

ARTIGO REF: 7028

## **RETROANÁLISE BASEADA EM ANÁLISES MECANÍSTICAS DE LEVANTAMENTOS DEFLECTOMÉTRICOS DA BR-163/PA BRASIL**

**Talita Carvalho Costa<sup>(\*)</sup>, Diêgo de Almeida Pereira, Kaio César Arnaud Deon**

Centro Universitário do Distrito Federal, Depart. Eng<sup>a</sup> Civil (UDF) - Brasília, Brasil

<sup>(\*)</sup>*Email*: talitacarcosta@gmail.com

### **RESUMO**

O método utilizado no Brasil desde 1961, para dimensionamento de pavimentos flexíveis, tem por princípio o método empírico baseado em resultados de ensaios de CBR. Além disso, o método desconsidera os efeitos danosos da fadiga na camada de revestimento asfáltico, sendo esta, umas das causas principais de patologias nas rodovias brasileiras. Portanto, devido a necessidade de melhoramento dos projetos de pavimentação relacionadas à eficiência estrutural, surgiram os conceitos mecanísticos e mecanísticos-empírico, que são baseados no princípio da Mecânica dos Pavimentos. Assim sendo, utilizando o software AEMC e seguindo esses conceitos, foi feito um estudo do comportamento estrutural do pavimento flexível da BR-163/PA, rodovia considerada como um dos maiores corredores de cargas do Brasil. As análises deste estudo comprovam que, a forma empírica em que os pavimentos vêm sendo concebidos, não é suficiente para que o mesmo alcance o tempo de vida útil de projeto.

### **INTRODUÇÃO**

O atual método utilizado no Brasil, para dimensionamento de pavimentos flexíveis, foi elaborado em 1961 e tem por princípio o método de dimensionamento tradicional e empírico, baseado em resultados de ensaios de CBR, o qual considera que um pavimento entra em ruptura quando a deformação vertical na camada do subleito atinge o seu valor limite de 12,5 mm. O método, por ser empírico, é fundamentado em princípios desenvolvidos a partir de conhecimentos e experiências de campo adquiridas no decorrer dos anos. Além disso, o método desconsidera os efeitos danosos da fadiga na camada de revestimento asfáltico, sendo esta, umas das causas principais de patologias encontradas nas rodovias brasileiras nas últimas décadas. Tendo em vista a necessidade de melhoramento dos projetos de pavimentação, no que diz respeito à eficiência estrutural, e estes relacionados ao empirismo presente no método atual, surgiram os conceitos mecanísticos e mecanísticos-empíricos. Estes modelos consistem na aplicação do princípio da Mecânica dos Pavimentos, que considera o pavimento como uma estrutura de múltiplas camadas elásticas, sujeitas a cargas do tráfego e ações do clima. A análise estrutural é feita por meio de programas computacionais que permitem definir o estado de tensões nas camadas devido às cargas externas aplicadas. O presente trabalho apresenta um estudo do comportamento estrutural do pavimento flexível de um dos maiores corredores de cargas do Brasil, a rodovia BR-163/PA, localizada no Estado do Pará, que apresenta grandes índices de pluviosidade durante o ano e é solicitada por tráfego pesado, seguindo os conceitos da Mecânica dos Pavimentos.

Foram analisados os materiais das camadas do pavimento e do subleito obtidos por meio de ensaios destrutivos e as deflexões máximas medidas pelos ensaios não destrutivos. Além disso, os módulos das camadas estruturais e do terreno de fundação foram estimados por meio

da retroanálise das bacias deflectométricas, utilizando o programa computacional Retroanálise, que serviram como parâmetros de entrada no cálculo das tensões e deformações atuantes utilizando o programa computacional AEMC. Em seguida, os valores das deformações atuantes foram comparados com as deformações admissíveis calculados por meio de modelos empíricos de previsão de desempenho. Com os parâmetros de deformabilidade obtidos, foram verificadas as seguintes situações: Se as tensões e deformações geradas no interior das estruturas do pavimento, devido às cargas externas oriundas do tráfego, são suficientemente menores que às tensões e deformações admissíveis deste pavimento; Se o  $N$  de ruptura é inferior ao  $N$  de projeto e se o consumo de fadiga é menor a 100%.

