aplicação mínima de 50 a 200 ciclos de condicionamento. A carga de ensaio deverá ser de 10 a 50% da RT, ou, alternativamente, aplicar 4 a 35 N/mm da espessura do corpo-de-prova testado (para um corpo-de-prova de 63,5 mm de espessura, a carga deve ficar entre 254 a 2223 N).

Em relação à determinação dos deslocamentos resilientes, não se faz menção a algoritmos matemáticos, apenas à referência gráfica, conforme Figura 6, de onde devem ser determinados apenas os deslocamentos resilientes total e instantâneo. A equação para determinação do MR é aquela descrita na Equação 2, sendo determinado um valor de MR para cada deslocamento resiliente, totalizando dois valores de MR (total e instantâneo) e dois valores de v (total e instantâneo).

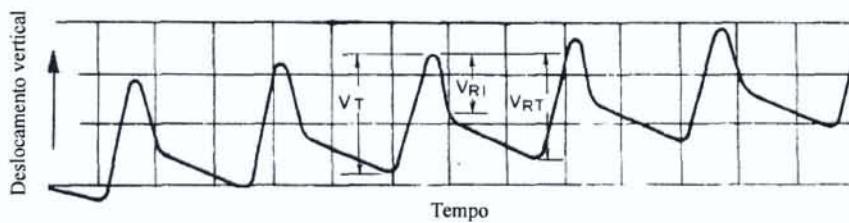
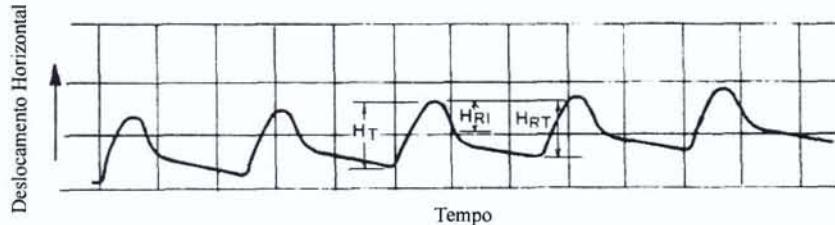
(a) Deslocamento vertical *versus* tempo(b) Deslocamento horizontal *versus* tempo

Figura 6 – Deslocamentos totais e deslocamentos resilientes instantâneos e totais

### 3.2 NORMA NORTE-AMERICANA AASHTO TP-31-96

Esta norma foi inicialmente aprovada em 1994, e publicada oficialmente em 1996. Em janeiro de 2001 foi revisada. Pode ser considerada uma norma de alto grau de detalhamento. Recomenda ensaios às temperaturas de 5°, 25° e 40°C e à freqüência de 1 Hz. O pulso de carga preconizado é do tipo semi-seno-verso com duração de 0,1 s. O equipamento sugerido é do tipo eletro-hidráulico com gerador de funções capaz de produzir a forma de onda descrita.

O sistema de registro de dados deve proporcionar informações de deslocamento e carga em tempo real. Tanto os deslocamentos horizontais quanto verticais devem ser obtidos com auxílio de LVDTs. Os LVDTs para leitura dos deslocamentos horizontais devem estar em contato efetivo com o corpo-de-prova através do uso de sensores de ponta retrátil em forma de meio-cilindro com diâmetro de 9,5 mm, posicionados a meia altura do corpo-de-prova e presos em lados opostos no diâmetro horizontal. Os sensores verticais devem ser também de ponta retrátil e posicionados externamente ao corpo-de-prova, e equidistantes das hastes do pórtico de carregamento, de maneira a medir a aproximação dos frisos de contato.

Em relação ao procedimento de ensaio, o MR deve ser medido a partir da média dos deslocamentos de 5 pulsos gravados após 30 pulsos de carga ou mais. Quatro dos cinco pulsos de deslocamento devem estar dentro de uma faixa de 15% da média do módulo resiliente. A carga usada para ensaio deve ser equivalente a 30, 15 e 5% da RT medida a 25°C, para ensaios conduzidos a 5, 25 e 40°C, respectivamente.

Dois valores de módulos de resiliência devem ser obtidos. Um a partir do deslocamento resiliente instantâneo horizontal e outro obtido a partir do deslocamento resiliente total horizontal, conforme ilustrado na Figura 7. A regressão linear 1 é essencialmente uma extensão da porção linear da reta de descarregamento, e abrange todos os pontos entre o pico de deslocamento até o ponto equivalente a 75% do retorno do deslocamento resiliente total. A segunda regressão é baseada em todos os pontos dos últimos 0,75 s de um pulso. O deslocamento resiliente total é



obtido pela diferença entre o máximo deslocamento e a média de todos os pontos dos últimos 75% do ciclo.

As equações para determinação do MR é aquela descrita Equação 2. Dois coeficientes de Poisson (resiliente total e resiliente instantâneo) também devem ser determinados, devendo estar ambos entre  $0,10 < v < 0,50$ , caso contrário estes limites devem ser assumidos como máximo e mínimo, para cálculo do MR.

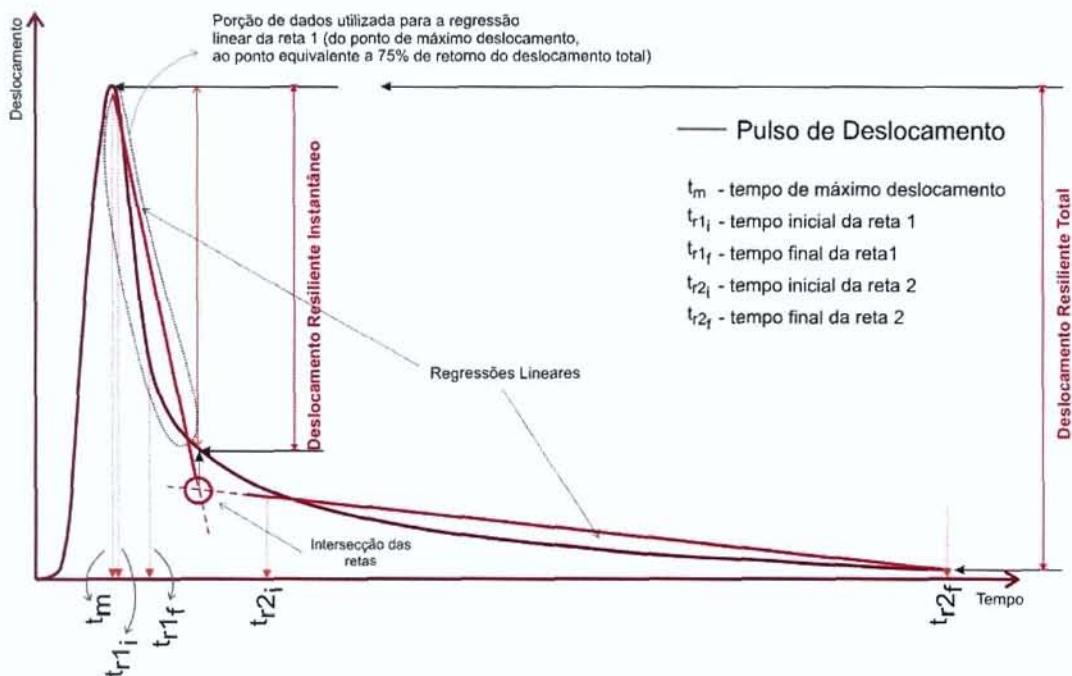


Figura 7 – Ilustração do método para determinação do deslocamento resiliente segundo AASHTO TP31-96

### 3.3 PROTOCOLO LTPP P07

Este protocolo foi preparado inicialmente em 1992 pelo Programa SHRP/LTPP. A versão disponível, entretanto, é a versão 1.1 de agosto de 2001. Pode ser considerado um procedimento de ensaio de alto nível de detalhamento. Estão citadas neste trabalho somente as recomendações feitas pelo protocolo referente ao ensaio de MR em misturas asfálticas.

As questões referentes a equipamento, temperaturas de ensaio e forma de pulso de carga são idênticas àquelas preconizadas pela norma da AASHTO TP-31-96, a exceção da especificação da freqüência de aquisição de dados, sugerindo um sistema que disponha de uma taxa de amostragem igual a 500 pontos por segundo.

A determinação dos deslocamentos resilientes e o sistema de leitura de deslocamentos, entretanto, apresentam mudanças em relação aos modelos anteriormente apresentados. A Figura 8 ilustra o algoritmo para determinação dos deslocamentos resilientes conforme preconizado pelo protocolo. Para cada ciclo, duas regressões lineares são usadas no cálculo do deslocamento resiliente instantâneo. A primeira, entre os pontos 5 e 17 após o pico de deslocamento; e a segunda nos últimos 299 pontos do ciclo, considerando uma taxa de amostragem de 500



pontos/s. Colocando estes índices numa referência temporal, têm-se os limites apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Tempos usados pela AASHTO e LTPP para determinação dos deslocamentos resilientes instantâneos

	AASHTO TP31-96	LTPP – FHWA P07
tr <sub>1i</sub>	$t_m + t_{1\text{ponto}}$	$t_m + 0,01\text{s}$
tr <sub>1f</sub>	t75% do desl. total	$t_m + 0,034\text{s}$
tr <sub>2i</sub>	0,25s	0,400s
tr <sub>2f</sub>	1,00s	$1,00\text{s} + t_{1\text{ponto}}$

Em relação ao sistema de leitura de deslocamentos, o Protocolo P07 sugere que seja utilizada a metodologia proposta por Roque e Buttlar (1992), cuja medição deve ser feita por LVDTs colados às duas faces do corpo-de-prova ao longo dos diâmetros vertical e horizontal, com distância de meio raio entre os pontos. O equacionamento tanto do cálculo do MR quanto do v (limitado ao intervalo  $0,10 < v < 0,50$ ) está contemplado na metodologia selecionada que prevê para estes cálculos uma correção embutida do abaulamento gerado durante o ensaio. O protocolo sugere, ainda, o uso do software MRFHWA para que este cálculo seja efetuado; entretanto, de acordo com o FHWA, o mesmo não se encontra mais em distribuição.

É mencionado, na versão consultada do protocolo, que a carga a ser usada no ensaio deve ser aquela necessária para manter os deslocamentos horizontais entre 0,038 e 0,089 mm. Entretanto, considerando-se um corpo-de-prova com MR de 5000 MPa e RT de 1,5 MPa, para fins de exemplo, para que se tenha um deslocamento horizontal de 0,038 mm, seria necessária uma carga de 140% da resistência à tração do corpo-de-prova, o que leva a crer que há uma inconsistência no registro do texto.

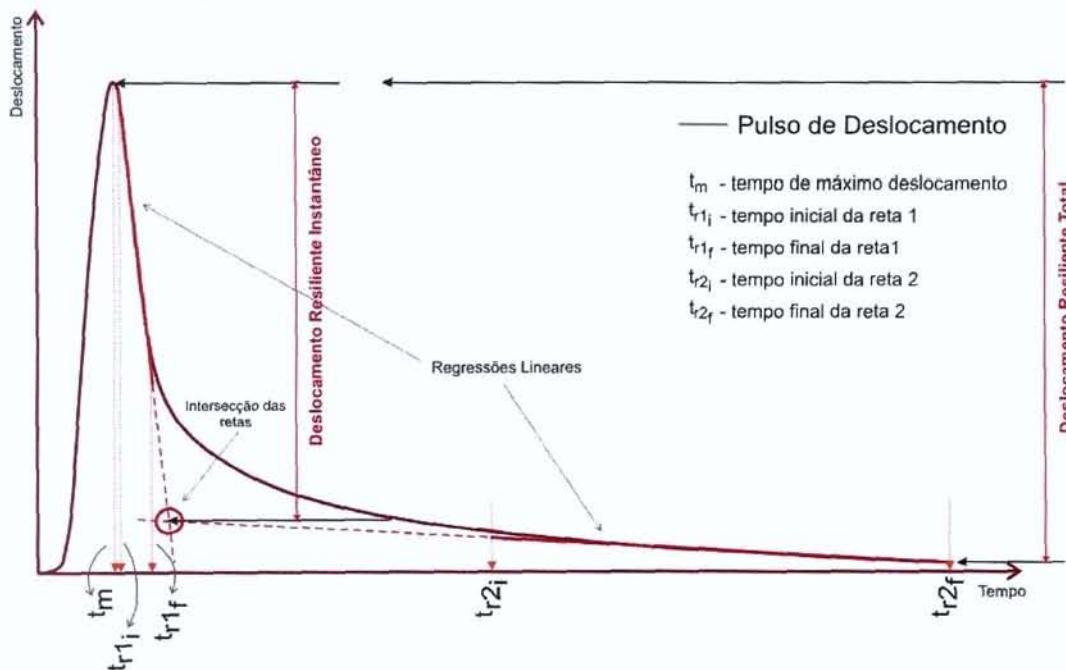


Figura 8 – Ilustração do método para determinação do deslocamento resiliente segundo LTPP P07



### 3.4 PESQUISA 1-28A DO NCHRP

A pesquisa 1-28A, que é o procedimento de ensaio sugerido para determinação de MR em misturas asfálticas mais atual, data de janeiro de 2004. Trata-se da continuação dos trabalhos iniciados por Barksdale et al. (1997) com a publicação do Web Doc 14 – Pesquisa 1-28 do NCHRP. Tem por objetivo homogeneizar os procedimentos propostos pela Pesquisa 1-28, a norma existente AASHTO TP-31 e o método do FHWA – SHRP/LTPP Protocolo P07. É um procedimento de alto grau de detalhamento.

Os requisitos de equipamento são aqueles mesmos descritos pela AASHTO-TP31. A temperatura de ensaio preconizada é de 25°C. A freqüência de aquisição de dados do sistema, que deve ser capaz de promover informações de deslocamento e carga em tempo real, deve ser capaz de realizar 200 leituras por segundo dos transdutores de deslocamento e carga. O algoritmo proposto está esquematicamente apresentado na Figura 9.

O sistema de medição de deslocamentos deve ser semelhante àquele utilizado pelo Protocolo P07, com LVDTs colados às faces do corpo-de-prova. Entretanto, a distância entre os pontos de apoio dos sensores vertical e horizontal deve ser de meio diâmetro. Não é feita referência a correções pelo efeito de abaulamento do corpo-de-prova.

A carga utilizada no ensaio deve ser de 15% do valor da RT medido a 25°C e está previsto que o corpo-de-prova seja ensaiado em dois eixos, com diferença de 90° entre eles. Um número mínimo de 100 pulsos deve ser aplicado para um pré-condicionamento do corpo-de-prova. O pulso de carga deve ser do tipo semi-seno-verso e com período de aplicação de carga de 0,1 s. O ensaio deve ser realizado a freqüência de 1 Hz. O cálculo do MR e do coeficiente de Poisson, limitado ao intervalo de 0,25 < v < 0,45, devem ser feitos de acordo com Equação 6 e Equação 7, respectivamente.

$$\text{Equação 6} \quad MR = \frac{P_{cicl}}{\Delta_h \cdot t} (0,2339 + 0,7801v)$$

$$\text{Equação 7} \quad v = \frac{-1,0695 - 0,2339 \frac{\Delta_v}{\Delta_h}}{0,3074 + 0,7801 \frac{\Delta_v}{\Delta_h}}$$

Onde:

$\Delta_v$  = deslocamento resiliente vertical medido entre dois pontos distantes o equivalente a  $\frac{1}{2}$  diâmetro do corpo-de-prova.

$\Delta_h$  = deslocamento resiliente horizontal medido entre dois pontos distantes o equivalente a  $\frac{1}{2}$  diâmetro do corpo-de-prova.

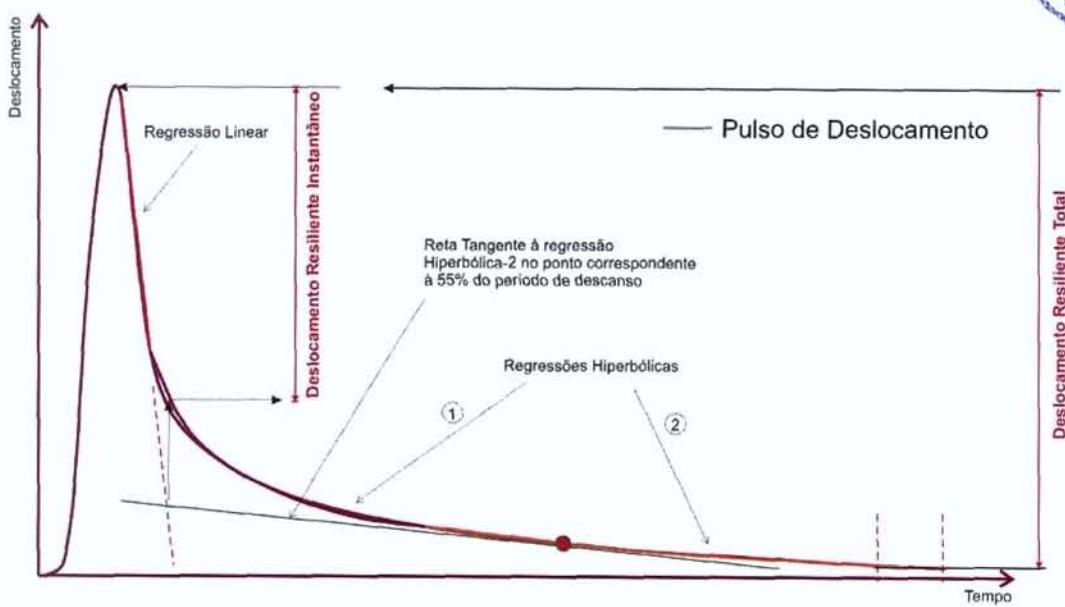


Figura 9 – Ilustração do método para determinação do deslocamento resiliente segundo NCHRP 1-28/1-28<sup>a</sup>

### 3.5 NORMA BRITÂNICA BSI DD 213

A norma britânica BSI DD 213 data de 1993. Com a convenção européia de adoção de normas unificadas em todos os países constituintes da chamada UE – União Européia, a BSI DD 213 passou ao status de “retirada” em 2003. Apesar de não ter sido substituída por outra norma britânica, passaram os então conhecidos ensaios NAT (Nottingham Asphalt Tester) a serem preconizados pela norma EN 12697 – parte 26.

Os ensaios de módulo de rigidez ( $S_m$ ) por compressão diametral na Europa foram introduzidos por pesquisadores britânicos da Universidade de Nottingham (Cooper e Brown, 1989). Este ensaio é lá denominado ITSM (*Indirect Tensile Stiffness Modulus*) e executado através de equipamentos NAT.

Note-se a diferença na nomenclatura sugerida pelos autores Cooper e Brown (1989) para atribuir ao parâmetro determinado no ensaio de ITSM, como sendo módulo de rigidez, e não módulo de resiliência. Brown (comunicação pessoal, 2008) credita este fato à questão da determinação do módulo levar em conta a parcela de deslocamento total medida no ensaio, e não apenas à porção elástica como realizado por outras normas e procedimentos.

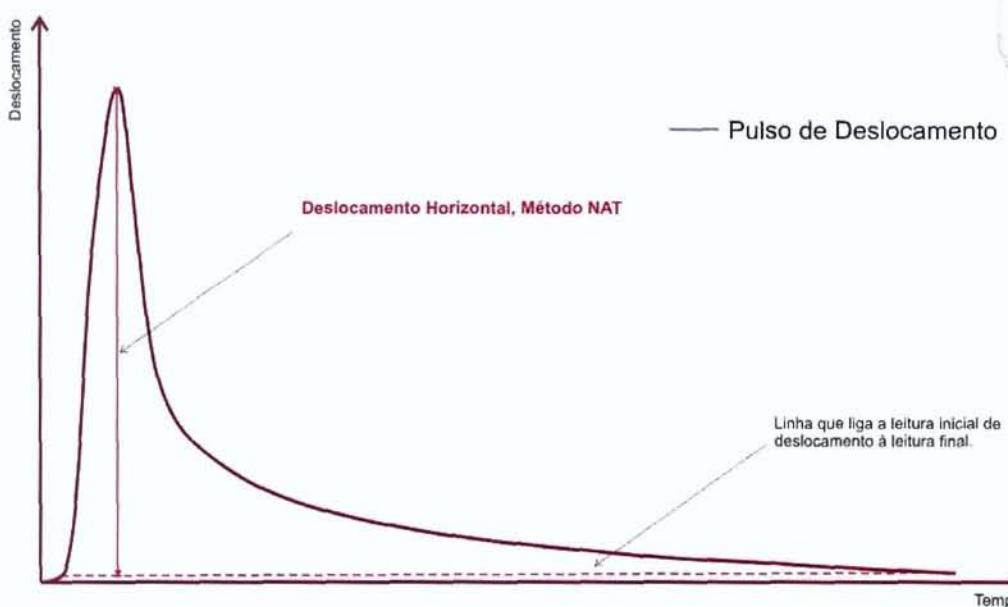


Figura 10 - Ilustração do método utilizado pelo NAT conforme apresentado por Rowe (1996)

As temperaturas de ensaio recomendadas são de 2°, 10° e 20°C. As medidas de deslocamentos horizontais deverão ser efetuadas com auxílio de LVDTs presos aos corpos-de-prova por meio de sistema de posicionamento como o indicado pela norma da ASTM D-4123, e não há menção às medidas de deslocamentos verticais.

O pulso de carga indicado para ensaio aquele ilustrado na Figura 11. Conforme ilustrado, o tempo de carregamento é definido pelo tempo de elevação da carga no pulso, padronizado em  $0,124 \pm 0,004$  s.

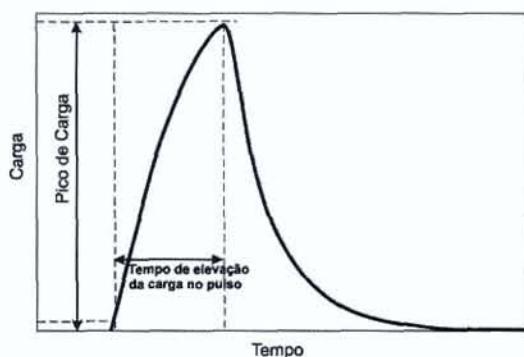


Figura 11 – Forma do pulso de carga preconizado pela BSI DD213:1993

Não há registro da freqüência de ensaio. Sabe-se, entretanto, que os laboratórios da Universidade de Nottingham, no NTEC (Nottingham Transportation Engineering Centre) que operam equipamentos NAT construídos pela empresa COOPER – maior fornecedora européia destes equipamentos, que os ensaios são realizados à freqüência de 0,33 Hz. Cabe salientar que muitos dos equipamentos operados ainda no continente europeu não são completamente adequados à nova norma Européia EN 12697/26, e operam baseados na norma BSI DD213. Abaixo, na Figura 12, uma cópia da tela de um ensaio ITSM sendo executado em um NAT. Por fim, difere este



ensaio de outros procedimentos de ensaio por executar um ensaio a deformação controlada e não a tensão controlada. A carga aplicada é selecionada de forma a gerar um deslocamento horizontal de  $7 \pm 2 \mu\text{m}$  para corpos-de-prova de 150 mm de diâmetro ou  $5 \pm 2 \mu\text{m}$  para corpos-de-prova de 100 mm de diâmetro.

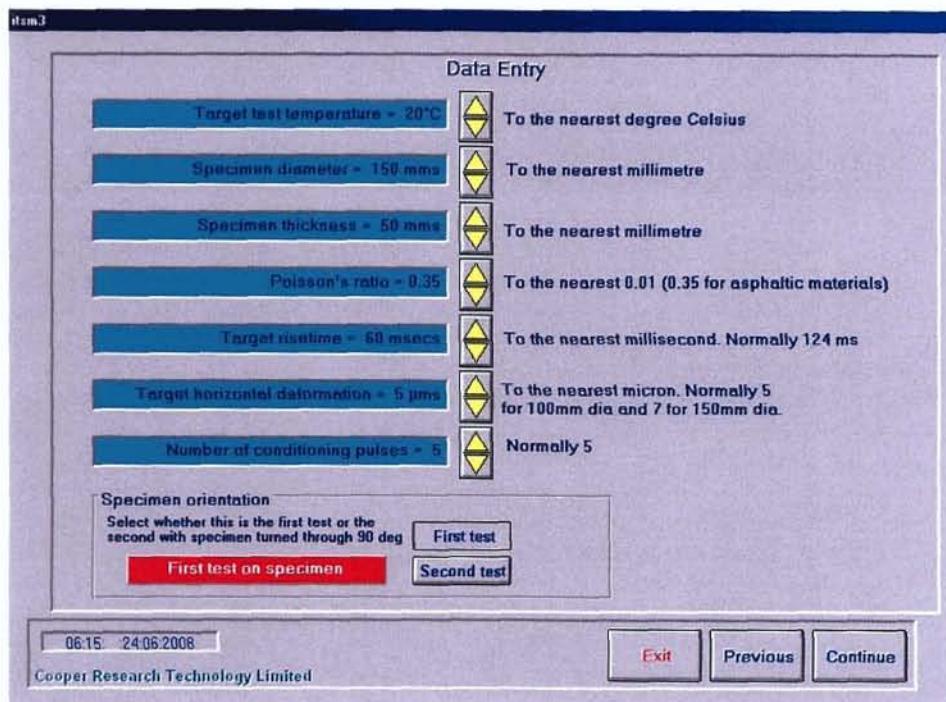


Figura 12 – Tela do software de um equipamento NAT operando segundo a BSI DD213-1993.

O Anexo A da norma faz uma proposição de modificação para o item 8.2.2 da mesma, o qual se refere à correção do coeficiente de Poisson em função da temperatura. É proposta uma correção do valor do módulo de rigidez em função do seu valor medido. Para valores de Sm menores que 4000 MPa calculados com valor assumido de Coeficiente de Poisson igual a 0,35, o valor de Sm deve ser aumentado em 25%.

Para valores de Sm maiores do que 20000 MPa calculados com  $v=0,35$ , o valor final deve ser reduzido em 35%. Se o valor estiver num intervalo entre 4000 a 20000 MPa, a equação abaixo deve utilizar.

$$\text{Equação 8} \quad S_m = S_{m,0.35} \left( 1,4 - 3,75 \times 10^{-5} S_{m,0.35} \right)$$

### 3.6 NORMA EUROPEIA EN 12697-26 / 2004

Com a criação da União Européia, as normas de ensaio dos países participantes passaram a ser unificadas. Apesar deste processo ainda não estar completo, a norma referente aos ensaios de módulo de rigidez, na qual se insere a de módulo de resiliência, já se apresenta sob forma de norma europeia, prevalecendo também sobre a norma britânica BSI DD-213-93. A norma EN



12697-26 pode ser considerada uma norma de médio grau de detalhamento em comparação com as outras referenciadas neste estudo.

Aparentemente, esta norma possui forte influência da norma britânica BSI DD-213, com várias diferenças para as normas americanas citadas anteriormente. As temperaturas de ensaio recomendadas são de 2°, 10° e 20°C. As medidas de deslocamentos horizontais deverão ser efetuadas com auxílio de LVDTs presos aos corpos-de-prova por meio de sistema de posicionamento como o indicado pela norma da ASTM D-4123, e não há menção às medidas de deslocamentos verticais.

O sistema de aquisição de dados deve registrar um mínimo de 500 pontos/segundo em cada sensor (deslocamento e carga). O pulso de carga é o mesmo preconizado pela BSI DD-213, conforme ilustrado na Figura 11, seguindo a recomendação de um tempo de elevação da carga no pulso, padronizado em  $0,124 \pm 0,004$  s. O ensaio deve ser realizado com um período de repetição do pulso (tempo entre o início do pulso de carga anterior e o posterior) igual a  $3,0 \pm 0,1$  s. A carga de ensaio deve ser aquela necessária de forma a gerar um deslocamento horizontal de  $7 \pm 2 \mu\text{m}$  para corpos-de-prova de 150 mm de diâmetro ou  $5 \pm 2 \mu\text{m}$  para corpos-de-prova de 100 mm de diâmetro.

Deve-se executar o ensaio em dois eixos do corpo-de-prova, com o segundo eixo a 90° de diferença do primeiro. Um mínimo de 10 pulsos deve ser aplicado com pré-condicionamento, seguidos de cinco pulsos para determinação do módulo. Não há algoritmo de cálculo elaborado para determinação do deslocamento elástico, apenas uma recomendação gráfica que sugere a subtração do ponto de máximo pelo ponto de mínimo de cada pulso para determinação deste deslocamento. O coeficiente de Poisson, se não determinado, deve ser considerado 0,35 para todas as temperaturas.

O cálculo do módulo de rigidez, como é denominado pela norma, seguindo a mesma nomenclatura da BSI DD213, é também feito pela Equação 2. Há ainda uma correção a ser feita em função do fator de superfície da carga medida, como mostra Equação 9.

$$\text{Equação 9} \quad S'_{\text{m}} = S_{\text{m}} \times (1 - 0,322 \times (\log(S_{\text{m}}) - 1,82) \times (0,60 - k))$$

Onde:

$S'_{\text{m}}$  = módulo de rigidez, expresso em MPa, corrigido por um fator de superfície de carga de 0,60

$k$  = fator de superfície de carga medido

$S_{\text{m}}$  = módulo de rigidez, expresso em MPa, a um fator de carga  $k$ , expresso em graus Celsius (°C).

### 3.7 NORMA AUSTRALIANA AS 2891.13.1

Datada de 1995 esta norma apresenta algumas semelhanças com as normas apresentadas anteriormente, porém com outros aspectos singulares. Pode ser considerada com um grau de detalhamento de nível médio.

O equipamento especificado para ensaio deve ser um sistema pneumático ou hidráulico capaz de aplicar cargas com formato triangular ou do tipo semi-seno-verso. O pulso de carga deve ter um tempo de elevação da carga no pulso (definido como sendo o tempo necessário para que a carga



seja elevada de 10 para 90% do pico de carga) de 0,04 s e período de descanso (10% a 10%) de 3 s para que resulte em valores no padrão de referência.

A Figura 13 ilustra o esquema de determinação dos tempos de elevação e descanso. Salienta-se que para um pulso de carga do tipo semi-seno-verso, com período de carregamento de 0,1 s, o tempo para que a carga seja elevada de 10 para 90% é de aproximadamente 0,03 s.

Ainda na Figura 13 se verifica como se deve proceder à medida do deslocamento horizontal; não consta na norma qualquer algoritmo elaborado para determinação do mesmo. A carga a ser aplicada deve ser aquela que ocasiona no corpo-de-prova uma deformação recuperável de  $50 \pm 20 \mu\text{s}$  que, para corpos-de-prova de 101,6 mm de diâmetro, corresponde a um deslocamento de  $5 \pm 2 \mu\text{m}$ .

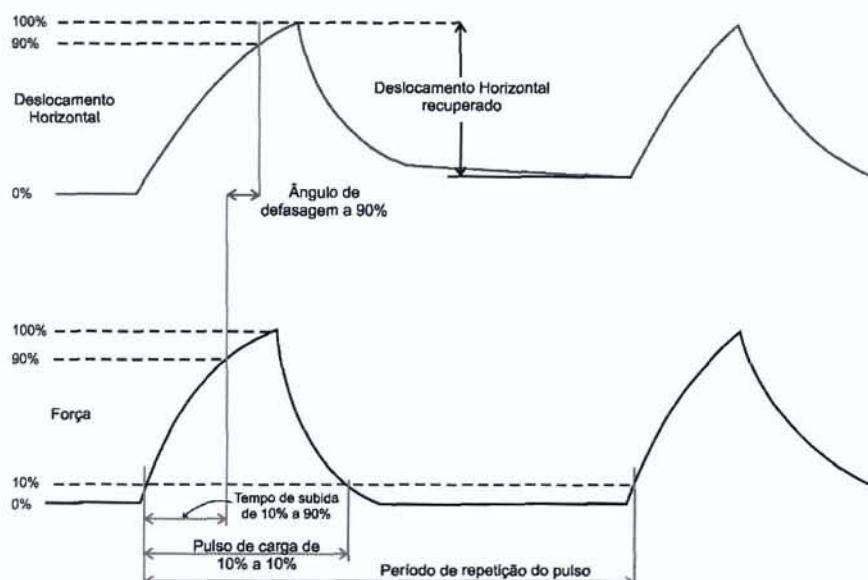


Figura 13 – Forma de pulsos de deslocamento e carga de acordo com AS 2891.13.1

A temperatura de ensaio recomendada é de 25°C. O sensor preconizado pela norma para leitura dos deslocamentos é do tipo extensômetro a ser montado em um dispositivo capaz de ficar em contato com o corpo-de-prova durante todo o ensaio.

O número de pulsos de pré-condicionamento é de no mínimo cinco pulsos, seguidos por mais cinco pulsos para determinação do MR. O equacionamento do cálculo do MR segue também a Equação 2.

### 3.8 NORMA DNER 133/94

Esta norma teve sua primeira publicação em 1986, tendo sido revisada apenas quanto à forma em 1994, permanecendo o conteúdo inalterado. No Brasil, permanece até hoje como norma de referência aos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral para misturas asfálticas. Pode ser considerada uma norma de baixo nível de detalhamento.

A norma preconiza o uso de um sistema pneumático de carregamento com dispositivo mecânico de controle de aplicação de carga. O tipo de sensor de deslocamento a ser utilizado é do tipo LVDT, preso ao corpo-de-prova por meio de um suporte como aquele descrito pela norma ASTM D-4123.



PESQUISA CONCEPA / ANTT



Recomenda-se utilizar a menor carga possível capaz de fornecer um registro mensurável com período de aplicação de carga de 0,1 s à freqüência de 1 Hz. O cálculo do módulo segue a Equação 3, apresentada anteriormente.

O coeficiente de Poisson sugerido é de 0,30 (para temperatura de 30°C). O número de ciclos de pré-condicionamento deve ser de 300 pulsos e a determinação do MR nos próximos três grupos de 100 ciclos. A temperatura de referência do ensaio é de 30°C.



## 4 AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA DO ENSAIO DE MR

Muitos são os estudos dedicados a avaliar os fatores aos quais o módulo de resiliência é sensível e em que magnitude isto ocorre. Alguns destes fatores que influenciam o comportamento das misturas asfálticas são: tipo de agregado, graduação, teor e propriedades do ligante asfáltico, densidade, entre outros.

Adicionalmente, as variáveis ambientais como a temperatura, a umidade e qualquer outro fator que altere as propriedades do material durante sua vida de serviço, influenciam no MR. O efeito da temperatura nas propriedades de elasticidade de misturas asfálticas já foi largamente estudado. No Brasil, as últimas pesquisas sobre este assunto foram de Specht (2004) e Marques (2004). Widyatmoko (2002) relata que para uma variação de 1°C um material asfáltico pode variar sua rigidez em até 10%.

Brown e Foo (1989) dizem que como a norma americana ASTM D-4123 faz a média do MR a partir de três corpos-de-prova e a duas orientações, é introduzido três fontes de erro, ou variação, a saber: erro experimental, associado a erros aleatórios que ocorrem na medição do MR – geralmente função do operador e tipo de equipamento utilizado; variação com a orientação – relacionado com a homogeneidade do corpo-de-prova; variação simples, que é associada à variação do MR dentro do grupo de corpos-de-prova. Há ainda o efeito combinado destas três fontes que também resulta em variação na determinação do MR. Como resultado da pesquisa realizada para quantificar esta variabilidade, foi verificado que a menor fonte de variação foi o erro experimental. Comparado a outros dois métodos de medidas de deformação, o sistema utilizado pela norma ASTM D-4123 (LVDTs de ponta bolhada retrátil colocado em contato com o corpo-de-prova), com uso adicional de membrana entre o corpo-de-prova e o LVDT, foi o que apresentou menor erro de medição. Adicionalmente, constataram que a homogeneidade diminui com o aumento do tamanho máximo de agregado. A variação no módulo de resiliência causado por diferentes orientações é mínima e não tem efeito significativo. Esta é a menor variação dentre as fontes apresentadas.

Outro importante fator responsável pela variabilidade do ensaio, tema abordado no Capítulo 3 deste relatório, é a sua falta de padronização normativa de ensaio. A forma e carregamento, incluindo magnitude, o modo, a freqüência, a duração e o período de descanso entre pulsos de carga são muito significativos, além dos procedimentos de cálculo do deslocamento resiliente, de desenvolvimento do ensaio e fatores peculiares ao equipamento.

Apesar de haver pesquisas sobre estas temáticas, a evolução dos sistemas de aplicação de carga, medição de deslocamentos e aquisição de dados fazem com que os limites de erro há uma década sejam hoje limites pouco adequados. Buscam-se, assim, através de padronizações mais exigentes, margens de erro menores, e, consequentemente, valores mais repetitivos e confiáveis de MR.

A seguir faz-se uma avaliação dos parâmetros responsáveis pela variabilidade dos ensaios resilientes em misturas asfálticas. Para isto, os seguintes parâmetros são discutidos:

- Forma do pulso de carga
- Duração do pulso de carga e período de descanso
- Variação da deformabilidade com o número de ciclos
- Efeito do Coeficiente de Poisson
- Cálculo das deformações resilientes



#### 4.1 FORMA DO PULSO DE CARGA

Huang (2004) diz que o tipo e duração do carregamento usado em ensaios de cargas repetidas devem simular o que de fato ocorre em campo. Quando uma carga de roda está consideravelmente distante de um dado ponto do pavimento, a tensão neste ponto é nula. Quando a carga de roda está diretamente acima deste ponto, a tensão neste será máxima. É, portanto, razoável assumir que pulsos de carga tenham a forma de um semi-seno-verso (*haversine*) ou, ainda, triangulares, cuja duração dependa da velocidade do veículo e da posição do ponto do pavimento em análise.

Barksdale (1971) investigou pulsos de carga verticais em diferentes pontos de pavimentos flexíveis. De acordo com seus estudos, o pulso de carga pode ser simulado por uma função do tipo semi-seno-verso ou triangular, como mostra a Figura 14.

Medina e Motta (1995) mostram, através da Figura 15, a explicação de por que o tempo de pulso ou duração de carregamento varia com a profundidade e porque a forma de um semi-seno-verso prevalece a pequenas profundidades e a forma de triângulo isósceles achatado a grandes profundidades.

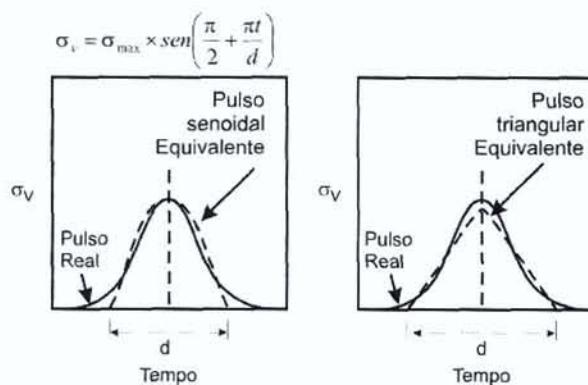


Figura 14 – Forma de pulso de carga de semi-seno-verso e triangular

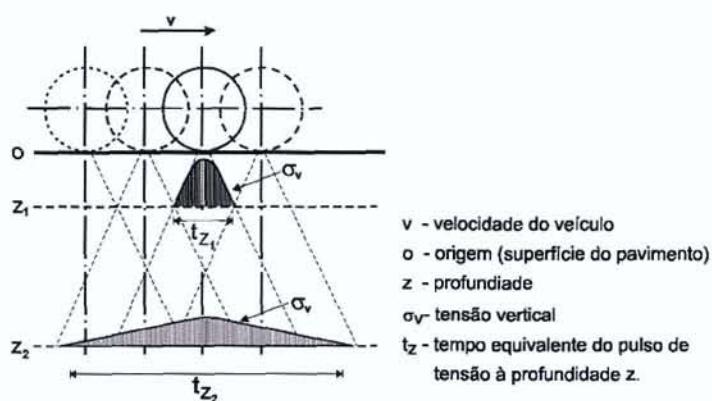


Figura 15 – Tempo de carga variável com a profundidade Segundo Medina e Motta (1995)

Azambuja et al.(2004), através da utilização de simulação de tráfego em verdadeira grandeza do Laboratório de Pavimentação da UFRGS, fizeram um estudo comparativo de recapeamentos asfálticos com uso de sensores instalados na face inferior do revestimento. Os autores mediram pulsos de tensão durante a solicitação aplicada por um semi-eixo de rodas duplas trafegando a velocidade de 6 km/h, como mostra a Figura 16.

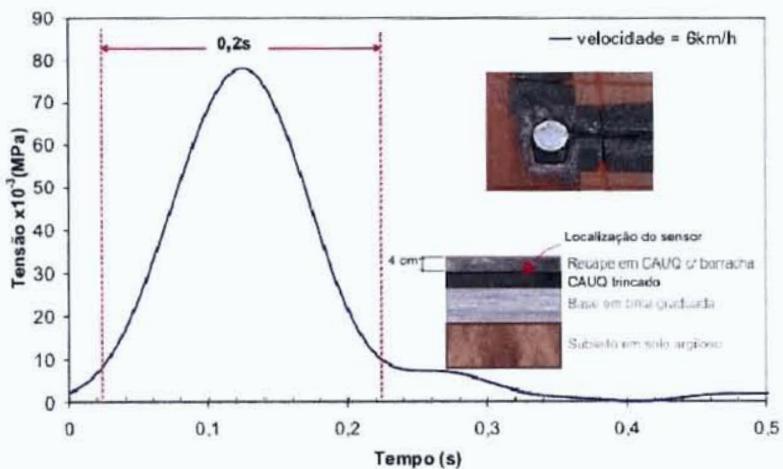


Figura 16 – Pulso de tensão em uma estrutura típica de recape ensaiada no simulador UFRGS – DAER/RS

Nota-se que o formato do pulso de carregamento medido na pesquisa tem um formato de um semi-seno-verso como aquele identificado por Barksdale (1971). É importante também salientar que, como discutido no próximo item, para a velocidade do simulador de tráfego, 6 km/h, o pulso apresentou um tempo de carregamento próximo de 0,2 segundos, o que leva a indicação de que em uma rodovia com tráfego próximo de 80 a 100 km/h este valor será bastante menor, apesar do formato do pulso se manter.

#### 4.2 DURAÇÃO DO PULSO DE CARGA E PERÍODO DE DESCANSO

Após considerar a inércia e os efeitos viscosos baseados em pulsos de tensão vertical medidos pelo AASHO Road Test, Barksdale (1971), propôs para um pavimento flexível uma relação entre a velocidade do veículo e a profundidade de análise com o tempo equivalente do pulso de tensão vertical, como mostra a Figura 17.

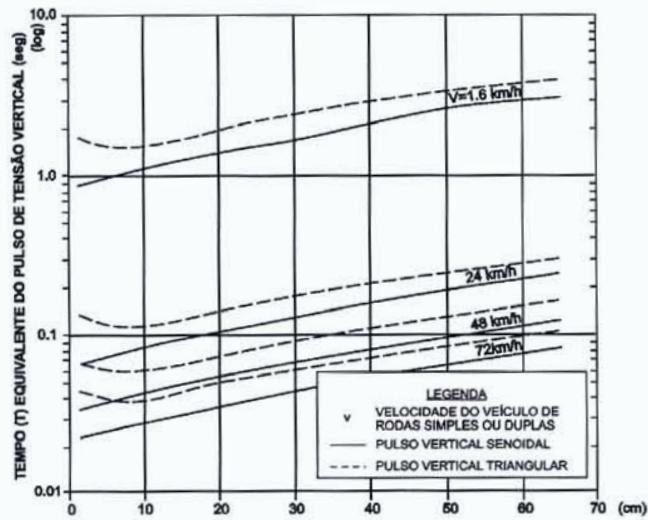


Figura 17 - Pulso de tensão vertical sob em um pavimento, segundo Barksdale (1971)



Verifica-se que os 0,2 s de pulso de carga registrado no trabalho de Azambuja et al. (2004), conforme a Figura 16, para uma velocidade de tráfego de 6 km/h, a uma profundidade de 40 mm, estão em conformidade, de forma aproximada com o estudo proposto por Barksdale (1971) – que considerou uma estrutura composta por um revestimento asfáltico de 100 mm, base de brita de 380 mm e subleito de argila siltosa.

Conclui-se, desta forma, que os ensaios resilientes executados em laboratório, para que possam simular da maneira mais próxima o carregamento de campo, devem ter pulsos de carga menores do que 0,1 s e maiores do que 0,01 s para que possam assim simular a velocidade de um veículo próximo de 80-100 km/h (velocidade operacional de rodovias como a Freeway e outras do estado do RS). Isto se fazendo a consideração que o pulso deve ter um formato senoidal (ou semi-seno-verso).

Em relação ao efeito do período de descanso no módulo de resiliência, Barksdale et al. (1997) relatam que, sob baixas temperaturas e tempos de carregamento curtos, a dependência ao período de descanso não é significativa, mas que sob temperaturas médias e carregamentos longos este quadro é reverso. Assim, para temperaturas médias e carregamentos longos a resposta viscoelástica deve ser incluída como uma variável de caracterização do material.

Monismith (1989) sugere que a taxa entre o período de descanso e o período de carregamento é importante, pois afeta diretamente a intensidade de deformações recuperáveis que ocorrem, afetando, consequentemente, o módulo de resiliência. Quanto mais próximo for o período de descanso do período de carregamento, menor será a deformação recuperável e, portanto, valores maiores de MR serão medidos.

Fairhurst et al. (1990) investigaram o efeito do período de descanso na magnitude do valor do módulo de resiliência. Os resultados indicaram que o módulo de resiliência aumenta levemente para períodos de descanso menores. Isto não é surpreendente, uma vez que períodos de descanso menores para amostras entre pulsos de carregamento resultam em menos tempo para a recuperação das deformações, levando, assim, a valores maiores de MR.

Os resultados de testes executados por Barksdale et al. (1997) em corpos-de-prova de campo, indicam pequeno efeito do período de descanso nos valores de MR. Em alguns casos o valor de MR chegou a aumentar levemente com o aumento do período de descanso. Isto foi observado com mais freqüência nos corpos-de-prova mais velhos. Em conjunto com uma série de ensaios realizados, Barksdale et al. (1997) sugerem que o uso de um período de carregamento de 0,1 s seguido de um período de descanso de 0,9 s é adequado para minimizar o efeito deste último.

Possivelmente a sugestão de um período de carregamento de 0,1 s deva-se à restrição dos sistemas pneumáticos (os mais utilizados neste sistema de ensaio) em atingirem valores menores. Devido à compressibilidade do ar, é muito difícil de conseguir ensaios com tempos de carregamento menores. Sendo assim para que um período de descanso de 0,9 s seja atingido, é necessário que a freqüência de carregamento seja de a de 1 Hz, como preconizado por vários dos procedimentos discutidos no item 3 deste relatório.

#### 4.3 VARIAÇÃO DA DEFORMABILIDADE COM O NÚMERO DE CICLOS

Um corpo-de-prova quando submetido ao ensaio de MR por compressão diametral, assim como em qualquer tipo de carregamento cíclico, apresenta uma evolução de sua deformabilidade com o crescimento do número de ciclos aplicados. Isto se deve em grande parte à energia resistente das fibras solicitadas que têm uma fração dissipada a cada ciclo aplicado.

Adedimila e Kennedy (1975) mostram a variação do módulo resiliente instantâneo (MRI) e do módulo resiliente total (Mrt) em função da repetição de cargas. O efeito de carregamento cíclico na deformação resiliente apresenta-se com uma função do número de ciclos, podendo ser dividido em três zonas: (1) Zona de condicionamento: a porção inicial das curvas, até aproximadamente 10% da vida de fadiga - a forma da curva não é definida, pode variar de côncava para cima à côncava para baixo. (2) Zona de estabilidade: a porção das curvas entre 10% e aproximadamente 80% da vida de fadiga – esta porção é aproximadamente linear, com uma gradual redução no módulo com o aumento do número de ciclos; também representa a vida útil da vida de fadiga; (3) Zona de falha: os últimos 20% da vida de fadiga, na qual a curva tende a rapidamente decair, com queda acentuada na magnitude do módulo. A Figura 18 ilustra um exemplo deste comportamento.

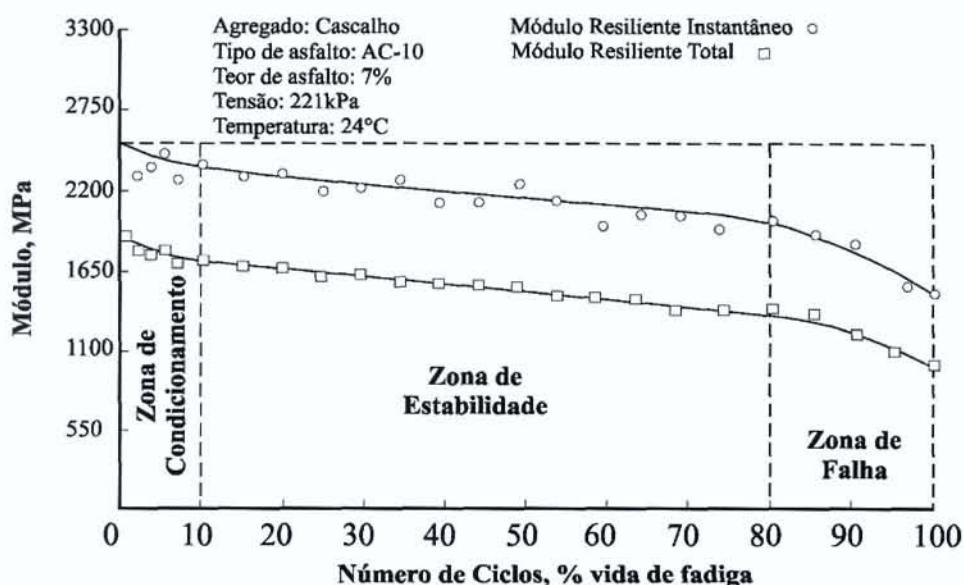


Figura 18 - Evolução do MRI e Mrt em função do número de ciclos aplicado

É possível interpretar-se do gráfico acima que a medição do valor de MR estará sujeita a variação dependendo no número de ciclos de condicionamento utilizados. No entanto, esta variação deve ser baixa neste que a carga utilizada corresponda a um baixo percentual do valor da resistência. Para um alto percentual da resistência à tração, a zona de estabilidade passa a ser muito curto e a zona de falha passa a ser mais facilmente atingida, mascarando os valores do resultado obtidos no ensaio de MR. Idealmente, os valores de módulo serão determinados ainda na zona de condicionamento e corresponderão ao valor de MR inicial da mistura asfáltica. É razoável, no entanto, aceitar que um pequeno número de golpes durante o ensaio seja utilizado para que o friso de teste faça um contato próprio com a amostra, fazendo assim uma melhor distribuição da carga no plano de carregamento.