## CONCEITUAÇÃO

A estrutura do pavimento flexível é composta por camada superficial (revestimento), Base, Sub-base e Reforço do subleito, constituintes por materiais granulares, solos ou misturas asfálticas. Cuja função é de proteger tanto a estrutura em si, como o terreno de fundação, limitando os esforços consequentes de cargas aplicadas no pavimento evitando os danos que estas solicitações podem causar. O comportamento da estrutura do pavimento depende das espessuras das camadas, do material e da interação entre as diferentes camadas. Onde cada camada tem uma relação complexa, no entanto a harmonia do comportamento estrutural está relacionada à codependência entre elas [Bernucci *et al.*, 2010; Balbo, 2007].

O dimensionamento adequado de uma estrutura deverá resistir às tensões e deformações que o pavimento estará sujeito, através da espessura das camadas e da rigidez dos materiais em sua composição. Um bom dimensionamento garante uma estrutura com camadas que tenha capacidade de resistir às numerosas solicitações de esforços e possam transferi-las para as demais, sem que ocorram danos à estrutura fora do aceitável ou previsto no tempo de projeto, que são as rupturas por deformações permanentes e a ruptura por fadiga. Para isso, o projetista deve conhecer bem as propriedades dos materiais que compõe cada camada, sua resistência à ruptura, permeabilidade e deformabilidade diante às repetições de cargas e ao efeito do clima [Bernucci *et al.*, 2010].

O método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do Departamento Nacional de Infraestruturas dos Transportes (DNIT) é um método empírico cuja concepção foi baseada em métodos criados para dimensionamento de pavimentos em países cujo clima e os solos são diferentes dos tropicais. O método tem como princípio fundamental proteger o subleito para que não ocorram deformações plásticas, atribuindo ao terreno de fundação o desempenho estrutural do pavimento. Dessa forma, a resistência à ruptura plástica é atendida pela espessura do pavimento obtida de curvas de dimensionamento em função do CBR do subleito e por imposição de CBR mínimos nas camadas de base e sub-base. Em função do tráfego previsto, uma espessura mínima é definida na camada do revestimento. Assim como, especificações técnicas nas qualidades dos materiais que serão empregados em cada camada e controle nas técnicas construtivas. Acredita-se que alinhando esses processos, imporá ao pavimento asfáltico os aspectos necessários para que este desempenhe sua função de maneira adequada.

A grande problemática do método de dimensionamento dos pavimentos asfálticos utilizada pelo DNIT tem sido a limitação que o empirismo traz nas condições de contorno, por ser um método baseado em observações e experiências com certos tipos de pavimentos e para condições específicas de clima, não permitindo uma generalização segura e confiável, diante de todas as condições que se diferem daquelas para as quais fora desenvolvida [Franco, 2007].

Em busca de se reduzir ou até mesmo eliminar parcelas de empirismo típicas do método tradicional e empírico, evoluções no método de dimensionamento de pavimentos tem se tornado cada vez mais alvo de pesquisas e produção de trabalhos científicos, a partir de considerações mais mecanicistas, que se baseia na resposta estrutural e modelos de desempenho. De forma geral os métodos mecanísticos-empíricos aplicam a teoria da elasticidade, calculando as tensões e deformações plásticas e elásticas, observando tanto o subleito como as camadas de base. Considerando os materiais que compõe a estrutura, segundo dois comportamentos tensão-deformação distintos: comportamento elástico linear e elástico-não linear [Franco, 2007].

Além dos cálculos de tensões e deformações que o método mecanístico-empírico traz, é feita uma análise de desempenho a partir de dados de ensaios que determinam o comportamento mecânico dos solos, materiais granulares e das misturas asfálticas. Os parâmetros obtidos nos ensaios servem de base para entrada de dados, tanto no dimensionamento dos pavimentos novos, como na análise do pavimento já existente, na escolha adequada do tipo de intervenção de projetos de reforço. Um dos principais parâmetros obtidos é o módulo de resiliência, por indicar a capacidade que um material possui de armazenar energia de deformação, sendo a característica fundamental do ponto de vista estrutural. Ou seja, o módulo resiliente é determinado pela tensão aplicada e a respectiva deformação sofrida. Para o cálculo de tensões e deformações nos diferentes pontos do pavimento, usa-se como dado de entrada o módulo de resiliência (MR).