#### 4.4 EFEITO DO COEFICIENTE DE POISSON

O coeficiente de Poisson ( $v$ ) é muitas vezes arbitrado durante os ensaios de MR. Devido às dificuldades de medição dos deslocamentos verticais, visto que os frisos de carregamento impelem o uso de pequenos sensores (caros e trabalhosos). Para que isto seja viável, acaba-se na



maioria das vezes adotando-se valores de coeficiente de Poisson baseado na literatura, tendo-se aí mais uma fonte de variabilidade no ensaio.

A Figura 19 mostra a sensibilidade do módulo de elasticidade à sua variação, considerando o cálculo do  $\nu$  de acordo com a Equação 10, obtida a partir do formulário de Zhang para uma relação  $a/2R=1/8$  e  $m=n=1$  (medida de deslocamento entre os extremos do diâmetro). Observa-se que uma variação de  $\pm 0,05$  no valor de  $\nu$  resulta em uma flutuação no valor de MR de  $\pm 9\%$ .

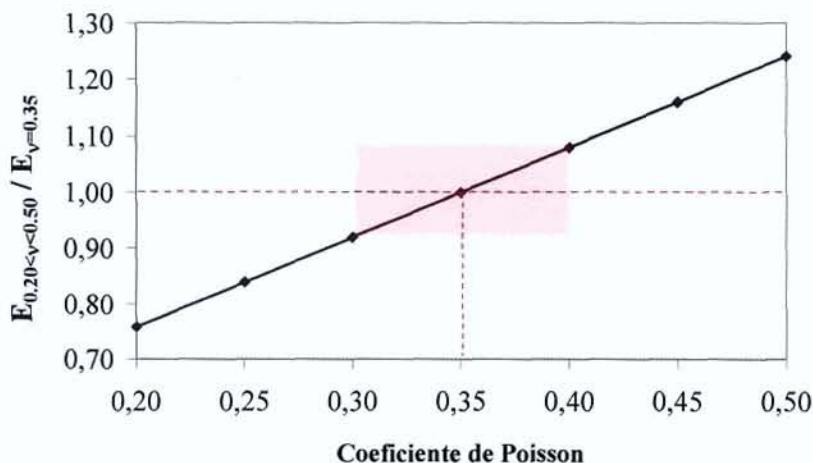


Figura 19 - Sensibilidade do valor do MR ao coeficiente de Poisson

Equação 10

$$\nu = -3,59 \frac{\Delta U_{2R}}{\Delta V_{2R}} - 0,27$$

Barksdale et al. (1997) sugerem que o coeficiente de Poisson deve estar submetido aos seguintes limites: para ensaios a 5°C,  $0,10 \leq \nu \leq 0,30$ ; Para ensaios a 25°C,  $0,25 \leq \nu \leq 0,45$ ; Para ensaios a 40°C,  $0,40 \leq \nu \leq 0,50$ . Relatam também que quando houver dúvida sobre a validade do coeficiente de Poisson calculado, por estarem fora dos limites preconizados, devem-se assumir valores de 0,20 para 5°C, 0,35 para 25°C e 0,50 para 40°C.

#### 4.5 CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES RESILIENTES

Encontra-se outra parcela de contribuição significativa na variabilidade do MR no cálculo dos deslocamentos horizontais e verticais. Na literatura pesquisada, parece haver uma carência de informações acerca deste tema. Pouco se relata sobre as variações na determinação dos deslocamentos resilientes.

Considerando-se que o comportamento de uma mistura asfáltica se aproxima de um comportamento visco-elasto-plástico, é de se esperar que os deslocamentos apresentem componentes elásticas, viscoelásticas e plásticas. Tendo em vista que o MR se aproxima do módulo de elasticidade, porém, determinado sob carregamentos repetidos, a parcela a ser computada no cálculo do MR tende a ser aquela cujos deslocamentos sejam essencialmente elásticos. Evidencia-se, assim, a importância de uma acurada determinação dos deslocamentos resilientes para cálculo do MR.



Observa-se, a partir da análise comparativa da Figura 7 à Figura 10, que há uma considerável fonte de variação do valor de módulo a partir dos cálculos de deslocamento, sobretudo naqueles algoritmos que contemplam os denominados deslocamentos instantâneos. Parece bastante pertinente que esta pesquisa analise o equacionamento de cada algoritmo e selecione aquele que melhor contribui para a determinação de um valor de módulo que seja adequado para uso em projetos de pavimentos novos e restaurações de pavimentos flexíveis.



## 5 ANÁLISE DE ELEMENTOS FINITOS

Devido à grande variação nos procedimentos laboratoriais encontrados para determinação do módulo de resiliência, é necessário que se estude a lógica de comportamento do corpo-de-prova durante o estado de tensões gerado no carregamento. Desta forma, é possível que sejam feitos alguns testes para verificação de elementos como distribuição de tensões, efeitos do friso de carregamento, sensitividade do equacionamento utilizado, etc.

Para realização destas análises, a ferramenta mais adequada parece o uso de ferramentas que empreguem o método de elementos finitos, também conhecido com FEM – *Finite Element Modeling*. Foi também investigada a possibilidade de uso de métodos de elementos discretos, ou DEM – *Discrete Element Modeling*, para realização das análises, sendo o primeiro julgado como o mais adequado.

O método de elementos finitos (FEM) é uma técnica numérica para encontro de soluções aproximadas de equações diferenciais parciais (EDP) e também equações integrais. O método da solução é baseado na eliminação completa das equações diferenciais (problemas de estado estático), ou na transformação das EDP em um sistema aproximado de equações diferenciais ordinárias, as quais podem ser então numericamente integradas utilizando técnicas padrão como método de Euler, Runge-Jutta, etc.

Para a resolução de equações diferenciais parciais, o desafio primordial é a criação de um sistema de equações a ser estudado, mas que seja numericamente estável, o que significa que os erros nos dados de entrada e nos cálculos intermediários não acumulem e gerem dados de saída não significantes. Há muitas maneiras de se fazer isto, todas com vantagens e desvantagens. O método de elementos finitos é uma boa escolha para a solução de EDP para um vasto número de aplicações. Aplicativos baseados em FEM são hoje uma potente ferramenta utilizada na engenharia para simulação de problemas complexos.

O método de elementos discretos (DEM) é uma família de métodos numéricos para estudo da movimentação de um grande número de partículas como moléculas de grãos de areia. O método foi originalmente aplicado por Cundall em 1971 para solução de problemas de mecânica das rochas. A base teórica do método foi detalhada por vários pesquisadores na década de oitenta, que mostram que DEM poderia ser visto como um método de elementos finitos generalizado.

Análises realizadas com DEM utilizam processamento computacional intensivo, o que limita a amplitude da simulação ou o número de partículas. Avanços na engenharia de software começam a utilizar-se das vantagens oferecidas por processamentos em paralelo (sistemas compartilhados ou distribuídos) para aumentar o número de partículas ou a extensão da modelagem. Uma alternativa a tratar todas as partículas de uma forma independente é ponderar a física através de muitas partículas e, desta forma, tratar o material como um contínuo. No caso da modelagem de um comportamento granular sólido, como na mecânica dos solos, a alternativa de tratar o material como um contínuo normalmente trata o material como elástico ou elasto-plástico, modelando o mesmo com método dos elementos finitos ou um método de malha livre.

Entre as desvantagens do método de elementos discretos sobre a modelagem de elementos finitos estão: os recursos computacionais utilizados por DEM são consideravelmente mais exaustivos do que os recursos utilizados por FEM, muitas vezes fazendo a mesma modelagem em ambos os métodos pode levar dezenas de vezes mais tempo quando realizada com elementos discretos; o tamanho e a complexidade de geometrias é muito mais difícil de ser atingida com DEM, uma vez que para que qualquer forma seja modelada, esta deve ser realizada com uma



composição de esferas de variados tamanhos; os softwares que utilizam DEM são ainda mais restritos e de interface bastante mais complicadas.

Para esta pesquisa foi assim escolhido o emprego do método de elementos finitos, baseado em estudos preliminares de ferramentas disponíveis para modelagem de um corpo-de-prova sob um ensaio de compressão diametral. Vários trabalhos na literatura internacional, como os de Massad et al. (1996), Nazarian e Boodapati (1995), Kim e Tutumluer (2007), entre vários outros, apontam esta ferramenta como sendo de uso atrativo para modelagem em assuntos relativo a mecânica de pavimentos e ensaios laboratoriais.

Dos softwares disponíveis para análises pelo método dos elementos finitos, um dos mais conhecidos é o pacote ABAQUS/CAE®. Este software é uma ferramenta poderosa, complexa e bastante cara para ser adquirida. Desta forma, fez-se a opção de uso de um servidor da Universidade de Sheffield / UK para as modelagens apresentadas a seguir. A versão do software utilizada foi a 6.7-1 com build de 2007.

## 5.1 O MODELO DE UM OITAVO

Utilizar os recursos computacionais disponíveis de uma forma otimizada é fundamental para que se possa realizar o maior número de análises em um prazo de tempo hábil. Numa análise de elementos finitos um dos fatores mais importantes a serem analisados é o número e a forma de elementos que será dividido o corpo modelado. Pequenas divisões geram distorções nos resultados e uma baixa acurácea de resultados. No entanto, quanto maior o número de nós a ser utilizado para geração da malha de análise, há um aumento do processamento solicitado, requerendo um grande intervalo de tempo para conclusão da análise.

A Figura 20 mostra uma amostra cilíndrica do tipo Marshall (102 mm de diâmetro por 63,5 mm de altura), modelado por completo com uma malha densa ao longo de toda a amostra. A densidade da malha é um dos principais fatores contribuintes para o tempo de processamento e acurácia requerida na análise. Assim, é muito importante que uma malha seja suficientemente densa para dar resultados com a precisão requerida, mas que seja possível de ser rodado num período de tempo que permite o número de análises necessária ao estudo em questão.

Desta forma, fez-se a escolha de se utilizar um modelo de um quarto de círculo, meia-espessura, o qual usa apenas um oitavo do número de elementos de um modelo completo, sem perda de qualquer acurácia ou informações (Roque e Butlar, 1992). Para tanto, três eixos de simetria foram utilizados para divir a amostra nas três direções, como mostra a Figura 21. Nota-se que a redução no número de elementos na malha de um cilindro marshall inteiro para o modelo de um oitavo cai de 158040 para 21756 elementos, considerando-se uma malha com o mesmo tamanho de elementos base.

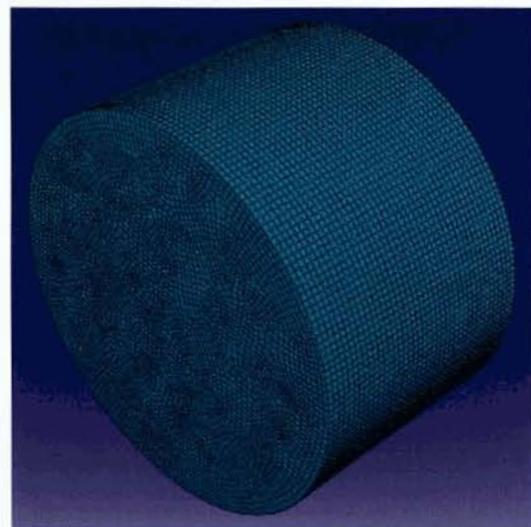


Figura 20 – Corpo-de-prova Marshal com uma malha composta por 158040 elementos.

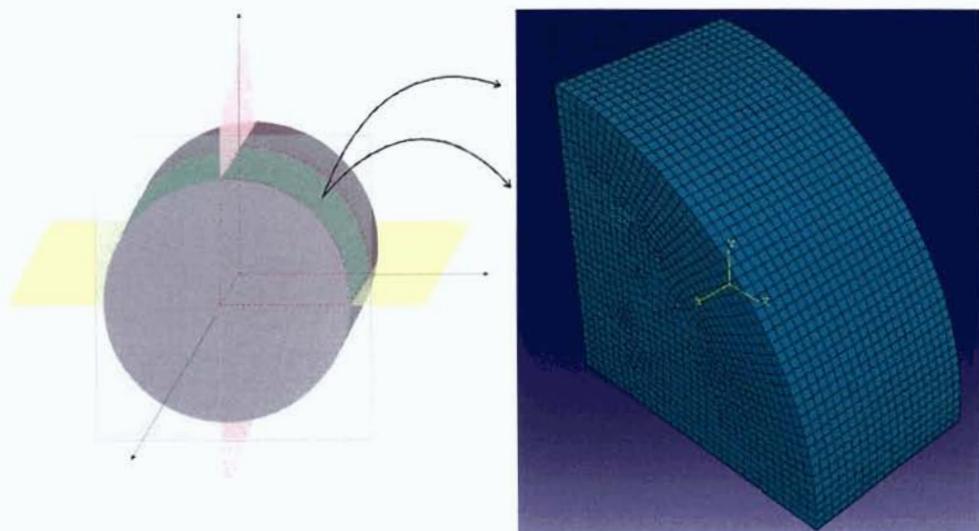


Figura 21 – Planos de simetria para geração de um elemento equivalente a um-oitavo de um cilindro Marshall

## 5.2 CARACTERÍSTICAS DA ANÁLISE

A análise numérica foi baseada em um fragmento 3D correspondente a 1/8 do corpo-de-prova, como discutido anteriormente. O modelo consiste em 1/4 de um cilindro, com profundidade em z equivalente a 31,75 mm (metade da espessura de um corpo-de-prova real), como ilustrado na Figura 21. O tipo de elemento finito utilizado foi o hexaedro composto por 8 nós (um nó em cada vértice do elemento), o que resulta em interpolação linear para os deslocamentos e consequentemente para as solicitações. O tipo de elemento é denominado de C3D8R no programa Abaqus® e classificado como “8-node linear brick, reduced integration, hourglass control”. Cada nó possui 3 graus de liberdade (deslocamento em x, y e z), como mostrado na



Figura 22. O tamanho das arestas de cada elemento finito para a criação da malha foi da ordem de 1,6mm.

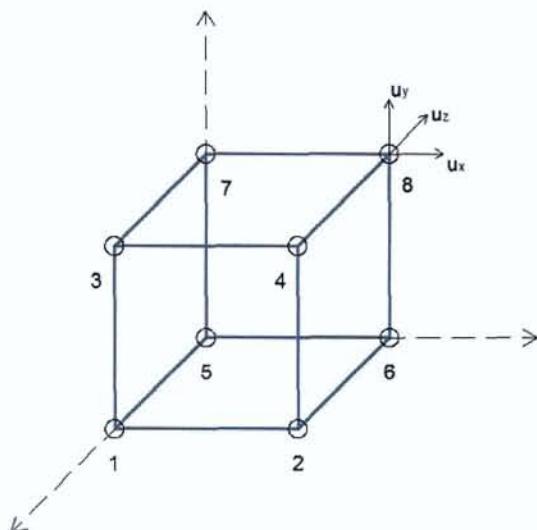


Figura 22 – Nós e graus de liberdade de um elemento Abaqus® C3D8R utilizado nas análises

Dois materiais foram utilizados na simulação. Um aço convencional para simular a ação da carga distribuída pelo friso e um concreto asfáltico para simular o corpo-de-prova. As propriedades utilizadas de cada material estão descritas abaixo:

#### Aço

Módulo de Elasticidade: 210000 MPa

Coeficiente de Poisson 0,30

#### Concreto Asfáltico

Módulo de Elasticidade: 5000 MPa

Coeficiente de Poisson: 0,35

A carga utilizada foi uma força distribuída de compressão sobre o friso de carregamento com a intensidade equivalente a 30% da carga máxima de ruptura num ensaio de resistência à tração, considerando-se um material com RT igual a 2 MPa. O friso utilizado na simulação equivale à metade da largura e metade do comprimento de um friso convencional, devido aos eixos de simetria aplicados.

As condições de contorno impostas foram as seguintes: na face YZ foi restringido o deslocamento da direção 1, na face XZ foi restringido o deslocamento da direção 2 e na face XY foi restringido o deslocamento da direção 3, todas as faces com um ponto na origem. A Figura 23 ilustra visualmente as condições de contorno.

Para as análises realizadas foram estabelecidos 9 pontos de referência ao longo da face exterior da amostra ao longo do plano YZ. Os pontos foram codificados de A1 ate A5 na direção do eixo Y (ou eixo 2) e os pontos na direção do eixo X (ou eixo 1) os pontos foram codificados de B1 a B5, todos com valores numéricos crescentes em direção à origem do plano; o ponto A5 fica assim coincidente com o ponto B5, e recebe desta forma o código A5B5. A Figura 24 ilustra os pontos codificados para a análise.

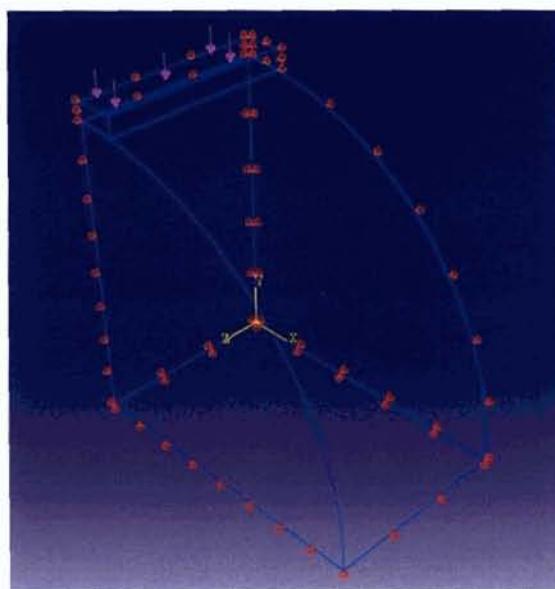


Figura 23 – Condições de contorno utilizadas nas análises

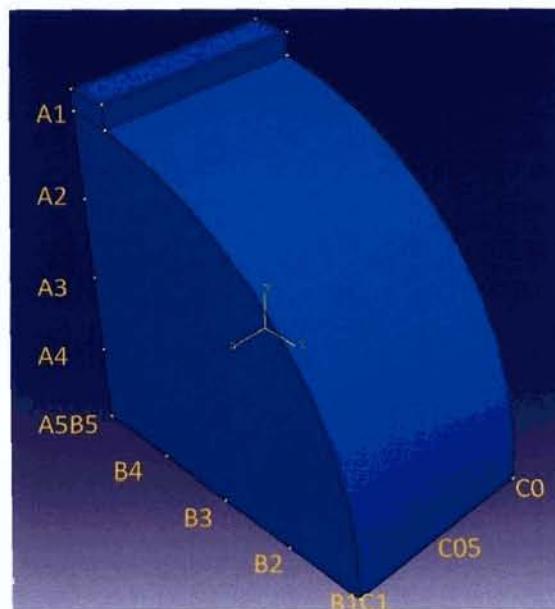


Figura 24 – Pontos de Análise A1-A5, B1-B5 e C0-C1

### 5.3 CALIBRAÇÃO COEFICIENTE DE ATRITO

Uma das primeiras análises a ser realizada foi a calibração do coeficiente de atrito a ser utilizado entre o friso e a amostra na modelagem. Em ensaios reais, é necessário e recomendado por vários procedimentos normativos que o friso seja sempre mantido limpo e intacto de imperfeições para que não haja concentração de carga em qualquer ponto da amostra. No entanto, não são utilizados recursos para assegurar que o friso seja livre de atrito entre as superfícies. Assim,



procedeu-se a uma análise preliminar para que se pudesse verificar a sensitividade da modelagem ao nível promovido de atrito entre as faces.

O resultado desta análise está apresentado na Figura 25. O gráfico apresenta o valor de deslocamento U1 no nó B1, ponto no qual usualmente é medido o deslocamento para determinação do MR num ensaio convencional com LVDTs posicionados nos extremos do diâmetro horizontal.

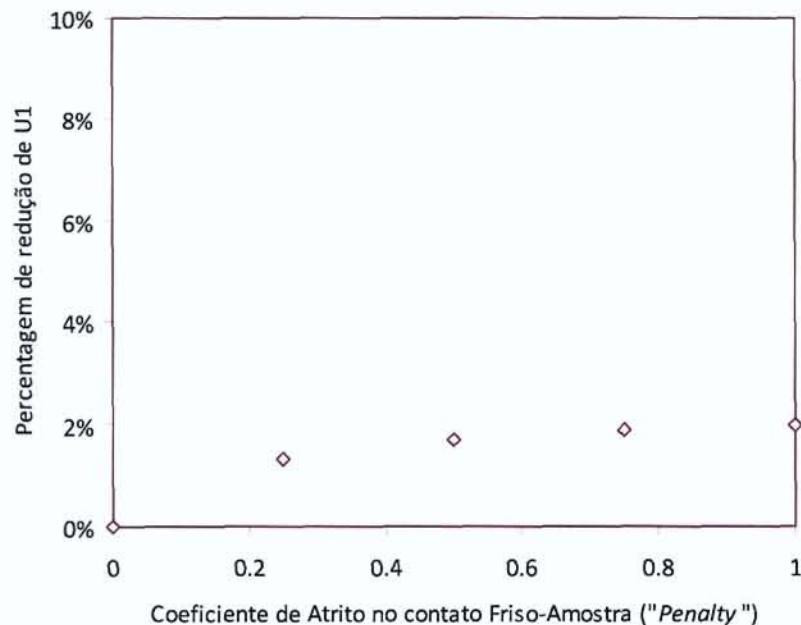


Figura 25 – Sensibilidade do modelo ao nível de atrito no contato friso-amostra

Nota-se que há uma redução máxima de 2% no valor quando se utiliza o valor unitário, que corresponderia ao máximo atrito entre as partes. A curva mostra um rápido aumento na redução quando se passa da condição de nenhum atrito (*full slip*) para uma condição de penalidade de atrito (*penalty*) igual a 0,25. Este crescimento tende à estabilização em direção ao valor unitário. Devido ao fato do valor máximo de redução determinado ser de apenas 2%, pode-se inferir que há uma baixa sensibilidade na determinação dos deslocamentos modelados ao coeficiente de atrito utilizado na modelagem.

Como a maior alteração ocorre entre os valores de 0 e 0,25, foi utilizado o valor de 0,25 como sendo o atrito nos modelos seguintes. Este valor parece também ser o mais razoável a ser utilizado uma vez que a condição existente durante o ensaio não é nem de atrito pleno nem de deslizamento pleno entre o friso e a amostra. A Figura 26 mostra uma deformada do corpo-de-prova com os deslocamentos na direção Z. É possível visualizar com um fator de amplificação de 150x que há um deslocamento de aproximadamente 8 milésimos de milímetro na região de contato com o friso, causado pelo coeficiente de atrito de 0,25.

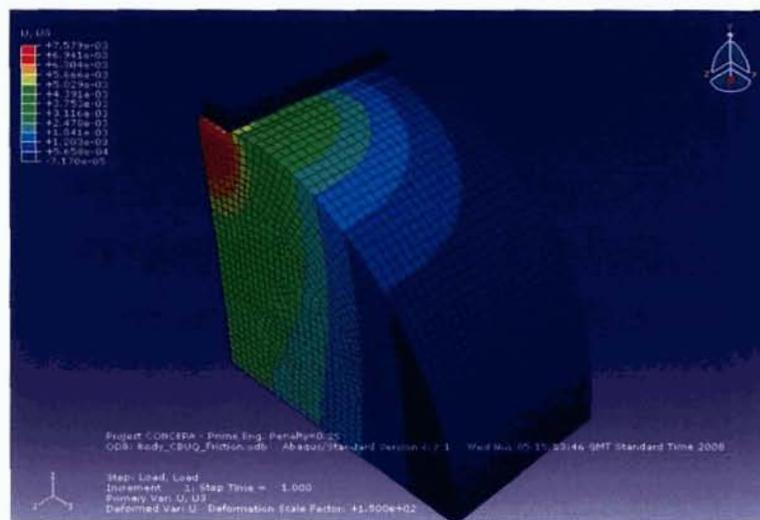


Figura 26 – Deslocamentos no eixo z magnificado 150x

#### 5.4 RESULTADOS DA ANÁLISE – TENSÕES E DEFORMAÇÕES

A seguir são apresentados os resultados obtidos das análises realizadas. Os gráficos a seguir mostram os estados de tensões e deformações gerados durante um ensaio de compressão diametral em um corpo-de-prova submetido a uma carga uniformemente distribuída no friso e com amplitude da carga aplicada em rampa. Todos os gráficos estão ilustrados para o momento do pico de carga que é o instante no qual as tensões e deformações são máximas. Na Figura 27 está apresentado o invariante de Mises para ilustração do estado de tensões.

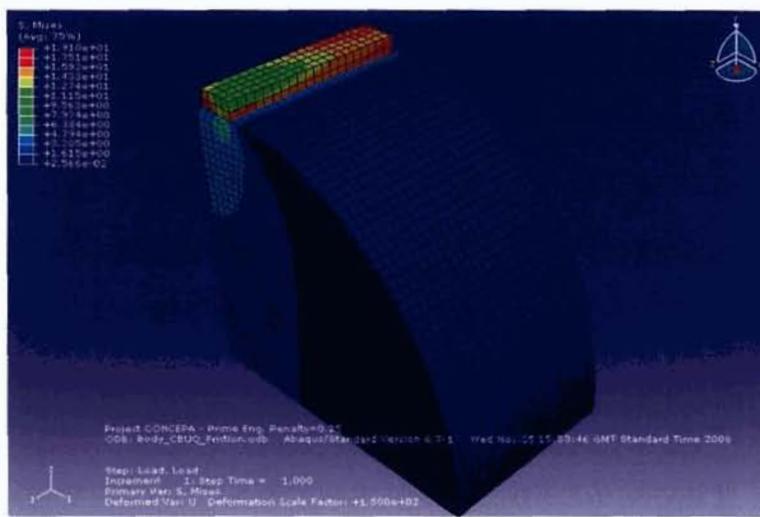


Figura 27 – Invariante de tensões Mises gerado no corpo-de-prova

A Figura 28 e a Figura 29 apresentam os resultados obtidos para a modelagem do corpo-de-prova. A primeira ilustra os resultados de tensões normais e cisalhantes nos três planos. A segunda mostra as curvas de contorno para os deslocamentos obtidos nos eixos analisados. Ambas as figuras estão com um fator de amplificação da deformada de 150 vezes.

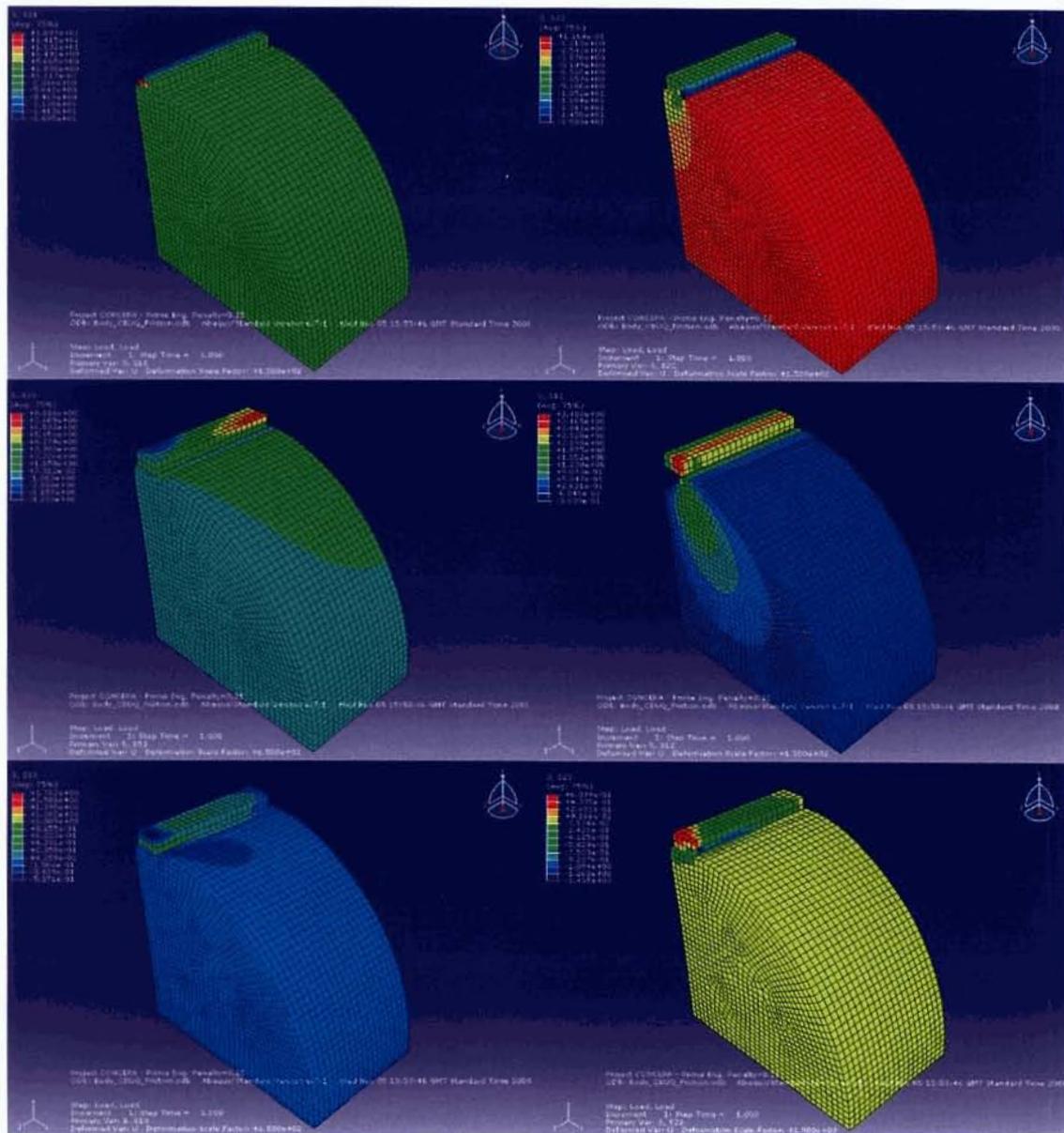


Figura 28 – Tensões normais e cisalhantes nos três eixo (x,y,z, xy, xz e yz de cima para baixo da esq. para a dir.)

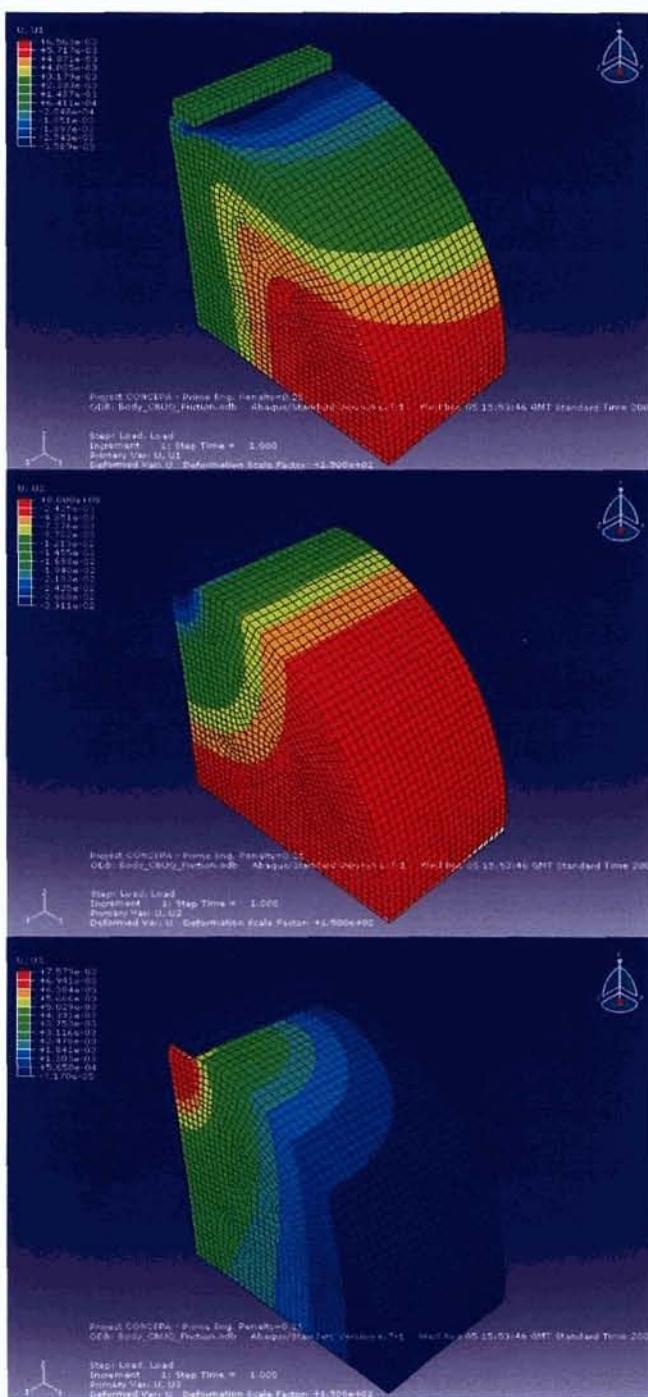


Figura 29 – Deslocamentos nos três eixo (x,y,z de cima para baixo)

Da análise dos resultados, duas conclusões chamam a atenção por sua importância. Uma se refere ao nível das tensões cisalhantes S12 medidas no plano XY nas proximidades da aresta do friso – ver Figura 28. O desenvolvimento de tensões cisalhantes faz com que haja rotação das tensões principais naquela região gerando uma região de comportamento não-linear, fazendo desta forma com que as equações para cálculo de MR não sejam válidas. Pode-se inferir que esta região localiza-se, sobretudo, no quarto superior do eixo Y. Assim, recomenda-se que não sejam feitas



medidas de deslocamentos no intervalo  $m,n=0,75$  do eixo vertical, pois poderá retornar valores inconsistentes.

Adicionalmente, os deslocamentos medidos na direção Z, U3, ilustrados no último gráfico da Figura 29, mostram um abaulamento da amostra na região próxima dos frisos. Isto é causado pelo grande nível de tensões de compressão medidos no plano YZ, como se pode verificar na Figura 28. Isto vem a corroborar para a recomendação feita anteriormente.

Adicionalmente, da análise da Figura 29, percebe-se uma diferença nas leituras de deslocamento U1 no plano XZ para os valores de raio máximo. Esta diferença significa que um sensor de deslocamento posicionado no centro do corpo-de-prova ou em direção às bordas irá levar a valores de MR diferentes. Esta é uma importante observação pois indica que diferentes suportes de LVDTs utilizados nos ensaios, dependendo do seu sistema de apoios, poderá levar a valores de MR calculados de forma diferentes.

## 5.5 SENSIBILIDADE DO EQUACIONAMENTO EM FUNÇÃO DO PONTO DE ANÁLISE

A análise anterior evidencia a importância de uma análise da sensibilidade do equacionamento do MR em função do ponto de análise utilizado. Isto é fundamentalmente necessário face aos diferentes tipos de suporte utilizado no ensaio de compressão diametral para determinação do MR. Alguns suportes ficam presos através de suportes-guia que podem ser apoiados na lateral do corpo-de-prova (Figura 30 esq.) ou apoiados diretamente no mesmo plano de medida dos deslocamentos (Figura 30 dir.).

Outros tipos de fixação dos sensores de deslocamento podem ser feitos diretamente sobre a face lateral do corpo-de-prova, como mostra a Figura 31. Nota-se que o posicionamento dos sensores neste caso pode ser em diversos pontos da face. Tradicionalmente, utilizam-se os sensores posicionados ou eqüidistantes meio-raio do centro, um raio do centro ou  $\frac{1}{4}$  de raio, levando aos valores de  $m,n$ , conforme discutido no item 2.4.3 deste relatório, iguais a 0,25, 0,50 ou 0,75.

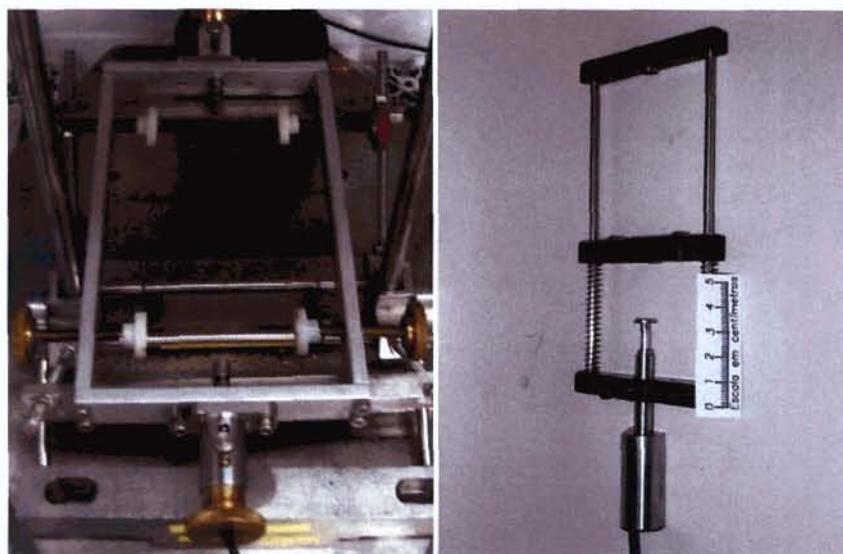


Figura 30 – Tipos de suporte para posicionamento de LVDT(s) externo(s) ao corpo-de-prova



No caso da Figura 31, a foto à esquerda, a mesma ilustra um sistema cujos pontos de apoio são fixados a uma distância de meio raio eqüidistantes do centro ( $m,n=0,25$ ). A foto à direita, mostra um sistema montado com sensores de deslocamento eqüidistantemente posicionados a um raio da amostra.

Para que fosse possível realizar a sensibilidade do cálculo do módulo em detrimento destas variáveis, realizou-se a determinação dos valores de deslocamento nos pontos referentes a estes pontos de medida, tanto para os pontos nas bordas do corpo-de-prova (caso dos suportes externos) quanto dos pontos de medida posicionados em vários pontos da face do mesmo.

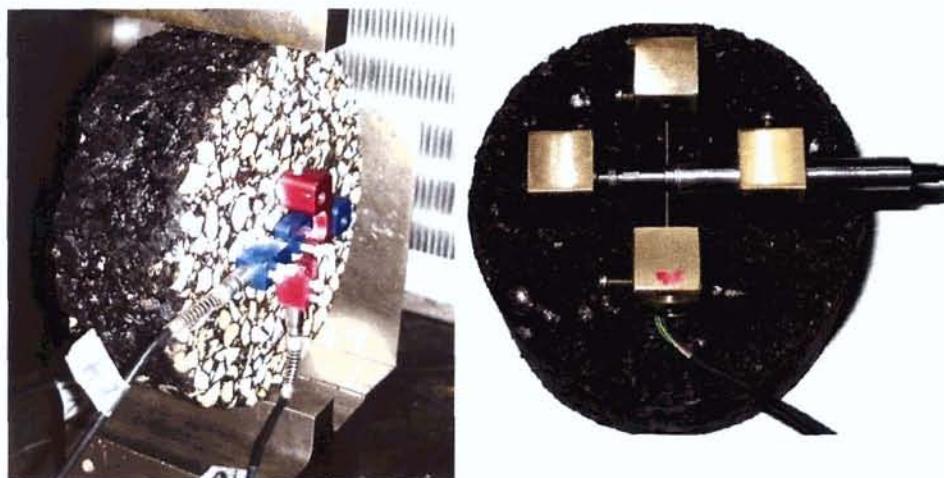


Figura 31 – Tipos de suporte para posicionamento de LVDTs preso à face do corpo-de-prova

Para a realização da modelagem foram utilizados os pontos de referência estabelecidos anteriormente, conforme ilustrado na Figura 24. Os pontos sobre o eixo Z, identificados pela letra C, são os pontos de interesse para o cálculo, simulando o posicionamento dos sensores de deslocamento posicionados sobre um suporte externo ao corpo-de-prova. Os pontos sobre o eixo X, designados pela letra B, servem para simulação dos sensores horizontais colados à face do corpo-de-prova (a exceção de B1C1) e, finalmente, aqueles identificados pela letra A, sobre o eixo Y, simula sensores horizontais também colados na face do corpo-de-prova.

A análise realizada considerou as características de uma amostra de concreto asfáltica conforme descrição no item 5.2. Os resultados graficados na Figura 32 salientam as diferenças medidas nos valores de deslocamentos horizontais nos pontos C0, C05, B1C1 e B3. Como esperado, o valor de B3 é o menor entre eles. No entanto, a diferença medida no ponto B3, em comparação com o ponto C0, é surpreendente. O valor medido no ponto B1C1 é o mais alto de todos eles, o que significa que os sensores externos posicionados através de suportes que tocam as bordas do corpo-de-prova, irão levar às medidas de MR menores. Em contraponto, sensores que tocam o centro da amostra, simulado pelo ponto C0, irá levar a condição de maior módulo.

A Tabela 3 resume todas as análises realizadas registrando os deslocamentos medidos em vários pontos. Procedeu-se, a partir destes dados, ao cálculo do MR para os vários pontos, utilizando-se as equações apropriadas. Como o valor de módulo utilizado nas simulações foi de 5000 MPa, o ponto que fornecer o valor mais próximo deste, indica uma melhor condições para determinação do MR. Ou seja, isto significa dizer que as equações aproximam analiticamente o comportamento tensão/deformação na região em questão.

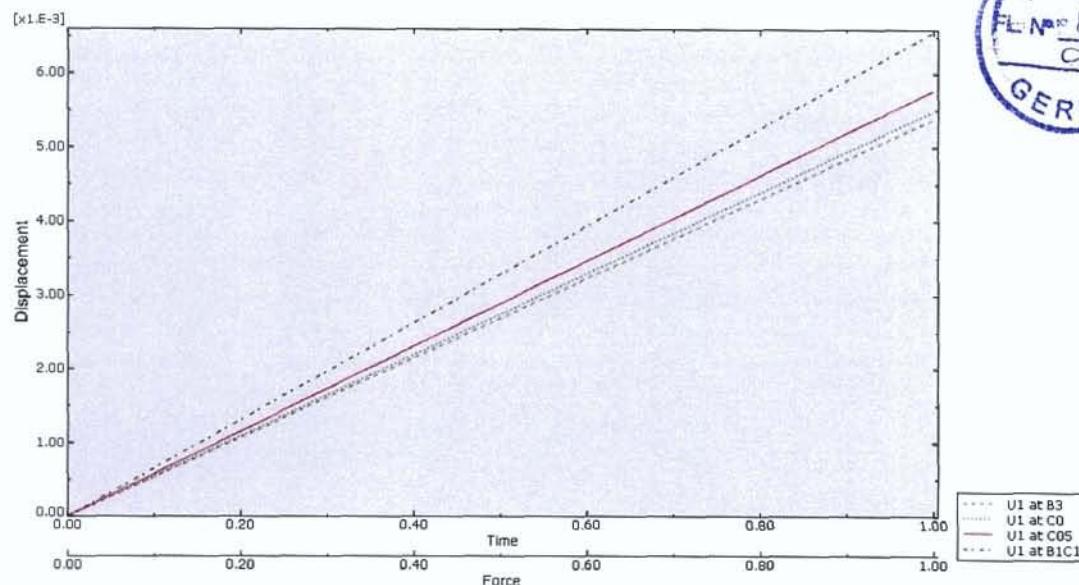


Figura 32 – Deslocamentos horizontais medidos nos pontos B1C1, B3, C0 e C05

Tabela 3 – Sensibilidade do equacionamento do MR em função do ponto de análise

Direção do Deslocamento	Ponto de Análise	Deslocamento (mm)	Carga (N)	MR (MPa)	Equação
U1	C0	5.482E-03	3000	5329	Equação 3
		5.482E-03	3000	4911	Equação 4 m,n=1
U1	B1C1	6.563E-03	3000	4451	Equação 3
		6.563E-03	3000	4103	Equação 4 m,n=1
U1	B3	5.379E-03	3000	4110	Equação 4 m,n=0,5
U1	B2	6.346E-03	3000	4108	Equação 4 m,n=0,75
U2	A3	-1.147E-02	3000	4850	Equação 5 m,n=0,5
U2	A2	-1.963E-02	3000	5019	Equação 5 m,n=0,75
U2	A1	-2.907E-02	3000	5796	Equação 5 m,n=1

É possível verificar a partir dos resultados obtidos que o valor mais próximo do usado na modelagem foram aqueles determinados nos pontos A2 e C0. O MR determinado em função do deslocamento obtido no ponto A2, no entanto, parece ser o menos recomendável dos dois, uma vez está sujeito às tensões cisalhantes na região de proximidade do friso que pode causar variações indesejáveis em um ensaio real, como já discutido. Em adição, o ponto A2 requer que o sensor seja colado na face do corpo-de-prova no eixo vertical de carregamento, o que é instrumentalmente mais complicado do que um sensor preso externamente com o auxílio de um suporte no ponto C0.

Finalmente, o valor determinado em A1 parece ser o de pior comportamento, o que não é inesperado, tendo em vista a proximidade do friso e todo o distúrbio na distribuição de tensões causado pelo mesmo. Da comparação do valor de MR calculado em C0 como função da Equação 3 (recomendada pela norma do DNIT) e a Equação 4, proposta por Zhang, esta última mostra-se bastante mais representativa do comportamento esperado.



## 6 SELEÇÃO DO ALGORITMO PARA ENSAIOS DE MR

A revisão bibliográfica apresentada no Capítulo 3, intitulado “Protocolos para Ensaio de MR”, revelou oito diferentes protocolos de ensaio para o ensaio de MR, a saber:

- a) Norma Norte-Americana ASTM D-4123
- b) Norma Norte-Americana AASHTO TP-31-96
- c) Protocolo LTPP P07
- d) Pesquisa 1-28A do NCRHP
- e) Norma Britânica BSI DD 213
- f) Norma Européia EN 12697-26 / 2004
- g) Norma Australiana AS 2891.13.1
- h) Norma DNER 133/94

Dos oito protocolos apenas “*b*”, “*c*”, “*d*” e “*e*” explicitam os protocolos para determinação do deslocamento resiliente com vistas ao cálculo do módulo de resiliência, atentando-se para o fato de que o último destes, BSI DD 213, não apresenta o algoritmo explícito em seu texto; a metodologia para determinação do deslocamento resiliente foi buscada de outra literatura de referência do país de origem. Os protocolos “*a*” e “*g*” fazem algumas referências gráficas sobre a maneira da determinação do referido deslocamento sem precisar os pontos de referência adotados, deixando desta forma margem a variações no cálculo do MR.

O protocolo sugerido pela Norma Européia não faz referência sobre algoritmos ou métodos para determinação da parcela do deslocamento elástico. No entanto, este ensaio por ser principalmente realizado na Inglaterra acaba por ser fortemente influenciado pela norma britânica apresentada no item “*e*”. Vários laboratórios que realizam o chamado ensaio ITSM (Indirect Tensile Stiffness Modulus) na Europa, e que seguem a norma Européia EN12697-26, usam o algoritmo matemático conforme representando na Figura 10.

A única norma que baliza o ensaio no Brasil é a DNER 133/94. Esta não faz qualquer menção à sistemática de cálculo do deslocamento resiliente que deve ser utilizado para cálculo do MR. No entanto, vários centros de pesquisa, como por exemplo UFRGS, USP, COPPE/UFRJ e UFCE, vem há anos utilizando uma metodologia muito próxima àquela preconizada pelo Protocolo P07 do LTPP, conforme descrito em detalhe por Medina e Motta (2005).

A seguir faz-se a consideração do que seria(m) o(s) algoritmo(s) mais adequado para ser utilizado nos ensaios de MR para projeto e controle de qualidade pavimentos flexíveis de acordo com a revisão bibliográfica e estudos apresentados anteriormente.

### 6.1 COMPARATIVO ENTRE OS VÁRIOS ALGORITMOS

O concreto asfáltico, material mais comumente utilizado nas misturas asfálticas quentes no Brasil, apresenta um comportamento visco-elasto-plástico. Ou seja, a cada solicitação que o material sofre, há três componentes distintas de deslocamento que o material irá apresentar: uma componente puramente elástica – que irá retornar imediatamente depois de cessada a aplicação da carga; uma componente viscosa – que fará com que o material demore a retornar a sua



posição inicial; e por fim, uma componente plástica – que levará o material a permanecer com uma fração do seu deslocamento total, irrecuperável.

Apesar de se conhecer alguma das propriedades visco-elásticas dos materiais asfálticos, os projetos de pavimento são ainda realizados levando-se em conta a simplificação de materiais elásticos lineares. Isto se deve em essência à dificuldade de se modelar adequadamente um material visco-elástico-plástico. Mesmo com várias frentes de pesquisa nacionais e internacionais na busca de conhecimento sobre o comportamento dito complexo dos materiais asfálticos, é ainda muito restrito a sua aplicabilidade.

Desta forma, os projetos são feitos considerando-se simplificações da mecânica clássica que consideram assim o pavimento como um sistema de multi-camadas de comportamento elástico. Num projeto, o valor chave que irá conduzir a análise na camada referente ao material asfáltico utilizado no revestimento, é o Módulo de Resiliência.

A formulação comumente utilizada na determinação do MR nos ensaios realizados no Brasil é aquela apresentada na Equação 3. Nela pode-se ver que o valor de MR é diretamente proporcional à carga e ao coeficiente de Poisson e inversamente proporcional a altura do corpo-de-prova e deslocamento resiliente. Partindo do pressuposto que a determinação da carga não é motivo de avaliação no que tange a magnitude (a forma e a freqüência do carregamento influenciaram fortemente a deformação do corpo-de-prova), uma vez que seja definido um percentual da resistência à tração – ou ainda carga de ensaio seja em função do tipo de teste ou para limitar a deformação obtida – este pode ser desconsiderado como uma fonte de variação do módulo para efeitos de equacionamento!

O coeficiente de Poisson também se assume como constante para os materiais asfáltico, variando ao redor de valores próximos de 0.30 a 0.35; uma discussão mais detalhada pode levantar questões a cerca da sua variabilidade, mas como mostrado na Figura 19, este não parece ser uma grande fonte de variação para ser levado em consideração nesta pesquisa. O valor da altura do corpo-de-prova sendo uma constante também não influencia a determinação do MR em função do algoritmo de cálculo ou formulação a ser utilizada.

Desta forma, fica por do deslocamento linear – já discutido em amplitude ao longo deste relatório – a variável que mais influenciará a determinação do módulo enquanto equacionamento matemático. Excluem-se neste momento as variáveis de ensaio já discutidas anteriormente que são referentes à técnica de ensaio, como suporte de sensores de deslocamento, forma e freqüência do pulso de carregamento, modo de ensaio: tensão ou deformação controlada, percentual da resistência à tração em ensaios de tensão controlada ou valor de deformação nos ensaios de deformação controlada, etc.