Um dos fatores essenciais que precisa ser considerado em um projeto estrutural de pavimentos é o critério de ruptura, e este está relacionado aos principais mecanismos de degradação. Segundo Franco [2007], são dois os tipos de ruptura que podem ocorrer em um pavimento, ruptura estrutural, ligado ao fenômeno da fadiga, quando o pavimento perde a capacidade de suporte ao ocorrer o colapso estrutural e a ruptura funcional, ligado à deformação permanente, podendo ou não ocorrer a ruptura da estrutura, está relacionada com a segurança e conforto do pavimento. Sendo assim, a ruptura funcional e estrutural, ocorrem devido às ações climáticas e principalmente das passagens dos veículos. Os danos que consomem a vida do pavimento são utilizados como critérios de rupturas nos métodos de dimensionamento de pavimento asfáltico. Onde as deformações verticais reversíveis na superfície ( $D$ ), deformações horizontais de tração ( $\epsilon_t$ ) na fibra inferior do revestimento e pela deformação específica de compressão no topo do subleito ( $\epsilon_v$ ) são utilizadas em modelos, como indicadores estruturais.

De forma geral, a análise de despenho de uma estrutura é função da capacidade que a estrutura tem de resistir aos esforços, relacionando essa resistência com as propriedades mecânicas dos materiais que compõe cada camada, traduzidos por equações de fadiga. Sendo assim, as estruturas são testadas e analisadas através de programas computacionais, comparando com parâmetros admissíveis de cada material, indicando se a estrutura vai ou não atender o período de projeto desejado.

O AEMC - Análise Linear de Múltiplas Camadas, é um programa de cálculo de tensões e deformações com base na Teoria da Elasticidade desenvolvido na Tese de Franco [2007], como um dos módulos que compõe o programa SisPav. Possui um processador de cálculos baseado no programa JULEA, com alterações para atender o formato de entrada de dados gerado pelo AEMC. Para considerar o comportamento elástico não linear dos materiais, o programa divide as camadas de comportamento elástico não linear em três subcamadas e define os pontos de tensão na origem das coordenadas do carregamento ( $x=y=0,00m$ ) e, verticalmente, no meio das subcamadas.

## CARACTERIZAÇÃO DO PAVIMENTO

A malha rodoviária analisada neste trabalho, foi o pavimento da BR-163/PA Brasil, trecho conhecido como Cuiabá - Santarém. Possui extensão de 879,30 Km, dividido em onze lotes. No entanto, por se tratar de um trecho extenso, a análise será realizada apenas no lote 0.1, que tem uma extensão de 102,30 Km e é localizado no início da Rodovia, Figura 1.

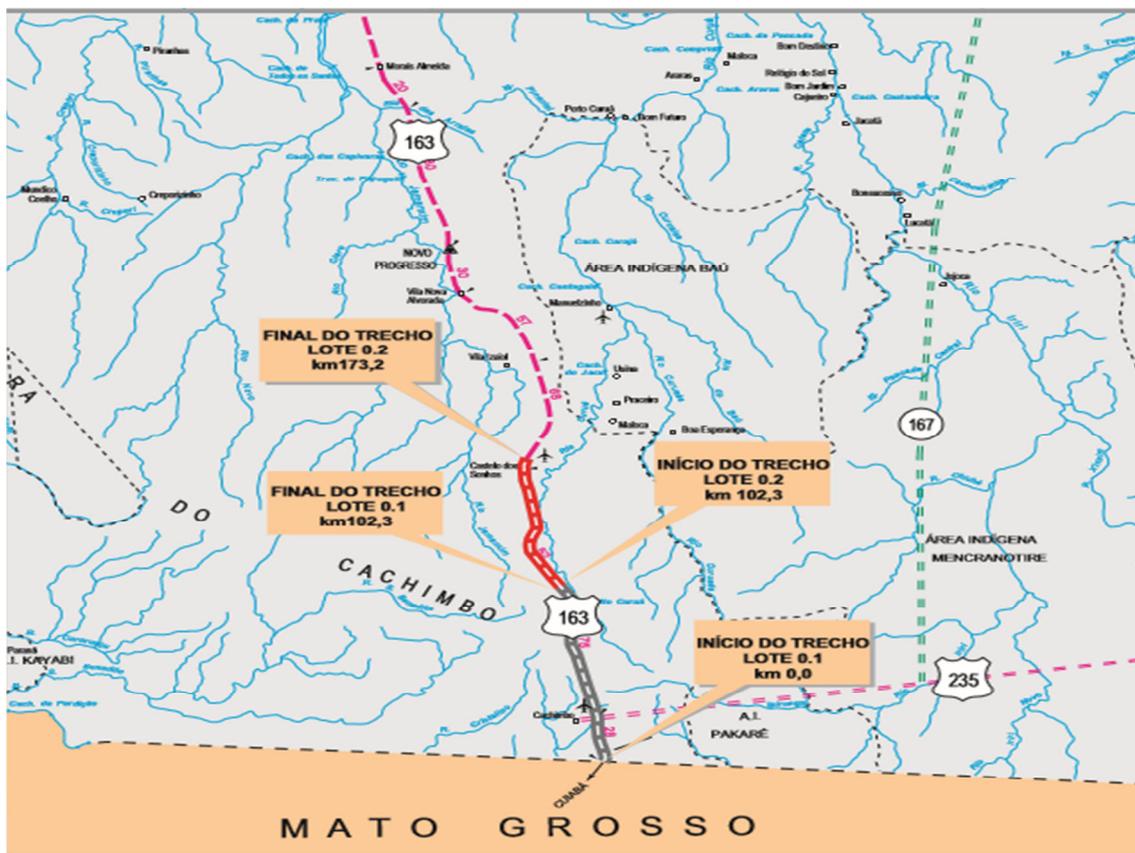


Fig. 1 - Mapa de Situação da BR-163/PA Brasil.

De acordo com os dados do projeto de engenharia de pavimentação do lote 0.1, BR-163/PA [2007], o pavimento foi dimensionado utilizando o Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis do DNER, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, versão 1996, de autoria do Eng.º Murillo Lopes de Souza. O período de projeto utilizado no dimensionamento do pavimento foi de 10 anos. A estrutura do pavimento flexível definida: Revestimento de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) faixa “C” com polímero SBS, com 11 cm de espessura; Base de solo estabilizado granulometricamente com mistura 80% solo-20% areia, 70% solo-30% brita e sem mistura, com 20,0cm de espessura e Sub-base de solo estabilizado granulometricamente sem mistura, com 20,0cm de espessura. No entanto, por orientação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), considerou-se no projeto de pavimentação a execução do revestimento em duas etapas: a primeira camada com 6 cm de espessura, para um período de 2 anos ( $N_2 = 7,7 \times 10^6$ ), com início em 2007, e a segunda camada com 5 cm de espessura, a partir de 2009, para suportar a vida de serviço restante do pavimento, considerada de 10 anos ( $N_{10} = 6,0 \times 10^7$ ), como mostra a Figura 2.

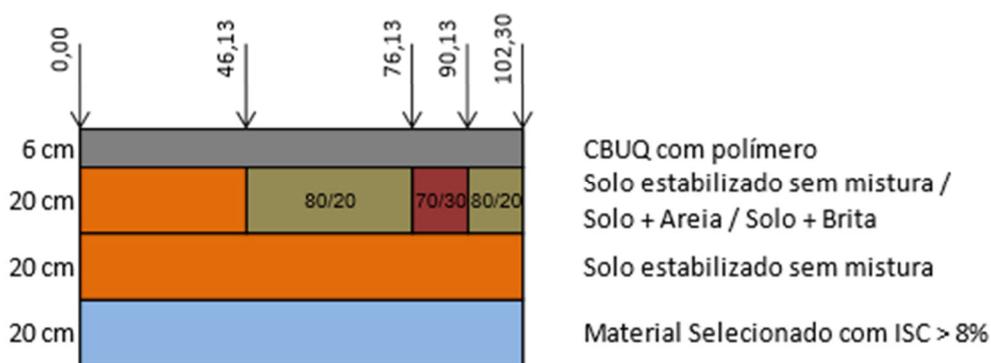


Fig. 2 - Unifilar de soluções de projeto para execução da primeira etapa

Para realizar a avaliação estrutural do pavimento asfáltico, utilizou-se os dados de uma pesquisa de controle tecnológico realizada na BR-163/PA, que teve início em abril de 2011. A pesquisa teve por objetivo, obter as informações da situação do pavimento, antes da execução da segunda camada de revestimento. Foram feitos levantamentos da realidade atual da rodovia por meio de visita em campo. Ao se realizar a coleta de informações referentes à execução das obras, constatou-se que em sua extensão, existem dois trechos que não foram executadas a camada final de CBUQ. No primeiro trecho do Km 0,00 ao Km 12,50 e o segundo trecho do Km 71,30 ao Km 72,20 Figura 3.