## 6.2 O DESLOCAMENTO RESILIENTE (D.R.)

Façamos agora uma análise do tipo de deslocamento linear o qual deseja ser obtido no ensaio de MR para que se possa desta forma, determinar este parâmetro da forma mais apropriada para o projeto de um pavimento.

A Figura 35 ilustra o princípio da função da freqüência de solicitações na consideração de um projeto. Nesta figura dois tipos de pulsos de deslocamento estão apresentados; o primeiro representa um material de baixa viscosidade – a deformação sofrida pela passagem de um veículo retorna rapidamente – este são os pulsos representados pelas linhas sólidas; o segundo é um material com uma viscosidade mais próxima de um material asfáltico a uma temperatura próxima



de 35°, consideravelmente mais alta (a deformação sofrida pela passagem de um veículo, demora agora, mas tempo a retornar) estes são os pulsos representados pelas linhas pontilhadas.

Percebe-se que se nas altas freqüências de carregamento (representado pelas linhas em tons avermelhados) as deformações plásticas se desenvolverão bastante mais rápido do que no caso das freqüências de solicitações mais baixas (representado pelas linhas em tons esverdeados).

Nota-se também que se a viscosidade do material for diferentes – como representado pelas linhas sólidas em oposição às linhas tracejadas – os valores de deformação permanente também serão considerados de uma forma diferente, ainda que as deformações plásticas para ambos os materiais sejam muito próximas, como se pode ver no primeiro golpe de cada uma das simulações.

Este efeito está diretamente ligado à forma como a parcela do deslocamento linear é segmentado num ensaio de MR segundo um comportamento visco-elasto-plástico. Ou seja, a freqüência utilizada no ensaio irá afetar diretamente na interpretação desta análise.

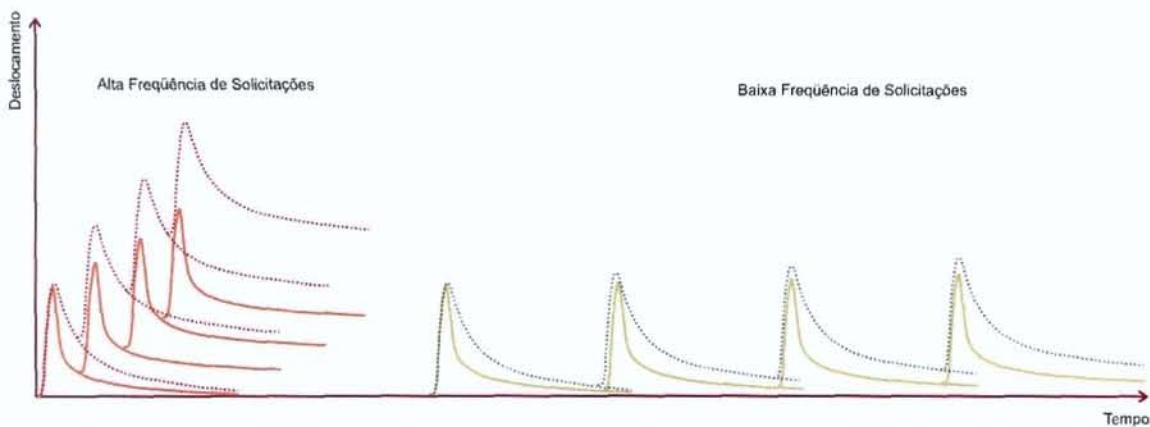


Figura 33 – Consideração sobre a freqüência de solicitações

A Figura 34 mostra como seria a segmentação de um pulso obtido num ensaio resiliente nas componentes puramente elásticas, visco-elásticas e plásticas segundo, realizada segundo o princípio da correspondência visco-elástica com o uso de um elemento Kelvin. Tendo em vista que o MR se aproxima do módulo de elasticidade, porém, determinado sob carregamentos repetidos, a parcela a ser computada no cálculo do MR tende a ser aquela cujos deslocamentos sejam essencialmente elásticos.

Theisen (2005) realizou várias análises aplicando o princípio da correspondência elasto viscoelástica para misturas asfálticas através de ensaios de módulo de resiliência sob compressão diametral cíclica, com um, dois e até três elementos Kelvin. A Figura 34 é baseada em um dos resultados obtidos por Theisen e que utilizou o mesmo pulso de deslocamento utilizado para a determinação gráfico dos deslocamentos resilientes mostrados adiante na Figura 35.

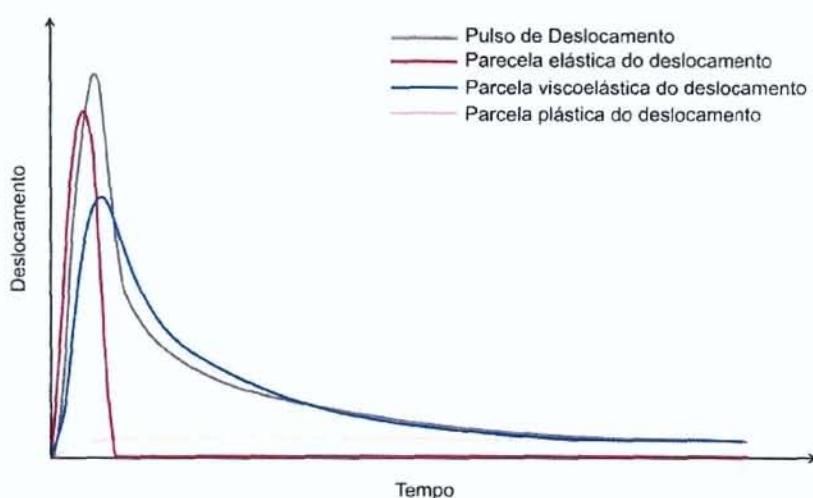


Figura 34 – Ilustração esquemática das componentes de deslocamento resiliente

### 6.3 COMPARATIVO ENTRE OS ALGORITMOS PARA DETERMINAÇÃO DO D.R.

Para que se pudesse avançar no estudo e sugerir qual(is) é(são) o(s) algoritmo(s) mais adequado ao cálculo do MR, é importante que seja feito um comparativo inicial para verificar o nível de variação provocado com a mudança do algoritmo.

Para tanto, fez uma análise gráfica dos algoritmos em questão, conforme apresentados nas Figuras 7 a 10 e procedeu-se assim a determinação gráfica dos deslocamentos resilientes em um pulso de carga apenas, proveniente de um ensaio real de um concreto asfáltico à temperatura de 25°C com uma carga equivalente a 15% do valor da resistência à tração característica do material, igual a 1.25MPa. A Figura 35 ilustra a diferença obtida para o deslocamento resiliente obtido em um mesmo ensaio, apenas alterando-se a sistemática de cálculo para determinação do deslocamento resiliente.

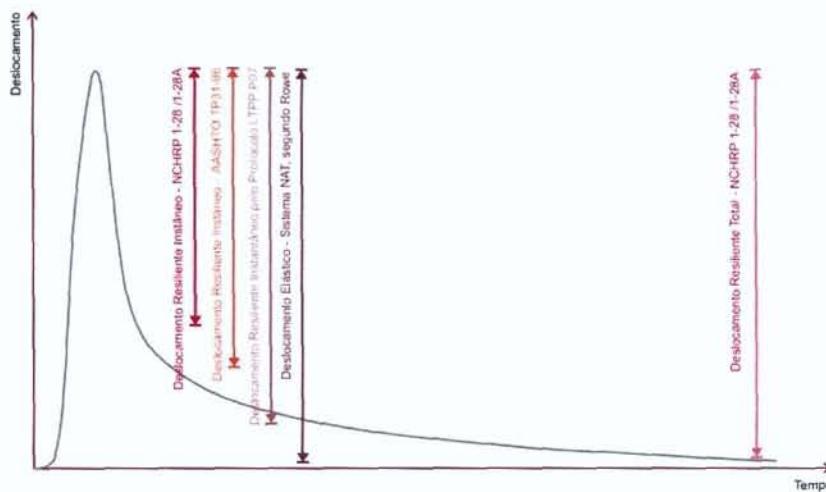


Figura 35 – Comparativo entre os diversos algoritmos de determinação do deslocamento resiliente



Percebe-se claramente que o algoritmo proposto pelo NCHRP 1-28/1-28A para determinação do deslocamento resiliente instantâneo (d.r.i) é aquele que resulta no menor valor de deslocamento resiliente, consequentemente no maior valor de MR. Da mesma forma, o mesmo algoritmo, porém para determinação do deslocamento total (d.r.t), é aquele que resulta no maior valor de deslocamento resiliente, e portanto, no menor valor de módulo. Na seqüência, os valores de deslocamento resiliente aumentaram na seguinte ordem: d.r.i NCHRP 1-28/1.28A, d.r.i AASHTO TP31-96, d.r.i LTPP P07, deslocamento elástico NAT (BSI DD213), d.r.t NCHRP 1-28/1.28A. Os valores de MR crescem na ordem inversa.

A Tabela 4 mostra os resultados da análise comparativa dos algoritmos analisados. Para facilidade de comparação entre os resultados, fez o cálculo do valor percentual de todos os módulos em função do menor valor determinado (MR – função do d.r.i calculado segundo NCHRP 1-28/1.28A). Com a finalidade de exemplificar o impacto deste algoritmo num valor convencional de MR para uma mistura do tipo CBUQ, a segunda coluna da tabela mostra o valor obtido para cada uma das metodologias aplicadas considerando-se uma mistura com MR calculado pelo primeiro algoritmo igual a 5000MPa. Note-se que a diferença máxima chega próximo de 55% entre os valores extremos, o que resultaria em uma mesma mistura asfáltica ser caracterizada com um módulo de 5000MPa por um método e 3228MPa por outro.

Tabela 4 – Resultado da Análise Comparativa de Algoritmos

	MR/MR <sub>NCHRP 1-28/1-28A</sub> (adm.)	Exemplo de Resultado (MPa)
NCHRP 1-28/1-28A – Inst.	1.000	5000
AASHTO TP31-96 – Inst.	1.125	4444
LTPP P07	1.398	3577
NCHRP 1-28/1-28A – Total	1.498	3337
BSI DD213 /NAT	1.549	3228

Fica evidente que os valores de MR como medidos na Europa (segundo BSI DD213) e naqueles países que seguem a mesma metodologia já partem com um fator de redução do valor do módulo apenas em função da metodologia de determinação do valor do deslocamento resiliente. Adicionalmente, conforme salientado no item 3.5, os ensaios conforme a BSI DD213 apresentam ainda um tempo de pulso de carga superior aqueles realizados no Brasil. Não obstante, as freqüências de ensaio também são menores do que aquelas usadas no país – ao invés de 1Hz, como utilizado no Brasil, utilizam-se freqüências de 3Hz, o que leva a um tempo de recuperação próximo de 2.8s de tempo de recuperação, promovendo desta forma um tempo de recuperação dos deslocamentos viscoso muito superior ao tempo utilizado no protocolo usualmente adotado no Brasil.

É importante, no entanto, que o algoritmo selecionado para a determinação do MR seja aquele que melhor reflete o comportamento da mistura em campo, e que seja desta forma, o valor mais coerente a ser utilizado em projetos de pavimentos e como valor índice para controle de qualidade das misturas aplicadas. A luz dos estudos de Barksdale (1971), conforme ilustrado pela Figura 14 e Figura 15, mostra-se que o pulso de carga deve ser na forma de um semi-seno-verso e com tempos de pulso de carga próximo de 100ms, ou menor.



No que se refere ao algoritmo de cálculo, é importante que esta descreva o MR como função da parcela elástica linear – uma vez que o MR é utilizado com uma variável da teoria da elasticidade análises mecanísiticas de pavimentos. Assim, é possível deduzir a partir análises descritas acima que o algoritmo transcrito pelo protocolo P07 do LTPP é aquele que mais se aproxima do valor do deslocamento da fase puramente elástica do CBUQ para o caso do pulo em análise – como mostra um comparativo entre a Figura 34 e Figura 35.

O protocolo descrito pelo NCHRP 1-28/1-28A é no entanto aquele mais rico em informações, uma vez que permite uma análise qualitativa do índice de viscosidade da mistura em questão através do quociente do MR como função do d.r.i e d.r.t. Quanto mais próximo o MRI (função do d.r.i) do MRt (função do d.r.t), tão mais elástica a mistura – o que é um importante parâmetro de análise de misturas – principalmente para julgar a qualidade do ligante asfáltico. Espera-se, por exemplo, que um ligante modificado por asfalto-borracha, nas mesmas condições de temperatura e reologia do ligante virgem, possua propriedades visco-elásticas diferentes de um CAP convencional, e que a relação MRt/MRI apresente-se diferente em ambas as misturas. Da mesma forma, o grau de envelhecimento em diferentes tipos de mistura irá causar uma variação MRt/MRI característica – o que pode auxiliar fortemente em ensaios para controle de qualidade de execução de misturas.

Ficam assim selecionados para avaliação neste trabalho os protocolos propostos LTPP P07, pelo acima discutido e por ser em adição aquele que mais se aproxima da metodologia em prática corrente no Brasil, e também o protocolo sugerido pelo NCHRP 1-28/1-28A por apresentar a vantagem adicional de calcular o MRI e MRt.



## 7 ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

### 7.1 EXTRAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA EM PISTA

Corpos-de-prova foram extraídos da rodovia BR290, Freeway, sob concessão da CONCEPA, para verificação do impacto dos algoritmos matemáticos selecionados no item anterior. O objetivo é quantificar a variabilidade que ambos os algoritmos propostos irão apresentar em amostras de pavimentos em serviço. Para tanto, amostras cilíndricas de 10cm de diâmetro foram serrados da camada de revestimento da capa de rolamento executado em concreto asfáltico, como mostra a Figura 36 e Figura 37.



Figura 36 – Extração de corpo-de-prova de pista



Figura 37 – Detalhe de um corpo-de-prova extraído



A Tabela 5 lista os pontos de locação utilizados para extração dos corpos-de-prova utilizados na pesquisa. Em cada ponto de extração pelo menos duas amostras foram serradas do pavimento. Em adição aos CPs extraídos em pista também foram utilizados CPs moldados em laboratório para realização de ensaios de módulo de resiliência com vistas à avaliação dos algoritmos de cálculo em questão.

Tabela 5 – Pontos de localização das amostras extraídas na BR290 - Freeway

CP	Localização		CP	Localização	
	Estaca	Lado		Estaca	Lado
PR1	24+900	faixa interna	PR8	25+500	faixa central
PR2	24+900	faixa central	PR9	25+500	faixa externa
PR3	24+900	faixa externa	PR10	24+900	faixa central
PR4	24+300	faixa interna	PR11	29+400	faixa central
PR5	24+300	faixa central	PR12	31+200	faixa interna
PR6	24+300	faixa externa	PR13	31+200	faixa central
PR7	25+500	faixa interna	PR14	30+600	faixa externa

Os ensaios realizados com corpos-de-prova moldados em laboratório, são proveniente de misturas asfálticas de usina, usadas normalmente no controle tecnológico das misturas asfálticas aplicadas em pista.

## 7.2 RESULTADO DOS ENSAIOS DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Os ensaios de módulo de resiliência realizados nesta pesquisa foram executados através de um ensaio de compressão diametral sob cargas cíclicas em um equipamento pneumático cujo esquema está descrito na Figura 1. O equipamento utilizado foi um SEEPAV8200 do Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, descrito em detalhe por Brito (2006).

O SEEPAV é um sistema de controle e aquisição de dados para ensaios especiais para materiais de pavimentação que incorpora uma série de vantagens, tais como: portabilidade do sistema, sistema de controle digital, software de controle de freqüência de ensaio, duração do pulso de carga, ciclos de condicionamento, número de pulsos gravado para determinação do MR, etc. Apresenta também o sistema dois estágios de ganho para os sensores de deslocamento o que permite uma maior estabilidade das leituras num maior intervalo de rigidez de misturas do que um sistema convencional.



O sistema utiliza uma interface serial de comunicação, conversores AD e DA de 16bits, micro controlador tipo CMOS e taxa de aquisição de 200Hz/canal. Possui dois canais de controle (uma válvula proporcional para controle de tensão desviadora e outra para controle da tensão confinante), seis canais de leitura (2 LVDTs, 1 sensor de temperatura, 1 temporizador externo, 1 célula de carga e 1 transdutor de pressão) e controle de uma válvula solenóide.

O programa de controle tem interface visual programada em Borland<sup>®</sup> C++ Builder 6, cuja interface é bastante amigável, facilitando a operação de ensaio e reduzindo a variabilidade do valor de MR pela interferência do operador. Uma das principais vantagens deste equipamento é seu potencial de pós-analise o que permite que após o ensaio seja realizado, sejam realizadas variações no algoritmo de cálculo do deslocamento resiliente e os valores de MR sejam recalculados a partir dos dados gravados durante o ensaio. Figura 38 mostra a tela de configuração do software para escolha do cálculo de MR e os limites utilizados pelos algoritmos.

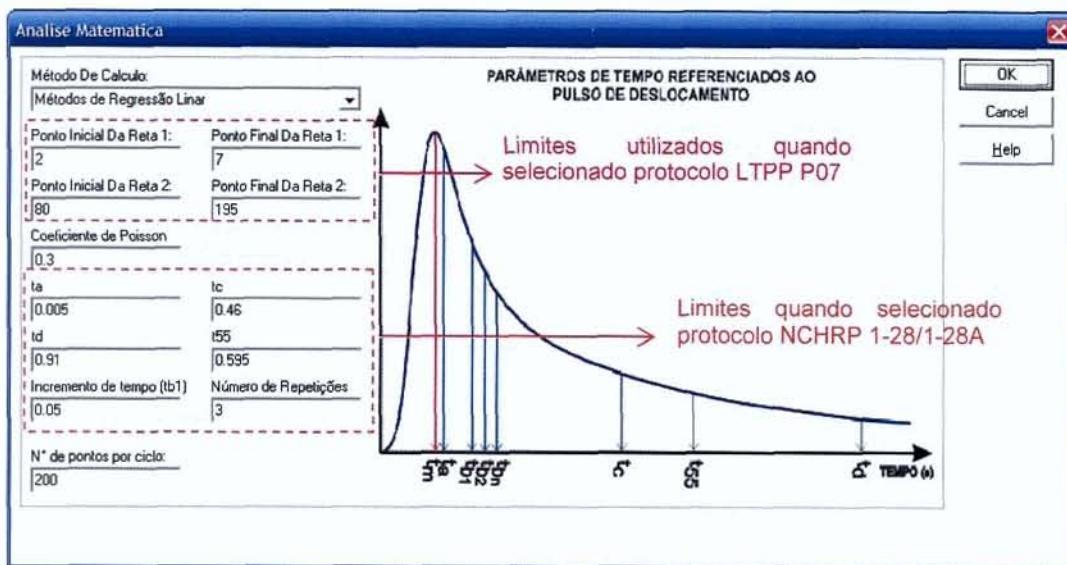


Figura 38 – Algoritmos de determinação do deslocamento resiliente implementados no SEEPAV8200

Todos os ensaios foram realizados considerando-se a resistência à tração característica da amostra (um valor de RT determinado para cada lote de amostras). O modo de ensaio foi tensão controlada, sendo a carga de ensaio utilizada foi 15% da RT característica, com um pulso de carga do tipo semi-seno-verso à freqüência de 1hz com tempo de carregamento igual a 100ms. A temperatura adotada foi a de 25°C. O sistema de fixação de LVDTs utilizado foi aquele ilustrado na Figura 30 – direita, com apenas um LVDT utilizado durante o ensaio.

Após a realização dos ensaios, foi determinado o valor de resistência à tração de todas as amostras e os valores registrados. Com os dados obtidos durante o ensaio foram pós-analizados com o software SEEPAV8200 os valores de MR tanto segundo o algoritmo proposto pelo Protocolo P07 quanto o algoritmo do protocolo NCHRP 1-28/1-28A. Para o primeiro, apenas os valores de M<sub>Ri</sub> foram determinados, como sugere a metodologia, e para o segundo tanto os valores de M<sub>Ri</sub> quanto de M<sub>Rt</sub> foram calculados.

A Tabela 6 apresenta os valores de MR determinados nos corpos-de-prova extraídos de pista, enquanto a Tabela 7 resume os valores encontrados para os corpos-de-prova moldados em laboratório. Um corpo-de-prova para cada grupo (estava e faixa, ou dia de moldagem) foi



escolhido para determinação da resistência característica; o restante foi ensaio p/ MR e depois determinado a RT. A determinação do MR foi calculada a partir da média do valor do deslocamento resiliente medido em três ciclos de carregamento consecutivos.

Tabela 6 – Resultados de MR obtido para corpos-de-prova extraídos de pista

CP	Grupo		RT (MPa)	MR <sub>i</sub> LTPP P07 (MPa)	MR <sub>t</sub> NCHRP 1- 28/A (MPa)	MR <sub>i</sub> NCHRP 1- 28/A (MPa)	MR <sub>i</sub> /MR <sub>t</sub> (adm)
	Estaca	Lado					
01	24+900	faixa interna	0.74				
02			0.85	2831	2170	4930	2.27
03	24+900	faixa central	0.57				
04			0.61	2071	1635	3669	2.24
05	24+900	faixa externa	0.88				
06			0.91	3530	2582	6540	2.53
07	24+300	faixa interna	0.70				
08			0.68	3100	2345	5538	2.36
09	24+300	faixa central	1.11				
10			1.13	4183	3073	7381	2.40
11	24+300	faixa externa	0.95				
12			1.10	4592	3503	8613	2.46
13	25+500	faixa interna	0.80				
14			0.81	3472	2690	6441	2.39
15	25+500	faixa central	0.72				
16			0.79	3674	2669	6305	2.36
17	25+500	faixa externa	1.11				
18			1.09	4230	3137	7692	2.45
19	24+900	faixa central	0.94				
20			1.11	5688	4331	10130	2.34
21	29+400	faixa central	1.34				
22			1.36	8441	6133	14669	2.39
23	31+200	faixa interna	1.22				
24			1.19	4575	3401	8283	2.44
25	31+200	faixa central	1.17				
26			1.27	5697	4476	9879	2.21
27	30+600	faixa externa	1.16				
28			1.23	6485	4988	11769	2.36

Tabela 7 – Resultados de MR obtidos para corpos-de-prova moldados em laboratório

CP	Grupo	RT (MPa)	MR <sub>i</sub> LTPP P07 (MPa)	MR <sub>t</sub> NCHRP 1- 28/A (MPa)	MR <sub>i</sub> NCHRP 1- 28/A (MPa)	MR <sub>i</sub> /MR <sub>t</sub> (adm)
29	Lab - Dia 1	1.84				
30		1.85	8616	7306	15200	2.08
31		1.68	7493	6047	12127	2.01
32	Lab - Dia 2	1.54				
33		1.38	8708	7170	14518	2.02



34		1.44	8076	6595	13043	1.98
35		1.61				
36	Lab - Dia 3	1.47	9638	7707	15369	1.99
37		1.48	10492	8300	16353	1.97
38		1.44				
39	Lab - Dia 4	1.42	10140	8148	16290	2.00
40		1.38	10266	8317	16780	2.02
41		1.77				
42	Lab - Dia 5	1.63	6786	5510	11035	2.00
43		1.83	8338	6906	14009	2.03
44		1.62				
45	Lab - Dia 6	1.39	9032	7275	14630	2.01
46		1.56	9788	7971	16009	2.01
47		1.45				
48	Lab - Dia 7	1.47	7051	5663	11241	1.98
49		1.57	7215	5802	11480	1.98
50		1.29				
51	Lab - Dia 8	1.37	7544	5988	11876	1.98
52		1.34	7742	6269	12572	2.01
53		1.33				
54	Lab - Dia 9	1.30	8088	6500	13019	2.00
55		1.37	8958	7135	14360	2.01
56		1.37				
57	Lab - Dia 10	1.46	10275	8126	16650	2.05
58		1.41	8880	7086	14124	1.99
59		1.61				
60	Lab - Dia 11	1.59	11197	9345	18960	2.03
61		1.54	11372	9543	19768	2.07

É possível observar das análises realizadas valores bastante mais altos para os valores de MRI calculados como função do algoritmo NCHRP 1-28/1-28A. Os valores determinados pelo protocolo LTPP P07, que segue em essência à lógica utilizada pela maioria dos centros de pesquisas brasileiros, fornece valores intermediários entre aqueles determinados. Em média os valores de MRI NCHRP 1-28/1-28A foram superiores em quase 70% aos valores determinados segundo o LTPP P07. Da mesma forma, estes foram superiores em aproximadamente 30% aos valores de M<sub>Rt</sub> NCHRP 1-28/1-28A. O intervalo de valores verificados é coerente com a análise qualitativa dos algoritmos apresentado na Figura 35.

No que se refere à relação MRI/M<sub>Rt</sub> para os valores de módulo calculados pelo NCHRP 1-28/1-28A uma interessante tendência é observada. A relação obtida para os corpos-de-prova de campo apresentaram uma média de 1.79 em contraste à média de 1.63 para as amostras ensaiadas em laboratório. Isto significa dizer que os deslocamentos totais e instantâneos para as misturas moldadas em laboratório ficaram mais próximos dos que os dos corpos-de-prova extraídos de campo, sugerindo um comportamento mais elástico destas misturas.