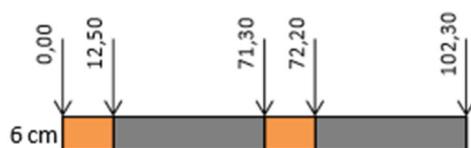


Fig. 3 - Unifilar de camada final executada da primeira etapa.

Os trechos pavimentados apresentaram boas condições, com defeitos não prejudiciais à segurança do usuário, conforme mostram as imagens na Figura 4.



Fig. 4 - Condições do pavimento no Km 13,00 e Km 72,20 respectivamente.

Além do levantamento visual, foram realizados ensaios destrutivos e não destrutivo. Os ensaios destrutivos para caracterizar a estrutura do pavimento no que diz respeito às espessuras e o tipo de material que constitui cada camada do pavimento, assim como o terreno de fundação, e os ensaios não destrutivos, que diferente da avaliação estrutural destrutiva,

avalia as condições de deformabilidade dos pavimentos flexíveis por meio de levantamentos deflectométricos. Sendo assim, o primeiro ensaio destrutivo foi realizado em 02 de junho de 2014, através da abertura do poço de inspeção na pista simples, localizado na faixa da direita, do km 30,00, Figura 5. O segundo ensaio destrutivo foi realizado em 03 de junho de 2014, através da abertura do poço de inspeção na pista simples, localizado na faixa esquerda, do km 80,40, Figura 6.

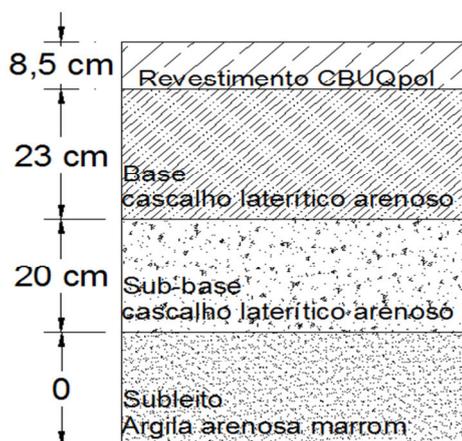


Fig. 5 - Estrutura Km 30,00

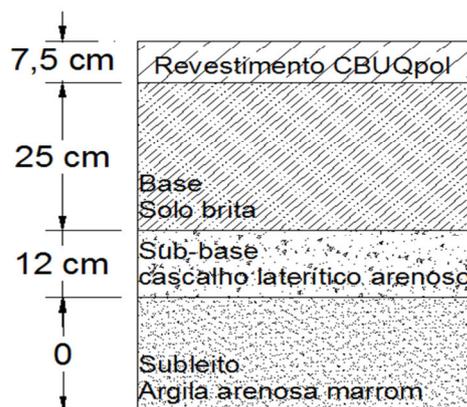


Fig. 6 - Estrutura Km 80,40

Os levantamentos deflectométricos foram obtidos em junho de 2014, em 1 km de cada trecho destacado em amarelo na Figura 7, no primeiro trecho da estaca 12,500 à estaca 13,520 e no segundo trecho da estaca 72,220 à estaca 73,220, ambas com espaçamento de 20 m entre as estações de ensaio. O equipamento utilizado foi o *Falling Weight Deflectometer Dyantest 8000*. Os deslocamentos foram medidos por sete geofones espaçados de 0, 20, 30, 45, 60, 90 e 120 cm. Por meio das bacias de deflexões, foram definidos por retroanálise os módulos de resiliência *in situ* de cada camada da estrutura do pavimento e do terreno de fundação.

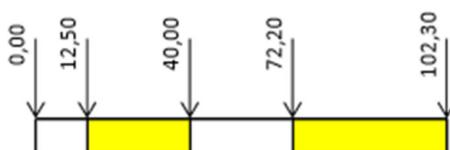


Fig. 7 - Trecho para execução do ensaio deflectométrico

### Estrutura e parâmetros elásticos do pavimento

Para a verificação mecanística-empírica, foi necessário determinar os parâmetros relacionados às propriedades mecânicas dos materiais constituintes das camadas estruturais. Foram definidas 12 Estruturas, com variação do módulo de resiliência em todas as camadas de revestimento, base, sub-base e subleito, com espessuras e materiais obtidos nos ensaios destrutivos. As primeiras 6 estruturas foram modeladas para atender o horizonte de projeto de 2 anos, estruturas 1, 2 e 3 para o primeiro trecho e estruturas 4, 5 e 6 para o segundo trecho. As outras 6 estruturas foram modeladas para atender o horizonte de projeto de 10 anos, estruturas 7, 8 e 9 para o primeiro trecho e estruturas 10, 11 e 12 para o segundo trecho.