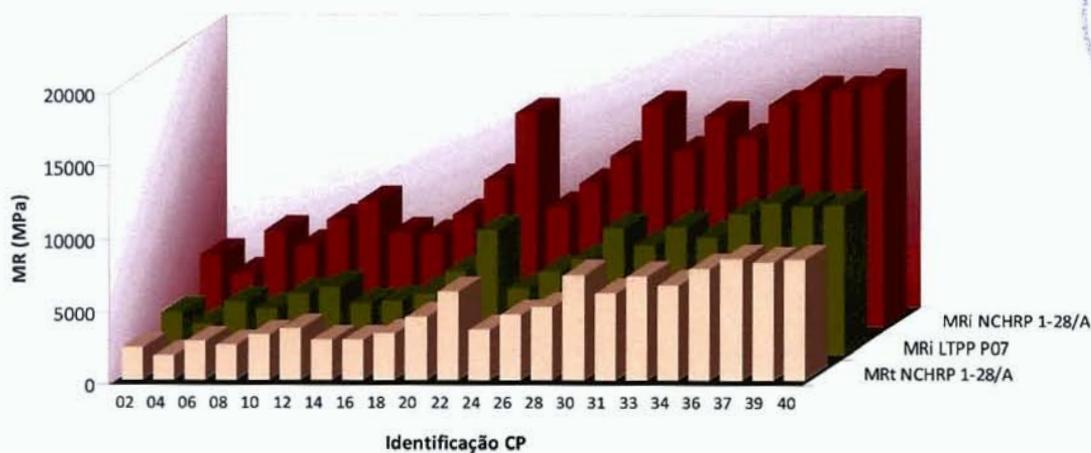


Figura 39 – Comparativo dos valores de MR em função dos algoritmos avaliados – CPs de campo

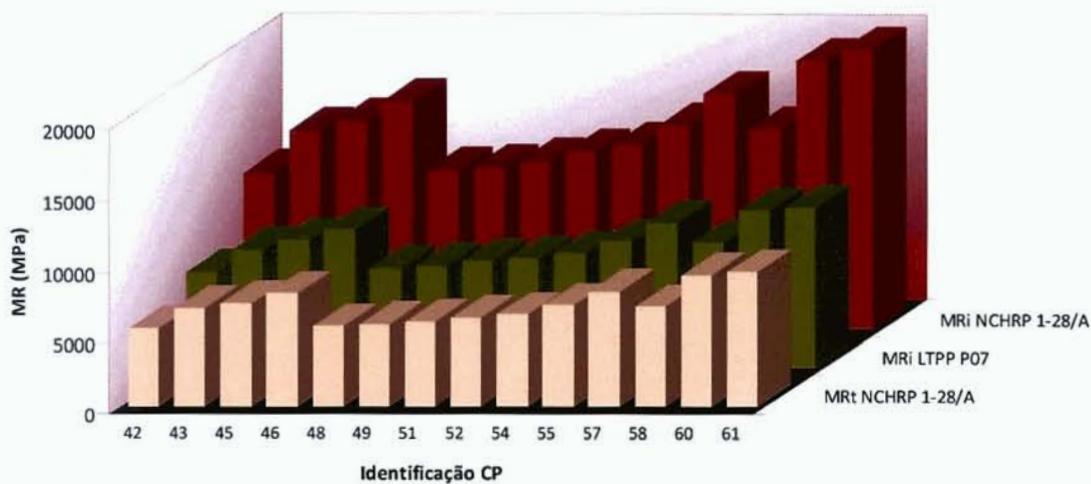


Figura 40 – Comparativo dos valores de MR em função dos algoritmos avaliados – CPs de laboratório

As figuras acima, Figura 39 e Figura 40, mostram graficamente os resultados apresentados anteriormente. A mesma tendência de valores foi observada tanto nos corpos-de-prova extraídos de campo quanto nos corpos-de-prova moldados em laboratório para todas as amostras ensaiadas.



## 8 ANÁLISE SENSITIVA DO MR EM UM PROJETO EMPÍRICO-MECANÍSTICO

O módulo de resiliência é um dos parâmetros chave num projeto empírico-mecanístico de pavimentos flexíveis, uma vez que é ele quem irá definir a relação modular entre as camadas. Desta forma, o MR é, juntamente com as espessuras das camadas, a principal variável para a distribuição de tensões no pavimento o que irá comandar o comportamento desta estrutura quando das solicitações devido às cargas do tráfego.

Vários estudos sugerem que este a tensão de tração na base da camada de revestimento é o parâmetro que definirá a vida de um pavimento em relação à sua vida de fadiga. Este parâmetro é essencialmente determinado pela relação entre módulo de elasticidade e espessura das camadas.

Tipicamente, as trincas de fadiga têm uma ação ascendente; começam na base do revestimento e propagam até a superfície. A partir deste momento, quando várias trincas são desencadeadas, começa haver um entrelaçamento entre elas, causando o que se conhece como trincas interligadas ou “trincas couro de crocodilo”, o que normalmente caracteriza o fim da vida de serviço do pavimento.

Como vem sido discutido neste relatório que a modalidade de ensaio de MR tem um impacto no valor do mesmo, ainda que seja testado em uma mesma mistura, é importante que se conheça a magnitude da sensibilidade na vida de um pavimento em detrimento desta variação. Como se pode verificar no Capítulo 6 e confirmado pelos ensaios realizados no Capítulo 7, há uma grande variação na determinação do MR apenas em função do algoritmo utilizado no cálculo do deslocamento resiliente.

Outrossim, faz necessário que seja verificado o quanto a magnitude destas variações, quantificadas anteriormente como da ordem de até 70%, pode ser responsável pela alteração na vida de um pavimento, seja o valor de MR calculado por um ou outro algoritmo de determinação do deslocamento resiliente.

Para realizar esta análise da sensitividade do valor de MR em um projeto empírico mecanístico, alguns testes simplificados foram realizados baseados em uma estrutura padrão de um pavimento rodoviário, e modelos de fadiga utilizados para estimativa da vida de um pavimento em um projeto de uma estrutura rodoviária.

### 8.1 A ESTRUTURA PADRÃO INVESTIGADA

Uma das estruturas escolhidas para análise nesta pesquisa foi uma das estruturas utilizadas na BR290 no trecho da Freeway. A escolha foi feita pelo fato de serem conhecidas as propriedades mecânicas do material empregado naquele pavimento e por esta estrutura também fazer parte de outras pesquisas já realizadas anteriormente, o que corrobora para uma análise global dos dados e proporciona, em adição, um banco de dados mais detalhado para pesquisas futuras.

Tal estrutura está apresentada na Figura 41 esquematicamente. Ela consiste de um pavimento flexível com revestimento de CBUQ de 8cm, uma base de brita graduada de 15cm sobre uma sub-base de macadame seco de 30cm e um reforço de subleito executado em areia com uma espessura de 60cm sobre um subleito argiloso. A Figura 42 ilustra um detalhe da seção transversal de uma das situações que utilizada tal configuração na BR290, Freeway, ao longo de um segmento da ampliação da rodovia.

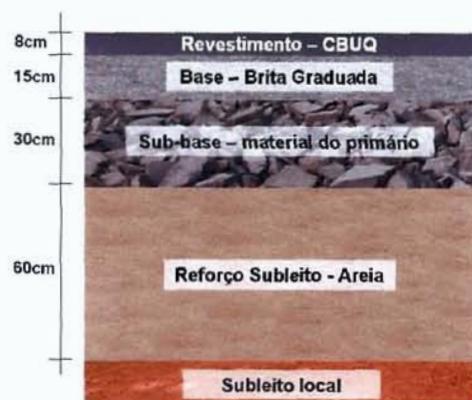


Figura 41 – Estrutura de pavimento considerando nas análises Lote 1

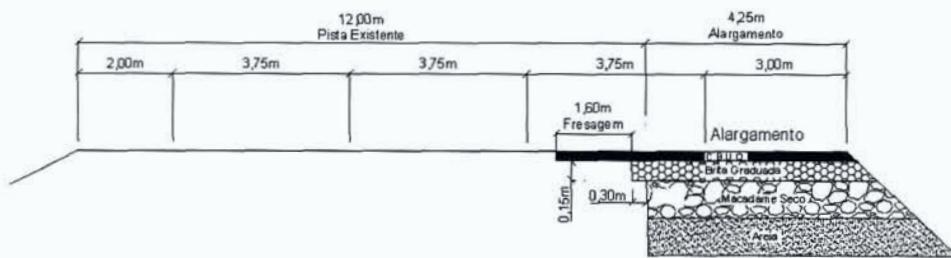


Figura 42 – Detalhe da seção transversal da ampliação da rodovia no km5 da BR-290/RS, Pista Norte

A outra estrutura considerada foi uma estrutura simples composta apenas de revestimento, base e subleito local, com a mesma configuração de espessuras respectivas da Figura 41.

Para valores de MR do revestimento foi utilizado um intervalo de valores que cobrisse aqueles encontrados nesta pesquisa e também na literatura para valores típicos de um CBUQ e extrapolados para valores limites que este possa assumir, de modo a facilitar também a compressão de resultados com valores extremos. O coeficiente de Poisson da camada de revestimento foi assumido 0.30.

A camada de base em brita graduada foi um material de granulometria próxima ao centro da Faixa A do DNER e estudada na dissertação de mestrado de Casagrande (2003). A variação do MR em função da soma das tensões principais (modelo  $k-\theta$ ), o que descreve melhor o comportamento das britas através de uma relação elástico não-linear, está apresentada na Equação 11. O valor de Coeficiente de Poisson utilizado foi de 0.35.

Equação 11

$$MR = 628 \times \theta^{0.65}$$

Onde

$\theta$  – soma das tensões principais (MPa)

Para algumas das análises realizadas também foi simulado o efeito de uma base de comportamento mais linear e com um módulo tangente inicial maior, com valor de  $k$  igual a 361 e  $\theta$  de 0.35. Uma representação gráfica dos modelos  $k-\theta$  para ambas as bases investigadas esta apresentada na Figura 43 – Representação gráfica dos modelos  $k-\theta$  para os materiais de base simulados.

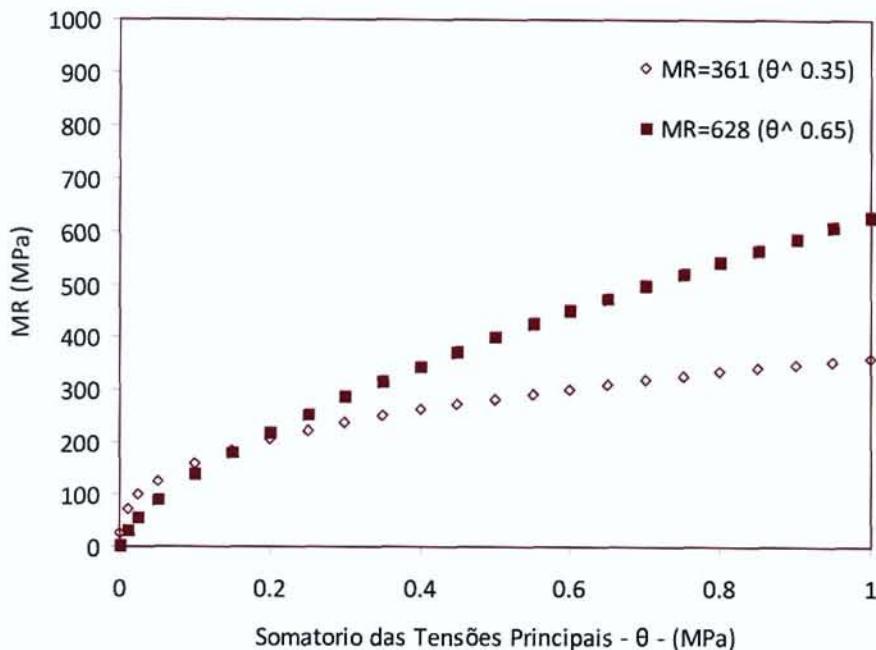


Figura 43 – Representação gráfica dos modelos k-θ para os materiais de base simulados

Para as estruturas simuladas com sub-base e reforço de subleito, os valores de módulo de resiliência e coeficiente de Poisson adotados foram respectivamente 300 & 200MPa e 0.35 & 0.40. Dois tipos de subleito foram simulados, um com rigidez igual a 100MPa ( $v = 0.40$ ), e outro com  $MR=50$ MPa e mesmo valor para coeficiente de Poisson.

## 8.2 ANÁLISES REALIZADAS COM O PROGRAMA KENLAYER

Para as análises mecanísticas realizadas, foi escolhido o programa computacional Kenlayer por permitir a consideração de materiais granulares através do modelo k-θ, e portanto levando em consideração o efeito da não-linearidade destes materiais e também por apresentar uma facilidade na execução de arquivos em lote, o que minimiza o tempo de processamento a de entrada de dados.

Foi realizado um total de 50 análises no total, compreendendo quatro cenários simulados; dois cenários simulando uma estrutura composta de revestimento, base, sub-base, reforço de subleito e subleito e outros dois cenário considerando-se apenas uma estrutura simples de três camadas: revestimento, base e sub-leito.

### 8.2.1 O programa Kenlayer

O Programa computacional Kenlayer faz parte de um pacote de softwares intitulado “Kenpave”, um software para análise e projeto de pavimentos. O pacote é composto de um modo para pavimentos de concreto e outros para pavimentos asfálticos, utilizado nesta pesquisa. O programa foi desenvolvido por Huang (2004) da Universidade de Kentucky, Estados Unidos.



A hipótese básica considerada pelo Kenlayer é a de um sistema multi-camadas que permite a aplicação de múltiplas cargas com cargas de eixo simples – roda simples, simples – rodas duplas, tandem duplo ou tandem triplo, sendo cada carga aproximada por um carregamento circular homogêneo. Cada camada pode ser considerada linear elástica, elástica não-linear ou, ainda, visco-elástica.

Umas das importantes vantagens da consideração de modelos não-lineares para materiais de base que está disponível neste programa, é o fato da variação da rigidez da camada de revestimento, alvo de estudo das análises realizada, ser considerada na determinação das tensões atuantes nas camadas subjacentes, adequando assim um novo valor de MR à base para cada estado de tensões simulado.

As soluções do Kenlayer são superpostas para múltiplas cargas e aplicadas iterativamente para as camadas não-lineares ou colocada em variados tempos para as viscoelásticas. O software permite ainda a análise de dano do pavimento através de considerações sobre dano por fadiga causado pela deformação de tração na base do revestimento ou deformações permanentes, calculada como função da tensão de compressão no topo da camada de escolha. Isto permite a avaliação da vida do pavimento para um dado tráfego.

### 8.2.2 A matriz experimental

Duas configurações base de estruturas foram consideradas para a análise sensitiva do MR em um projeto empírico-mecânístico. Uma que seguiu uma configuração utilizada na BR-290 no trecho da Freeway, composta de cinco camadas, e uma outra estrutura idealizada, simplificada com apenas 3 camadas constituintes.

Para a primeira configuração, dois cenários são propostos: um com a exata caracterização de projeto do trecho e uma outra que sugere um material alternativo de base, com agregados de comportamento mais lineares e maior rigidez tangencial inicial. Na segunda configuração, é sugerido a base de maior módulo secante, sobre uma fundação considerada “pior” e um outro cenário com uma base de menor módulo secante sobre uma fundação considerada “melhor”. A intenção desta escolha é amplificar o efeito das diferenças modulares para que seja mais evidente a ação da variação do MR da capa.

A matrix experimental foi assim composta de quatro cenários chaves, sendo que os dois primeiros cenários (estrutura BR-290, Freeway – 5 camadas) estão compostos de 15 exercícios cada, enquanto que os dois últimos (estrutura simplificada – 3 camadas) estão compostos de 10 exercícios cada. A um exercício é atribuído um valor de MR da capa que foi variado entre 18000MPa e 500MPa, para os cenários 1 e 2, e 15000 a 500MPa para os cenários 3 e 4. Desta forma, os cenários podem ficar assim resumidos:

- Cenário 1 – Estrutura BR-290, Freeway – 5 camadas - 15 exercícios – MR da capa variando entre 18000 e 500MPa – material de base k- θ de maior variação modular.
- Cenário 2 – Estrutura BR-290, Freeway – 5 camadas - 15 exercícios – MR da capa variando entre 18000 e 500MPa – material de base k- θ de menor variação modular.
- Cenário 3 – Estrutura simplificada – 3 camadas - 10 exercícios – MR da capa variando entre 15000 e 500MPa – base de maior variação modular sobre fundação “pior”.
- Cenário 4 – Estrutura simplificada – 3 camadas - 10 exercícios – MR da capa variando entre 15000 e 500MPa – base de menor variação modular sobre fundação “melhor”.



A Tabela 8 abaixo identifica em detalhe cada um dos exercícios simulados. Cada exercício foi numerado com o primeiro algarismo seguindo a numeração dos cenários, e o segundo grupo com algarismos seqüenciais.

Tabela 8 – Matriz de análises realizada para avaliação da sensitividade de projeto ao MR.

		MR <sub>REVESTIMENTO</sub>	MR <sub>BASE</sub>	MR <sub>SUB-BASE</sub>	Areia	MR <sub>SUBLEITO</sub>	
CENÁRIO 1	1.1	Exercício 1.1	18,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.2	Exercício 1.2	16,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.3	Exercício 1.3	14,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.4	Exercício 1.4	12,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.5	Exercício 1.5	10,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.6	Exercício 1.6	9,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.7	Exercício 1.7	8,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.8	Exercício 1.8	7,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.9	Exercício 1.9	6,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.10	Exercício 1.10	5,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.11	Exercício 1.11	4,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.12	Exercício 1.12	3,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.13	Exercício 1.13	2,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.14	Exercício 1.14	1,000	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
	1.15	Exercício 1.15	500	6280 <sup>0.65</sup>	300	200	100
CENÁRIO 2	2.1	Exercício 2.1	18,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.2	Exercício 2.2	16,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.3	Exercício 2.3	14,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.4	Exercício 2.4	12,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.5	Exercício 2.5	10,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.6	Exercício 2.6	9,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.7	Exercício 2.7	8,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.8	Exercício 2.8	7,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.9	Exercício 2.9	6,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.10	Exercício 2.10	5,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.11	Exercício 2.11	4,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.12	Exercício 2.12	3,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.13	Exercício 2.13	2,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.14	Exercício 2.14	1,000	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
	2.15	Exercício 2.15	500	3610 <sup>0.35</sup>	300	200	100
CENÁRIO 3	3.1	Exercício 3.1	15,000	6280 <sup>0.65</sup>			50
	3.2	Exercício 3.2	12,500	6280 <sup>0.65</sup>			50
	3.3	Exercício 3.3	10,000	6280 <sup>0.65</sup>			50
	3.4	Exercício 3.4	8,000	6280 <sup>0.65</sup>			50
	3.5	Exercício 3.5	6,000	6280 <sup>0.65</sup>			50
	3.6	Exercício 3.6	4,000	6280 <sup>0.65</sup>			50
	3.7	Exercício 3.7	3,000	6280 <sup>0.65</sup>			50
	3.8	Exercício 3.8	2,000	6280 <sup>0.65</sup>			50
	3.9	Exercício 3.9	1,000	6280 <sup>0.65</sup>			50
	3.10	Exercício 3.10	500	6280 <sup>0.65</sup>			50
CENÁRIO 4	4.1	Exercício 4.1	15,000	3610 <sup>0.35</sup>			100
	4.2	Exercício 4.2	12,500	3610 <sup>0.35</sup>			100
	4.3	Exercício 4.3	10,000	3610 <sup>0.35</sup>			100
	4.4	Exercício 4.4	8,000	3610 <sup>0.35</sup>			100
	4.5	Exercício 4.5	6,000	3610 <sup>0.35</sup>			100
	4.6	Exercício 4.6	4,000	3610 <sup>0.35</sup>			100
	4.7	Exercício 4.7	3,000	3610 <sup>0.35</sup>			100
	4.8	Exercício 4.8	2,000	3610 <sup>0.35</sup>			100
	4.9	Exercício 4.9	1,000	3610 <sup>0.35</sup>			100
	4.10	Exercício 4.10	500	3610 <sup>0.35</sup>			100

Valores de Módulo em MPa.

### 8.2.3 Resultados das análises

Os resultados obtidos a partir das análises com o Kenlayer estão agrupados em função da estrutura analisada (cenário) e de três variáveis resposta que estão resumidas nos gráficos abaixo: tensão & deformação de tração na base do revestimento e deformação de compressão no subleito. A notação utilizada segue o padrão usado pelo Kenlayer, valores negativos para tensões de tração e positiva para tensões de compressão; da mesma forma, deformação negativas são de alongamento/extensão e valores positivos de deformação para encurtamento das fibras.

Os resultados estão apresentados graficamente entre a Figura 44 e a Figura 50. As três primeiras figuras apresentam os resultados quantitativamente, enquanto as últimas três visam a representação gráfica 3D qualitativa do crescimento de três variáveis simultaneamente: tensão de tração para cada cenário em função do MR da capa e da base. As unidades utilizadas em todos os resultados apresentados é de MPa para as tensões e microstrain ( $\mu\text{S}$ ) para as deformações.

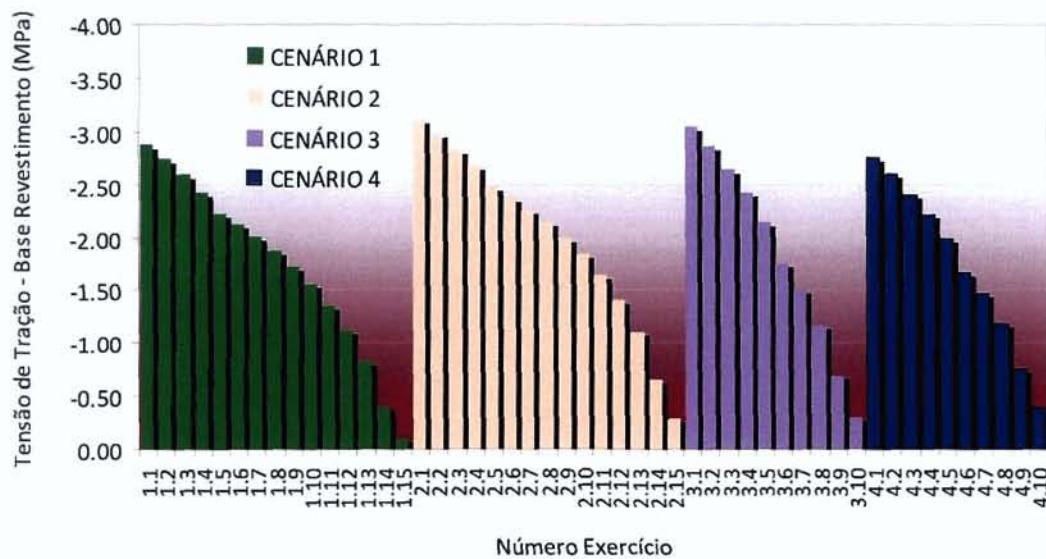


Figura 44 – Tensão de tração na base do revestimento para as estruturas simuladas

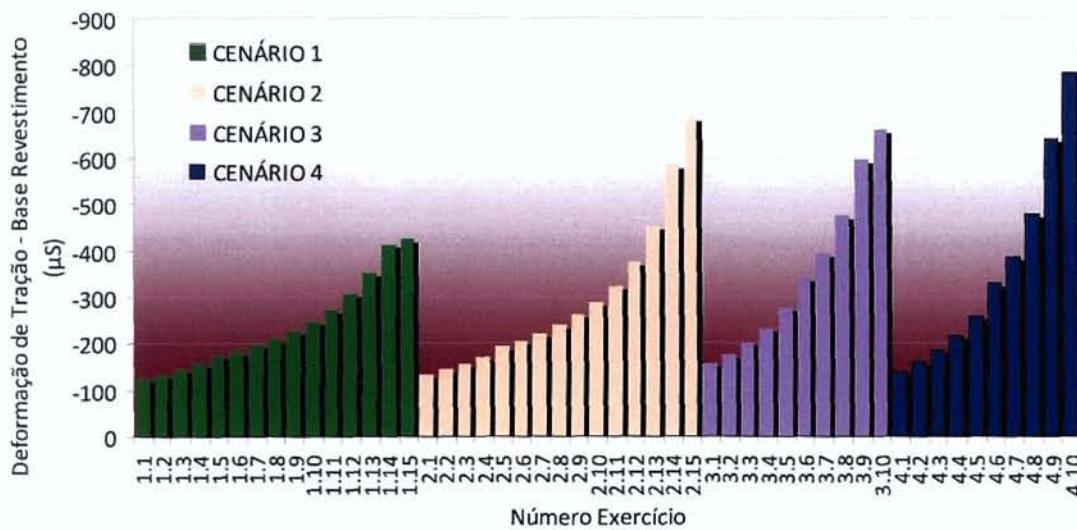


Figura 45 – Deformação de tração na base do revestimento para as estruturas simuladas

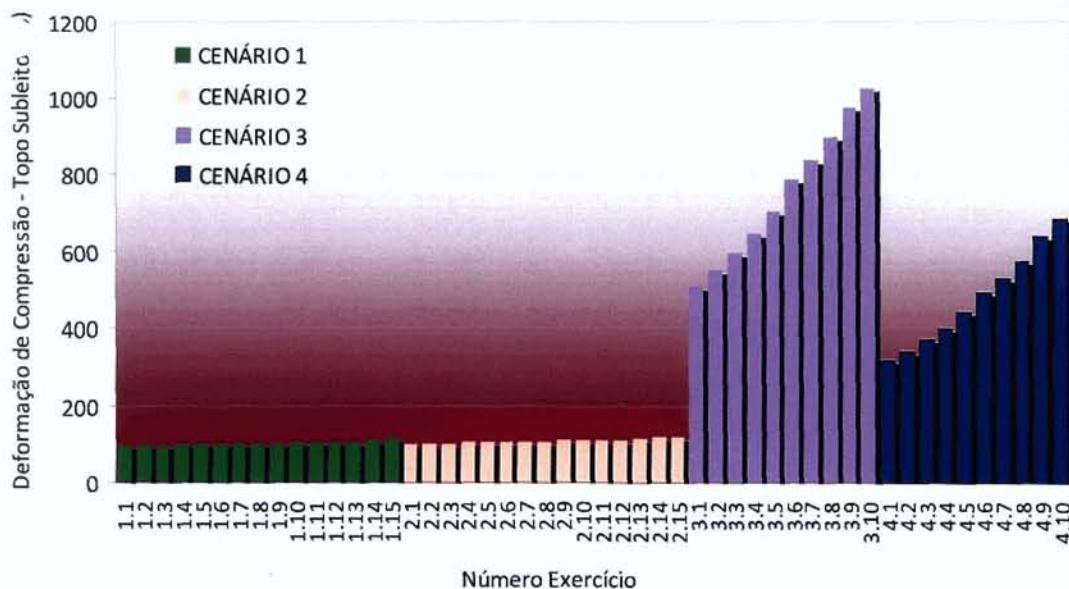


Figura 46 – Deformação de compressão no topo do subleito

Da análise dos gráficos acima, percebe-se imediatamente valores crescentes da tensão de tração na fibra inferior do pavimento para valores crescentes de rigidez da capa. Isto era esperado, uma vez que quanto maior a diferença modular entre as camadas, maior a concentração de tensões na camada mais rígida. No entanto, como é possível ver na Figura 45, isto ocorre ao custo de uma grande deformação de tração para os baixos valores de MR da capa.

Em relação a diferença evidenciada no desempenho obtido para as diferentes estruturas, é notável o melhor comportamento do pavimento com cinco camadas – melhor distribuição de tensões no pavimento, gerado pelo gradual cascateamento modular fornecido até chegar ao subleito. Apesar das tensões de tração terem um comportamento relativamente semelhante nos quatro cenários, as deformações de tração na base do revestimento são relativamente maiores no pavimento com três camadas. Esta diferença é radicalmente amplificada nas deformações de compressão no topo do subleito, o que sugere uma potencial falha do pavimento por deformação permanente da fundação.

Observa-se, ainda, que para os exercícios simulados no pavimento com cinco camadas, uma pequeníssima deformação no topo do subleito é observada. Mesmo com diferentes materiais de base, pequenas mudanças são observadas nesta análise. O caso mais evidente é a variação na deformação de tração na base do revestimento da estrutura com cinco camadas, que do exercício um para o exercício dois – baixos valores de MR da capa – é notável um grande crescimento das deformações para os baixos valores de módulo. Isto acontece pelo fato de os baixos valores de MR da capa, levarem a um estado de tensões que condiciona o valor de MR da base no cenário 1 com valores muito semelhantes entre capa e base, ao passo de que esta diferença no cenário 2 permanece ainda relativamente grande.

Para visualizar mais claramente a importância dos modelos não-lineares para os materiais de base, e também para que fosse possível, com isto, enriquecer a análise com conclusões a cerca da diferença ocasionada nos altos e baixos valores de MR quando bases mais ou menos lineares são utilizadas, os gráficos apresentados entre a Figura 47 e Figura 50 mostram o valor da tensão de tração na fibra inferior do revestimento como uma função de ambas as variáveis: MR da capa e MR da base através de gráficos em três dimensões.

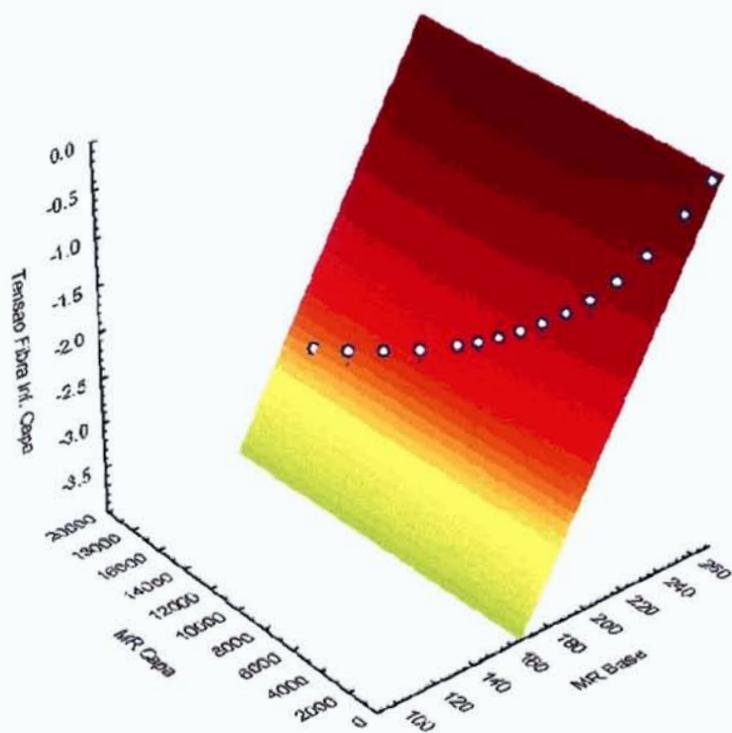


Figura 47 – Gráfico de resultados para tensão na fibra inferior da capa – Cenário 1

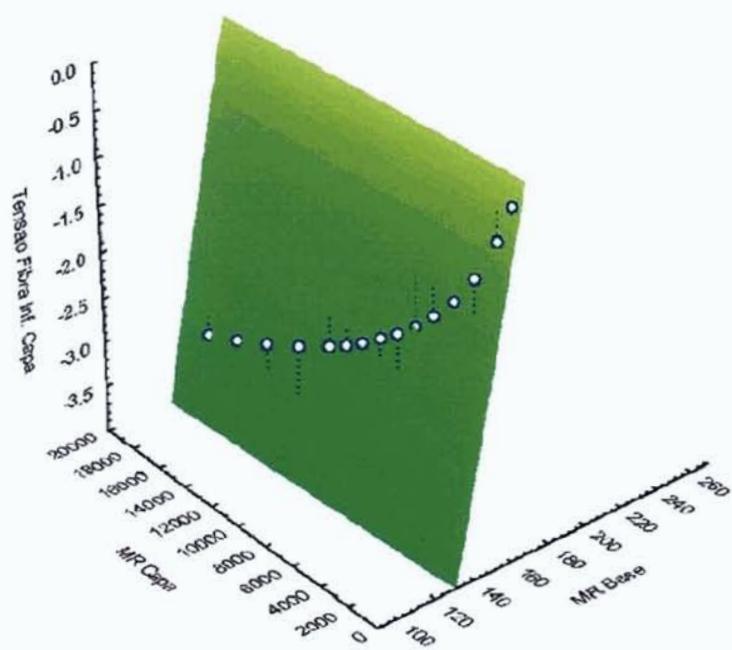


Figura 48 – Gráfico de resultados para tensão na fibra inferior da capa – Cenário 2

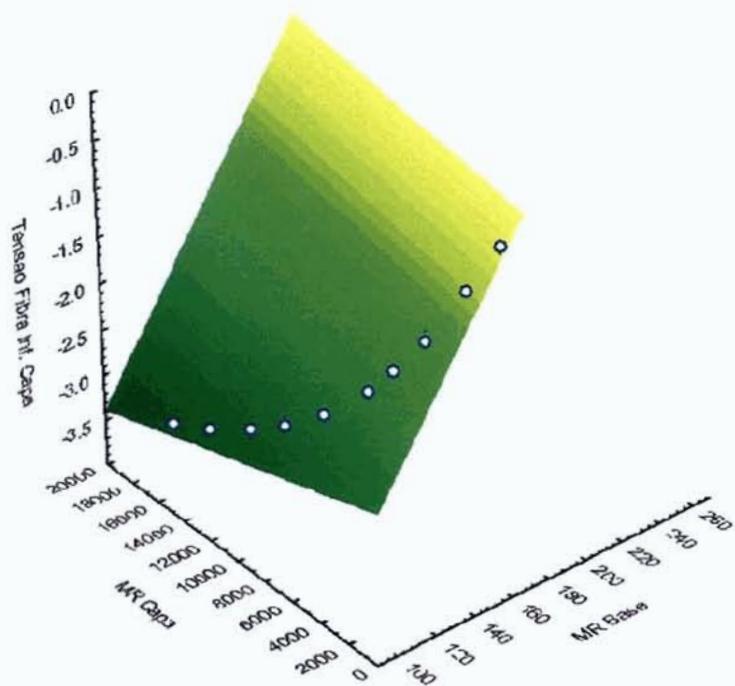
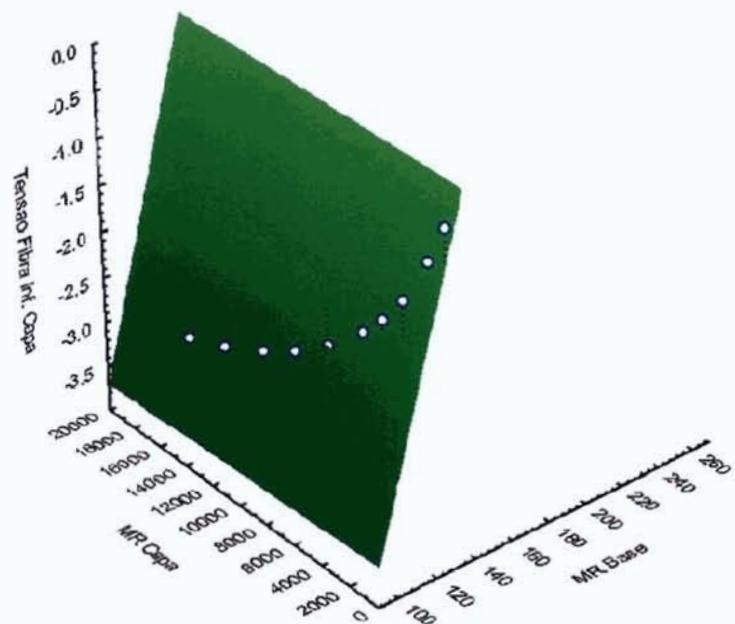


Figura 49 – Gráfico de resultados para tensão na fibra inferior da capa – Cenário 3





Em uma comparação entre os gráficos da Figura 47 e Figura 48 percebe-se uma sensível mudança no intervalo de valores do MR da base pela maior inclinação da superfície quando se passa de um material com menos linear para um material mais linear. Note-se ainda, que por este fato, as tensões de tração crescem mais rapidamente no Cenário 2, caso no qual os valores de MR da base ficam bastante próximos de 130MPa.

A Figura 49 mostra o caso na qual a maior variação entre todas as três variáveis ocorre. Pelo fato da estrutura modelada ser composta por apenas três camadas, uma pequena variação na rigidez da camada de revestimento causa uma grande variação na rigidez da base granular ascendente sobre uma fundação mole, levando a uma grande variação na distribuição de tensões, ainda que com pequenas mudanças no valor de MR da capa.

No que se refere ao comportamento de uma estrutura simplificada como aquelas simuladas nos Cenários 3 e 4, mostra-se que freqüentemente o módulo da base é chave para o comportamento à fadiga da camada de revestimento, que irá facilmente desenvolver altas tensões de tração com camadas de rigidez muito elevadas. Isto significa, que para estruturas simples, com poucas camadas e valores de rigidez muito alto no revestimento, é imprescindível que se tenha uma mistura com alta resistência à tração, ou rapidamente o pavimento irá degradar por fadiga.

Conclui-se finalmente, que as análises do Kenlayer foram satisfatórias para mostram como as variações das condicionantes do desempenho do pavimento se manifestam frente a variação da estrutura do pavimento, e mais importante, frente a variação dos valores de módulo da camada de revestimento.

No caso mais brando das variações detectadas nesta investigação, uma mudança em 50% do valor módulo da capa – um valor realístico para as variações causadas pelos algoritmo de determinação do d.i. – pode causar um aumento de 14% no valor da tensão de tração (identificado para os altos valores de módulo) na base do revestimento, ao passo que numa situação mais extrema, uma mudança no valor de 50% durante a determinação do MR, a mesma variável pode superar um aumento de 400% (identificado em variações nos baixos valores de módulo).

### 8.3 IMPACTO DA VARIAÇÃO DO MR NA VIDA PROJETADA DE UM PAVIMENTO

#### 8.3.1 Previsão da vida de um Pavimento

Um dos impactos causados pela variação do módulo de resiliência num projeto de pavimento, é a variação na distribuição de tensões que irá ser gerada nesta estrutura. Conforme discutido no item anterior, uma das características que irá ser imediatamente alterada será a tensão e a deformação gerada na fibra inferior da camada de revestimento.

Esta alteração irá influenciar a vida para a qual o pavimento está sendo projetado. Por isto, é importante que a determinação do valor de MR das camadas, seja a mais precisa possível, para que a determinação da vida de projeto da estrutura em questão não seja incorretamente avaliada.

A tensão de tração determinada por uma análise mecanística, é comparada em relação às características das misturas utilizadas; poderá ou não ser suportada pela resistência à tração do material. Uma determinação incorreta do MR durante a fase de projeto poderá levar o projetista a sub ou super-dimensionar o pavimento, não gerando a melhor solução de engenharia em ambos os casos.



É importante ainda salientar que critérios de ruptura que consideram a deformação de compressão no topo do subleito para prever a deformação permanente dos pavimentos, só são válidos quando a deformação permanente é causada pelo deformação do subleito e não pela outras camadas componentes do pavimento.

Cada material utilizado em um pavimento apresenta um tipo único de comportamento crítico, que é necessariamente ligado a um parâmetro de resistência. Este deve ser calculado no ponto no qual terá maior significância do comportamento global da estrutura. A partir da sua determinação é possível estabelecer uma previsão de desempenho, considerando resultados anteriores, ou através de comparações com ensaios de laboratório. Neste último caso, as chamadas funções de transferência campo-laboratório fornecem meios de comparação entre o que ocorre nos ensaios realizados a partir de amostras feitas em ensaios mecânicos de laboratório, e o comportamento que aquele material irá desempenhar quando em uso no campo.

A vida de fadiga de misturas asfálticas, causa mais freqüente da falha de pavimento rodoviários no Brasil, é influenciada por muitos fatores. Várias propriedades da mistura, tais como tipo de asfalto, teor de betume e volume de vazios são sabidamente variáveis de influência na vida de fadiga. Outros fatores como temperatura, freqüência, e período de descanso da carga aplicada também influencia a fadiga destes materiais. Há ainda outras propriedades que podem afetar a vida de fadiga.

Na literatura, o modelo mais comumente utilizado para prever a vida de fadiga das misturas é normalmente função da deformação de tração e rigidez da mistura (módulo). Os pontos críticos da tensão de tração, como já discutido, podem ser ou no topo da camada (o que irá resultar no chamado *top-down cracking*) ou na base da camada asfáltica (o que irá resultar num trincamento ascendente); sendo este último o mais conhecido por ser causa do processo de fadiga dos materiais betuminosos.

O trincamento por fadiga é normalmente baseado no conceito de dano cumulativo dado pela Lei de Miner, conforme mostra Equação 12. O dano é calculado como uma taxa do número previsto de repetições de tráfego para o número permitível de repetições de carga (para um dado nível de falha) como mostrado na equação abaixo. Teoricamente, o trincamento por fadiga deve ocorrer em um nível de dano acumulado igual a 1. Se uma distribuição normal é assumida para a taxa de dano calculada, a percentagem da área trincada pode ser computada e verificada com o desempenho em campo.

Equação 12

$$D = \sum_{i=1}^T \frac{n_i}{N_i}$$

Onde:

D = dano

T = número total de períodos

$n_i$  = tráfego para o período i

$N_i$  = repetições permitíveis até a falha sob condições no período i

Os modelos mais comumente utilizados são aqueles desenvolvidos pela Shell, descrito por Bonnaure et al (1980), e Instituto do Asfalto MS-1 (1982). Outras metodologias abordam este assunto de forma diferente; algumas com correlações diretas e outras mais sofisticadas que consideram diversas variáveis do comportamento dos materiais. A forma que a maioria dos modelos segue, no entanto, são quase todas muito semelhantes, variando essencialmente os coeficientes de regressão nas equações de ajuste laboratório-campo.



Para esta pesquisa, como o foco está na interpretação da variação da vida projetada de um pavimento flexível em função da variação do módulo de resiliência, optou-se por utilizar os modelos do Instituto do Asfalto, uma vez que estes modelos já são discutidos e aceitos amplamente na literatura e por apresentarem a vantagem adicional de estarem incluídos no pacote do Kenpave, já utilizado anteriormente na pesquisa para a avaliação mecanística das estruturas.

### 8.3.2 Funções de transferência para trincas de fadiga e deformação permanente utilizados

O software Kenlayer, do pacote de softwares Kenpave, desenvolvido por Huang (2004) da Universidade de Kentucky, Estados Unidos, possui a potencialidade de incorporar nas análises realizadas, uma avaliação do dano causado em função do trincamento por fadiga e também por deformação permanente.

O critério de falha utilizado pelo Kenlayer para trinca por fadiga está expresso na Equação 13. Esta modelagem é uma modelagem utilizada por vários modelos e amplamente aceita na literatura. Em essência, são utilizados os parâmetros de deformação de tração na base do revestimento e rigidez da camada asfáltica (MR) para determinação das propriedades de fadiga da mesma. Coeficientes de correlação laboratório-campo também são aplicados ao modelo e podem ser determinados para cada mistura e utilizado como dados de entrada pelo usuário.

Equação 13

$$N_f = f_1(\varepsilon_t)^{-f_2}(E_1)^{-f_3}$$

Onde:

$N_f$  = número de ciclos permitível para a prevenção de trincas por fadiga (vida de fadiga)

$\varepsilon_t$  = deformação de tração na base do revestimento asfáltico

$E_1$  = Módulo de elasticidade da camada asfáltica

$f_1, f_2, f_3$  = constantes determinadas através de ensaios laboratoriais de fadiga, sendo  $f_1$  modificado para correlacionar comportamento com observações de campo

Como não faz parte do escopo desta pesquisa determinar os coeficientes laboratório campo, nem para as propriedades de fadiga, nem para as propriedades de deformação permanente, optou-se por utilizar aquelas propostas pelo Instituto do Asfalto, uma vez que são valores já consagrados na literatura. Naturalmente é esperado que alguma variação na determinação final da vida de fadiga seja observada. Mas como o propósito desta avaliação é meramente comparativo, não haverá problemas para determinação a taxa com a qual os ciclos de vida dos pavimentos irão oscilar em função da variação do MR. Assim, os valores utilizados para as constantes do modelo descrito na Equação 13 pelo Instituto do Asfalto, e utilizados nesta pesquisa, são de 0.0796, 3.291, e 0.854 para os valores de “ $f_1, f_2, f_3$ ” respectivamente.

Já o modelo utilizado para o critério de falha em função da deformação permanente causada por deformação excessiva do subleito está apresentando na Equação 14.

Equação 14

$$N_d = f_4(\varepsilon_c)^{-f_5}$$



Onde:

$N_d$  = número de ciclos permitível para limitação de deformação permanente

$\epsilon_c$  = deformação de compressão no topo do subleito

$f_4, f_5$  = constantes determinadas a partir de testes em pista ou performance em campo.

Os valores sugeridos pelo Instituto do Asfalto para  $f_4, f_5$ , e que foram aqueles adotados nesta pesquisa, são  $1.365 \times 10^9$  e 4.477 respectivamente. Com este modelo apresentado na Equação 13 para determinação da vida de fadiga da mistura, e com o modelo apresentado na Equação 14 para determinação do número de ciclos admissíveis para deformação permanente, foi determinado a vida de projeto para cada uma das estruturas analisadas também seguindo a matriz experimental apresentada na Tabela 8.

### 8.3.3 Resultado da vida de projeto para as estruturas analisadas

Os resultados das análises realizadas estão apresentados abaixo. A Figura 51 ilustra o número de ciclos máximo de carregamento até a qual a estrutura poderá irá apresentar desempenho satisfatório em relação ao trincamento por fadiga. A Figura 53 mostra os resultados obtidos para o número de ciclos admissível em relação ao desenvolvimento de deformação permanente

A primeira observação a ser feita a partir da análise dos resultados obtidos para a vida de fadiga ilustrados pela Figura 51 é o fato de haver uma constante perda do ciclo de vida do pavimento para o decrescimento de MR da capa. Isto é prontamente explicável em função dos resultados obtidos anteriormente na Figura 45 que mostra um constante crescimento da deformação de tração na base do revestimento para o crescimento de MR da capa. É importante novamente salientar que, ainda que haja este crescimento do  $N_f$  com o crescimento de MR, há também um crescimento da tensão de tração (Figura 44), o que irá requerer um material com grande resistência à tração; o que é normalmente muito difícil de ser conseguido com misturas asfálticas convencionais.

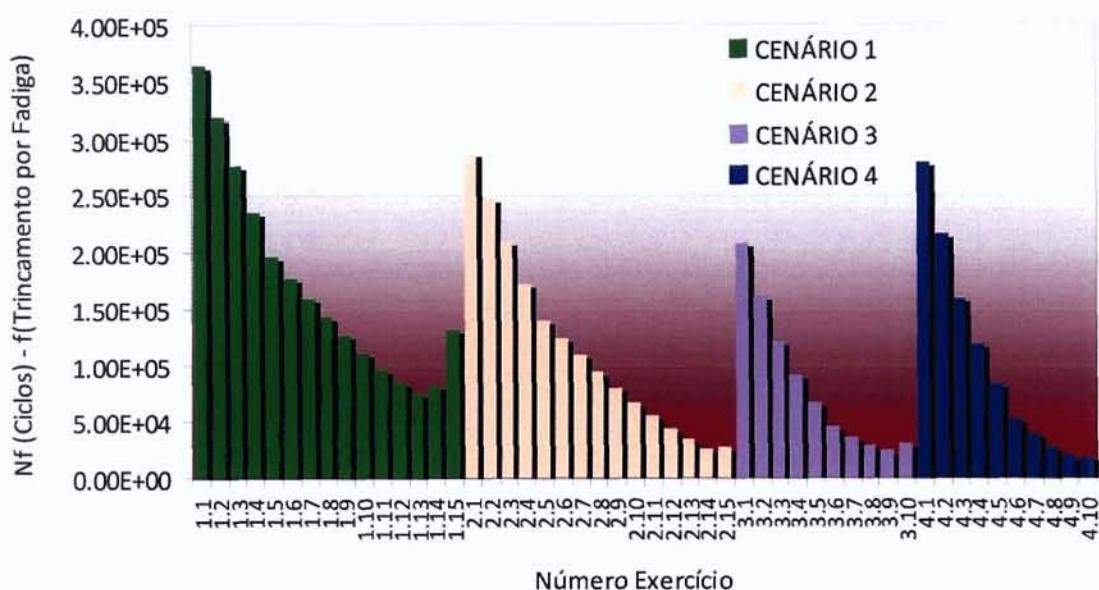


Figura 51 – Número de ciclos de carregamento máximo para trincamento por fadiga admissível

Note-se que na Figura 51 chama atenção o fato de no Cenário 1, haver um crescimento do Nf no exercício 15 (MR da capa igual a 500MPa). Isto ocorre devido a grande elasticidade da camada apresentada. No entanto, para o mesmo caso o Nd observado na Figura 53, ciclos aceitáveis para deformação permanente, é o menor. Isto mostram que camadas muito flexíveis de revestimento asfáltico, estão sujeitos a elevados níveis de deformação permanente.

Apesar do pavimento modelado no Exercício 1.15 ainda apresentar um menor Nf (vida de fadiga), ao invés de deformação permanente (Nd), o que seria de se esperar, este fato deve-se principalmente à estrutura em questão apresentar cinco camadas. Isto quer dizer que muito possivelmente, o pavimento pode apresentar neste caso, uma excessiva deformação permanente tanto da camada asfáltica, quanto das camadas granulares (propriedades não investigadas neste trabalho). Isto poderá reduzir o ciclo de vida daquela estrutura.

Atente-se ainda que os coeficientes do Instituto do Asfalto, estão sendo modelados apenas com uma função comparativa. E todos os valores de Nf e Nd obtidos, não são necessariamente absolutos para o projeto padrão em análise. Muitas outras variáveis estão sendo desconsideradas para que se permita uma análise relativamente simplificada, viabilizando a discussão em foco neste projeto.

Com o inututo de aprofundar parcialmente a discussão a cerca dos resultados obtidos para as estruturas com apenas três camadas, a Figura 52 apresenta um comparativo entre os valores de Nf e Nd para os Cenários 3 & 4, ou seja, tanto para as análises em função da vida de fadiga quanto ao desenvolvimento de deformação permanente no subleito. Observa-se que os valores obtidos para estas estruturas são muito baixos para todo o intervalo de MR. A única estrutura que parece apresentar um pouco mais de durabilidade são aquelas de alto módulo no Cenário 4 em relação à deformação permanente, mas que apresentam uma baixíssima vida de fadiga.

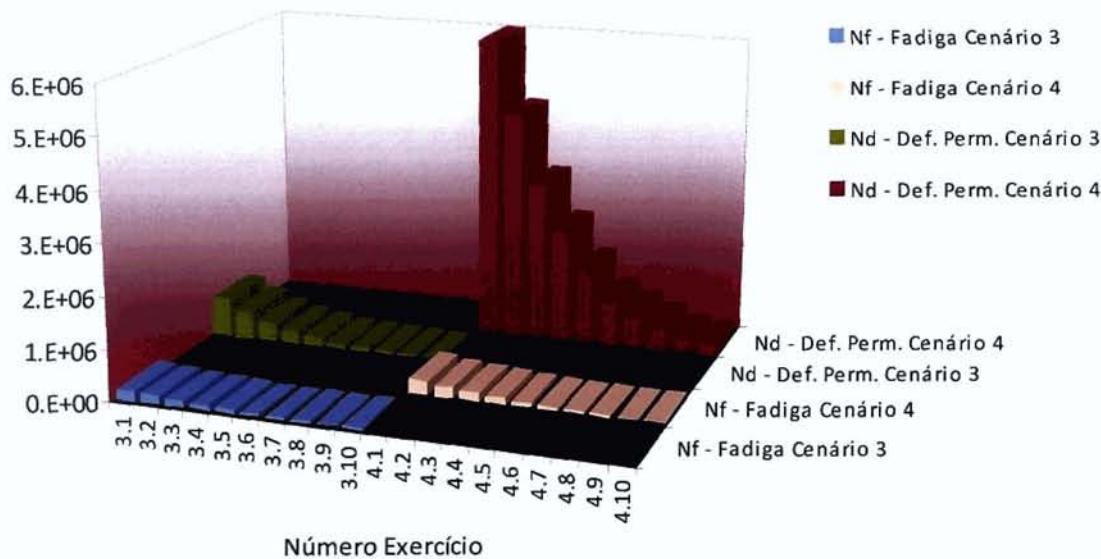


Figura 52 – Comparativo da vida dos pavimentos do Cenário 3 & 4

O fato de na Figura 53 os Cenários 3 & 4 não aparecer, deve-se ao Nd ser muito pequeno em comparação aos do Cenários 1 & 2. Isto ocorre certamente devido às estruturas testadas nos Cenários 3& 4 figurarem apenas 3 camadas, como discutido acima. Assim, o subleito, mais exposto a deformações permanentes, acaba por resultar em um baixo Nd.

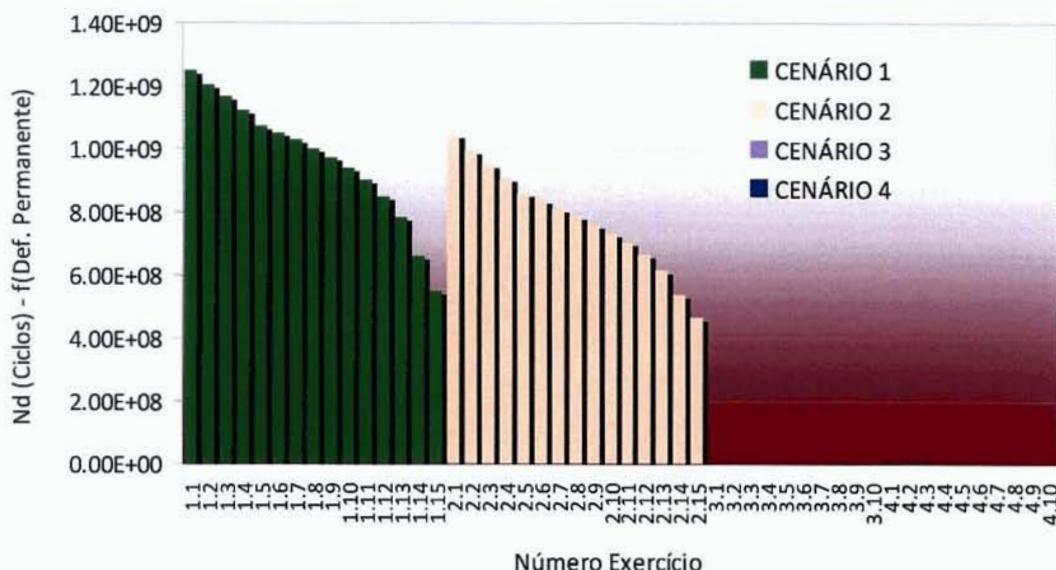


Figura 53 – Número de ciclos de carregamento máximo para deformação permanente admissível

A Figura 54 mostra os resultados apresentados na Figura 53, porém com escalas diferentes para os Cenários 3 & 4 (escala no eixo Y da direita). As cores dos contornos identificam o eixo de representação. Aqui fica evidente o pequeno ciclo de vida em função da deformação permanente, para as estruturas com material de subleito muito deformável e estruturas subjacentes esbeltas. No cenário 3, pior caso apresentado, o subleito tem um MR de 50MPa e a camada intermediária, base granular, tem um comportamento consideravelmente não-linear, ficando sensivelmente exposto as cargas de tráfego, e assim, levando a baixos Nd.

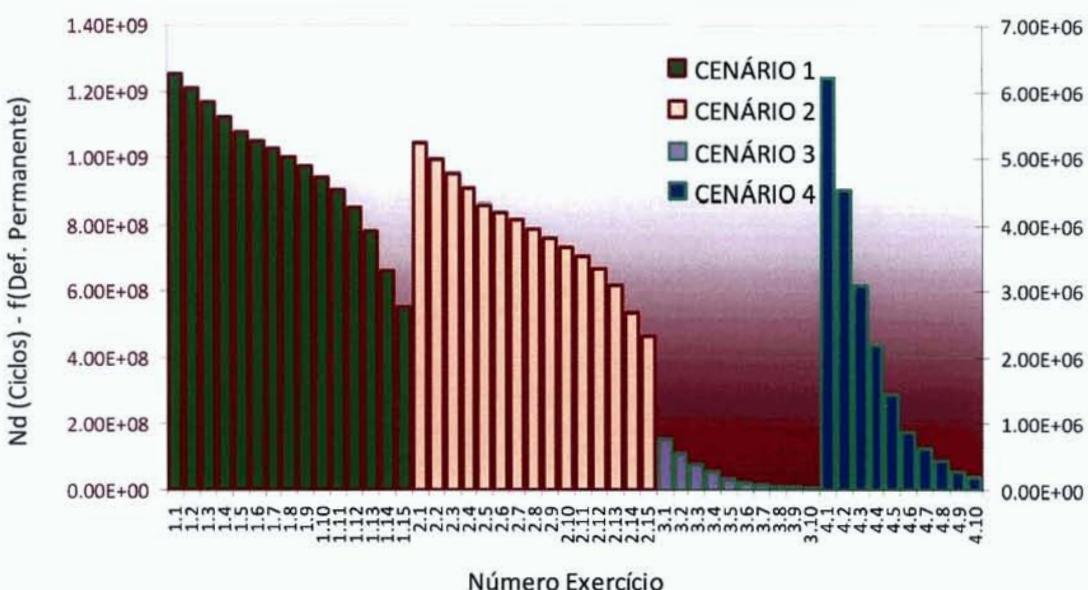


Figura 54 – Número de ciclos de carregamento máximo para deformação permanente admissível  
- Escalas Modificadas



É possível concluir das análises acima que, variações no MR da camada de capa influenciam diretamente os valores de Nf e Nd. Portanto, erros de determinação de MR, ou uso de protocolos variados, irão necessariamente causar variações num projeto de pavimento, seja novo, ou restaurado.

As variações de Nf e Nd dentro de um mesmo cenário investigado, mostram que as variações para uma variação absoluta de 1000MPa no MR da capa, leva a variações de Nf entre 5 e 30%. A mesma variação para o caso de Nd, fica entre 1 e 40%, dependendo da estrutura analisada. No caso de variações de MR da capa em valores percentuais ao redor de 50% – conforme já discutido anteriormente, um valor realístico para as variações causadas pelos algoritmo de determinação do d.i. – as variações de Nf ficam próximas de valores entre 30 a 120% (no caso de reduções de MR de 8000MPa para 4000MPa). As mesmas variações para Nd, entre os cenários avaliados, a variação ficou entre 5 e 150%.

Para uma redução no valor de Módulo de Resiliência da capa asfáltica de 6000MPa para 4000MPa, por exemplo, os Cenários de 1 a 4 apresentaram redução da vida de fadiga de 31, 46, 47 e 58%, respectivamente. Para os mesmos casos, as reduções na vida do pavimento em função do desenvolvimento de deformação permanente no subleito, ficaram de 8, 8, 61 e 66%, respectivamente.

Por fim, reitera-se que as modelagens de desempenho referentes ao desenvolvimento de deformação permanente no subleito e trincamento por fadiga (com trincas ascendentes) realizadas nesta pesquisa, têm puramente o caráter comparativo do estudo. Todas as quantificações apresentadas são baseadas em coeficientes padrão de mistura e idealizações do comportamento dos materiais. Estes valores podem, portanto, ser utilizados apenas como referência em outras pesquisas, mas não devem ser utilizado para fins de projeto, uma vez que isto requer conhecimento das condições de tráfego, clima, materiais, processos construtivos, entre outros, sendo que nenhuma destas considerações foi levada em conta nesta pesquisa.



## 9 CONCLUSÕES E DISCUSSÃO

As observações que puderam ser estabelecidas em função da pesquisa bibliográfica e análises realizadas podem ser resumidas como segue:

- Há um grande número de protocolos de ensaio com variadas metodologias que podem influenciar consideravelmente na determinação do MR em laboratório. Este fato necessita atenção e uma recomendação de protocolo para uso no ensaio de MR sob compressão diametral é fundamental.
- A norma brasileira é carente de detalhes e deixa muitas variáveis abertas, o que permite que os diversos centros de pesquisa possam operar o mesmo ensaio com detalhes de equipamento e análise diferenciados.
- O método de modelagem por métodos dos elementos finitos (FEM) apresentou-se adequado à modelagem proposta e os resultados obtidos foram consistentes.
- As tensões cisalhantes próxima ao friso devem ser observadas durante os ensaios de MR e devem ser evitadas medições de deslocamento na região com  $m,n$  entre 0,75 e 1, devido ao efeito de rotação das tensões principais e, portanto, invalidade das equações utilizadas para determinação do MR.
- Em relação ao sistema de medição de deslocamentos, aquele que apresentou melhor coerência de resultados foi a medição executada no centro do plano horizontal da amostra para distância de apoio igual a dois raios ( $m,n=1$ ).
- Dos protocolos de ensaio pesquisados na literatura, aquele que apresenta menor valor de MR quando aplicado, é o preconizado pela BSI DD213 (protocolo descrito por Rowe, 1996), e o valor com MR mais alto é o proposto pelo NCHRP 1-28/1-28A – MR instantâneo.
- Os protocolos selecionados para avaliação neste projeto de pesquisa foram: Protocolo P07 do LTPP e Protocolo NCHRP 1-28/1-28A. O primeiro por trazer o principal benefício de ser o protocolo que mais se assemelha do procedimento de ensaio usado no Brasil até o momento, e o Protocolo NCHRP por avaliar as misturas de uma forma mais completa, uma vez que abrange tanto o conceito de deformação instantânea quanto total.
- Nos ensaios de laboratório realizado em corpos-de-prova extraídos de pista e moldados em laboratório, observou-se resultados de MR sempre maiores para o algoritmo de determinação do d.r.i segundo o NCHRP 1-28/1-28A, numa taxa média de 70% acima daqueles determinados pelo LTPP P07. Estes por sua vez, levou a resultados de MR superiores 30% em média em relação aos valores de MR determinados segundo o d.r.t do NCHRP 1-28/1-28A – valores de MR mais baixos encontrados nesta pesquisa.
- Nas análises mecanísticas realizadas, foram medidos nos valores da tensão de tração da base do revestimento, aumentos variando entre 14% e 400% para uma variação do MR da capa de 50%, sendo as maiores variações identificadas nos baixos valores de rigidez. Da mesma forma, as deformações de tração crescem a taxas semelhantes que decrescem as tensões de tração observadas no pavimento.
- As deformações de compressão no subleito pouco foram afetadas nas estruturas avaliadas com o projeto padrão de cinco camadas. Já no projeto simplificado avaliado com três camadas, os valores das deformações de compressão aumentaram com a redução do valor de MR da capa.



- No que se refere à verificação do impacto da variação dos valores de MR na vida projetada de um pavimento, observou-se que para uma redução do MR, há normalmente uma redução da vida de fadiga do pavimento. Da mesma forma, a redução do MR também causa uma redução do número de ciclos admissíveis para a limitação da deformação permanente do subleito.
- Uma redução do MR de 6000MPa para 4000MPa, a título de ilustração, resultou para as estruturas propostas, com as variáveis consideradas nas análises e simplificações feitas, uma redução da vida de fadiga entre 31 e 58%. A vida do pavimento em função do desenvolvimento de deformação permanente no subleito apresentou uma redução entre 8 e 61%, para uma mesma redução de rigidez da camada asfáltica.

Finalmente, conclui-se que o projeto permitiu uma detalhada investigação dos métodos de ensaio de módulo de resiliência, amplamente empregado no país para a caracterização dos materiais asfálticos e permitiu a identificação de variáveis que influenciam na sua determinação. Ficou evidente que o algoritmo matemático utilizado para o cálculo dos deslocamentos resilientes é, juntamente com outras variáveis de ensaio, aquele que mais freqüentemente causa variações na determinação do MR. Há evidências na literatura que identificam a importância da freqüência de carregamento, tempo de descanso, nível de carga, coeficiente de Poisson, entre outros, que são também fundamentais na determinação do módulo de resiliencia.

A modelagem numérica executada com o programa computacional Abaqus® revelou resultados coerentes, e identificou potenciais diferenças nos resultados de MR em função do suporte de LVDTs utilizado nos procedimentos de ensaio. O nível de tensões cisalhantes próxima ao friso é grande e deve, portanto, ser levado em consideração quando o MR é calculado como função dos deslocamentos verticais. Isto significa dizer que há uma maior coerência nos resultados de ensaio nos quais o MR é medido com pontos de fixação no plano horizontal eqüidistantes ao equivalente à distância de dois raios da amostra.

O contraponto é que as análises horizontais levam em consideração várias simplificações matemáticas, o que levaria à preferência de MR calculado em função dos deslocamentos verticais. Assim, parece ideal que o MR seja determinado no plano vertical de um ensaio de compressão diametral cíclico, porém em corpos-de-prova grande para que a distância dos pontos de medida aos frisos seja suficientemente grande; para tanto, os pontos de fixação devem ser estar próximos ( $m,n=0.25$ ), mas devem permitir, ainda, um segmento representativo do tamanho máximo de agregado da mistura. Assim, como a distância entre os pontos de fixação devem ser minimamente maior do que três vezes o tamanho de agregado máximo da mistura, apenas em corpos-de-prova maiores do que 15cm de diâmetro permitiria uma razoável situação para medição do MR em função dos deslocamentos verticais de misturas asfálticas tradicionais.

No tangente à seleção do algoritmo, aquele proposto pelo NCHRP 1-28/1-28A parece ser a metodologia que fornece maiores vantagens na investigação da propriedade dos materiais asfálticos, uma vez que dois valores de MR são fornecidos, M<sub>Ri</sub> e M<sub>Rt</sub>. A relação entre M<sub>Ri</sub> e M<sub>Rt</sub> parece ser uma boa indicação das características visco-elásticas da mistura, e a sua comparação com o valor de referência obtido para mistura de projeto pode ser utilizada como um índice de avaliação para controle tecnológico.

O valor de M<sub>Ri</sub> parece indicar coerentemente características da linearidade da mistura ao ponto que o M<sub>Rt</sub> parece ser um bom indicador da sua rigidez. Como pode ser visto graficamente em uma comparação entre a Figura 34 e Figura 35, o valor do d.r.t é uma aproximação razoável da parcela elástica do deslocamento. Similarmente, o valor de MR determinado pelo Protocolo P07 do LTTPP também apresenta uma boa correlação com o deslocamento elástico determinado a



partir do princípio da correspondência visco-elástica com um elemento kelvin. No entanto, como estas hipóteses estão baseadas em tão somente uma evidência, seria necessário que mais investigações fossem realizadas para validação destas hipóteses.

Portanto, sugere-se que ambos os valores de MR sejam calculados de acordo com ambos os algoritmos indicados anteriormente. Uma análise sensitiva deve ser realizada utilizando-se os três valores de MR ( $MR_{LTPP-P07}$ ,  $MR_{NCHRP1-28/1-28A}$ ,  $MR_{iNCHRP1-28/1-28A}$ ), para que a partir de então o projetista possa fazer o melhor julgamento para os projetos de pavimentos novos e restaurações.

É imperativo que estas considerações sejam realizadas, uma vez que a análise do ciclo de vida se mostrou bastante sensível às variações do MR. Erros na sua determinação podem levar o projeto a perder desempenho consideravelmente, ou, no outro extremo, ao desperdício de recursos financeiros.



## 10 REFERÊNCIAS

Adedimila, A. S. & Kennedy, T. W. **Fatigue and resilient characteristics of asphalt mixtures by repeated-load indirect tensile test.** Research Report 183-5, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, August 1975.

American Association of State Highway and Transportation Officials. **Standard test method for determining resilient modulus of bituminous mixtures by indirect tension.** In: AASHTO Provisional Standard TP31-96 Edition 1B. 1996.

American Society for Testing and Materials. **Standard test method for indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures.** D4123. In: ASTM Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, 4p. 1995.

Azambuja, D., Theisen, K., Brito, L. A. T., Cruz, L., Ceratti, J. A., Núñez, W. P. Comparação entre respostas estruturais de pavimentos medidas in situ e estimadas pela teoria da elasticidade. In: **Anais XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingenieria Estructural**, 2004, Mendoza. 2004.

Barksdale, R. D. **Compressive stress pulse times in flexible pavements for use in dynamic testing.** Highway Research Record 345, Highway Research Board, Washington, D. C., 1971.

Barksdale, R. D., Alba, J., Khosla, N. P., Kim, R. e Rahman, M.S. **Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design.** Project 1-28, Final Report, Georgia Tech Project E20-634, USA, 1997.

Bonaquist, R., Anderson, D. A., Fernando E. Relationship between moduli measured in the laboratory by different procedures and field deflection measurement. **Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 55, p. 419-452, 1986.

Bonnaure, F., Gravois, A., and Udrón, J. A New Method of Predicting the Fatigue Life of Bituminous Mixes. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologist**, Volume 49, 1980.

British Standards Institution. **Determination of the indirect tensile stiffness modulus of bituminous mixtures.** DD213. London, 1993. 16p.

Brito, L. A. T. Avaliação e análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas. **Dissertação (Mestrado em Engenharia)** – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2006.

Casagrande, F. L. Estudo da Influência do Teor de Finos na Condutividade Hidráulica e Deformidade Elástica de Brita. **Dissertação (Mestrado em Engenharia)**. PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, RS, 2003.

CEN – Committee for Standardization - EN 12697-26 / 2004. **Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt – Part 26: Stiffness.** Brussels, 2004. 48p.

Cooper, K. E. & Brown, S.F. Development of Simple Apparatus for the Measurement of the Mechanical Properties of Asphalt Mixes, **Proceedings Eurobitume Symposium**, Madrid, 1989. pp. 494-498.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Misturas betuminosas – determinação do módulo de resiliência.** DNER – ME 133/94. Rio de Janeiro, 1994. 5p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos.** DNER – PRO 159. Rio de Janeiro, 1985. 31p.

Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Projeto de restauração de pavimentos flexíveis - TECNAPAV.** DNER – PRO 269. Rio de Janeiro, 1994. 17p.

Fairhurst, C. E., Kim, Y. R., Khosla, N. P. Resilient modulus testing of asphalt specimens in accordance with ASTM D4123-92. **Proceedings RILEM Fourth International Symposium.** Budapest, Hungary, October 1990.

Federal Highway Administration. **Test Method for Determining the Creep Compliance, Resilient Modulus and Strength of Asphalt Materials Using the Indirect Tensile Test Device.** FHWA-LTPP Protocol P07. Version 1.1. August 2001.



Federal Highway Administration. **Laboratory Start-Up and Quality Control Procedure. Materials Characterization Program: Resilient Modulus of Unbound Materials.** LTPP Protocol P46. FHWA-RD-96-176 LTPP. 1997.

Federal Highway Administration. **Test Method for Determining the Creep Compliance, Resilient Modulus and Strength of Asphalt Materials Using the Indirect Tensile Test Device.** FHWA-LTPP Protocol P07. Version 1.1. August 2001.

Harrigan, E.T. **Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavements.** Research Report Digest 285. NCHRP Report 1-28A. Transportation Research Board. Washington DC. 2001. 52p.

Huang, Y. H. **Pavement Analysis and Design.** 2nd ed.. New Jersey: Prentice Hall, 2004. 775p.

Asphalt Institute. **Research and Development of the Asphalt Institute's Thickness Design Manual (MS-1).** 9th edition. Research Report 82-2. USA. 1982.

Kim, M. & Tutumluer, E. Investigation of pavement foundation behavior using axisymmetric and three-dimensional finite element analyses. **Advanced Characterisation of Pavement and Soil Engineering Materials.** Editors Loizos, Scarpas & Al-Qasi. Taylor & Francis Groups, London. 2007

Kim, Y. R. & Wen, H. Fracture energy from indirect tension testing. **Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists,** 2002. 18p.

Marcon, A. F. Contribuição ao desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimentos para a malha rodoviária estadual de Santa Catarina. **Tese (Doutorado em Infra-Estrutura Aeronáutica).** Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos – SP. 1996.

Marques, G. L. O. Utilização de módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória. **Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ,** Rio de Janeiro. 2004.

Medina, J. & Motta, L. M. G. Análise do Pulso de Carga em Pavimentos. In: **29ª Anais Reunião Anual de Pavimentação,** p. 418-449, 1995, Cuiabá. 1995.

Medina, J. & Motta, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos.** 2ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 2005. 574p.

Monismith, C. L. Resilient modulus testing: Interpretation of laboratory results for design purposes. **Proceedings of the workshop on resilient modulus testing.** Oregon State University, Corvallis, 1989.

Nazarian S. & Boodapati K. M. Pavement-falling weight deflectometer interaction using dynamic finite-element analysis. **Transportation Research Record.** No. 1482. pp. 33-43. Washington DC. USA. 1995.

Barksdale, R. D., Alba, J., Khosla, N. P., Kim, R. e Rahman, M.S. **Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design.** Project NCHRP 1-28, Final Report, Georgia Tech Project E20-634, USA, 1997.

Pinto, S. & Preussler, E. (2001) **Pavimentação Rodoviária - Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis.** 1ª ed Copiadora e Artes Gráficas Ltda. Rio de Janeiro. 2001.

Preussler, E. S. Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço. **Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ,** Rio de Janeiro. 1983

Queiroz, C. A. V. & Visser, A. T. Uma investigação dos módulos de resiliência de revestimentos betuminosos brasileiros. In: **Anais da XIV Reunião Anual de Pavimentação Urbana.** 1978.

Queiroz, C.A.V. Performance prediction models for pavement management in Brazil. **Dissertation for the Degree of Philosophy,** University of Texas. Austin – TX, USA. 1981. 317p

Roque, R. & Buttlar, W. G. The development of a measurement and analysis system to accurately determine asphalt concrete properties using the indirect tensile mode. **Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists.** v. 61, p. 304-332, 1992.

Rowe, G. M. Application of the Dissipated Energy Concept to Fatigue Cracking in Asphalt Pavements. **PhD Thesis.** University of Nottingham. Nottingham. UK. 1996.



Schmidt, R. J. **A practical method for measuring resilient modulus of asphalt-treated mixes.** Highway Research Record No. 404, TRB, Washington, D. C. 1972. p.22-32

Specht, L. P. Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus. **Tese (Doutorado em Engenharia)** – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2004.

Standards Australia. **Methods of sampling and testing asphalt. Method 13.1: Determination of the resilient modulus of asphalt – Indirect tensile method.** Standard AS 2891.13.1. Australia. 1995

Theisen, K. M. Aplicação do Princípio da Correspondência Elasto-Viscoelástica para Previsão de Deformabilidade de Misturas Asfálticas. Porto Alegre. **Dissertação (Mestrado em Engenharia)** – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2006.

Vitorello, T. Análise de Desempenho de Estrutura de Pavimento Flexível da Rodovia BR-290/RS no Trecho Osório - Porto Alegre. **Dissertação (Mestrado em Engenharia)** – PPGEC. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS. 2008.

Wallace, K. & Monismith, C. L. Diametral modulus testing on nonlinear pavement materials. **Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists.** v. 49, Louisvile. 1980.

Widyatmoko, I. Some practical aspects of performance related testing of bituminous materials. In: **European Symposium on Performance of Bituminous and Hydraulic Materials in Pavement.** Zoorob, Collop e Brow, editors. 2002, Nottingham. Proceedings... p. 99-104, Nottingham. 2002.

Yshiba, J. K. Modelo de Desempenho de pavimentos: estudo de rodovias do estado do Paraná. **Tese (Doutorado).** Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – SP. 2003.

Zhang, W., Drescher, A., Newcomb, D.E. Viscoelastic analysis of diametral compression of asphalt concrete. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 123, n. 6. 1997. p.596-603