Adotou-se em cada camada, a média dos módulos obtidos na retroanálise ponto a ponto, média menos o desvio padrão e a média mais o desvio padrão. As Tabelas 1 e 2 estão descritos os módulos das camadas da estrutura do pavimento e do subleito, que serão utilizados na análise de tensões e deformações atuantes no pavimento no primeiro trecho (km 30,0) das estacas 12,500 à 13,520, e segundo trecho (km 80,40) das estacas 72,220 à 73,220 respectivamente.

Tabela 1 - Módulos para verificação mecânica-empírica no Km 30,00.

Módulo de resiliência (MPa) Km 30,00				
Camadas	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito
Média ( $\overline{MR}$ )	1888	281	330	396
Desvio padrão ( $\sigma$ )	547	109	132	91
CV(%)	29	39	40	23
Média - desvio padrão ( $\overline{MR} - \sigma$ )	1340	173	198	305
Média + desvio padrão ( $\overline{MR} + \sigma$ )	2435	390	462	487

Tabela 2 - Módulos para verificação mecânica-empírica no Km 80,40.

Módulo de resiliência (MPa) Km 80,40				
Camadas	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito
Média ( $\overline{MR}$ )	2438	246	216	373
Desvio padrão ( $\sigma$ )	1044	101	125	121
CV(%)	43	41	58	33
Média - desvio padrão ( $\overline{MR} - \sigma$ )	1394	149	94	260
Média + desvio padrão ( $\overline{MR} + \sigma$ )	3481	343	339	486

O coeficiente de Poisson foi adotado em função dos materiais de cada camada. Por não constar nos manuais do DNIT, tomaram-se como base os valores recomendados na Instrução de Projetos de Pavimentos do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo [IP-DE-000/001, 2006]. Para misturas asfálticas o valor recomendado é 0,30, Materiais granulares 0,35 e Solos do subleito 0,40.

As 6 estruturas modeladas para verificação mecânica-empírica, com horizonte de projeto de 2 anos, estão descritas na Tabela 3. E as 6 estruturas modeladas, com horizonte de projeto de 10 anos na Tabela 4.

Tabela 3 - Estruturas do Pavimento analisadas com horizonte de 2 anos de projeto.

Estruturas Km 30,00				
Estrutura-1	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR} - \sigma$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	8,5	1340	0,30
Base	Cascalho laterítico arenoso	23,0	173	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	20,0	198	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	305	0,40

Continua

Tabela 3 - Estruturas do Pavimento analisadas com horizonte de 2 anos de projeto.

Estrutura-2	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR}$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	8,5	1888	0,30
Base	Cascalho laterítico arenoso	23,0	281	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	20,0	330	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	396	0,40
Estrutura-3	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR} + \sigma$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	8,5	2435	0,30
Base	Cascalho laterítico arenoso	23,0	390	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	20,0	462	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	487	0,40
Estruturas Km 80,40				
Estrutura-4	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR} - \sigma$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	7,5	1394	0,30
Base	Solo brita	25,0	149	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	12,0	94	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	260	0,40
Estrutura-5	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR}$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	7,5	2438	0,30
Base	Solo brita	25,0	246	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	12,0	216	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	373	0,40
Estrutura-6	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR} + \sigma$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	7,5	3481	0,30
Base	Solo brita	25,0	343	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	12,0	339	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	486	0,40

Tabela 4 - Estruturas do Pavimento analisadas com horizonte de 10 anos de projeto.

Estruturas Km 30,00				
Estrutura-7	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR} - \sigma$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	11,0	1340	0,30
Base	Cascalho laterítico arenoso	23,0	173	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	20,0	198	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	305	0,40
Revestimento	CBUQ com polímero	11,0	1888	0,30
Base	Cascalho laterítico arenoso	23,0	281	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	20,0	330	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	396	0,40

Continua.

Tabela 4 - Estruturas do Pavimento analisadas com horizonte de 10 anos de projeto.

Estrutura-9	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR} + \sigma$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	11,0	2435	0,30
Base	Cascalho laterítico arenoso	23,0	390	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	20,0	462	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	487	0,40
Estruturas Km 80,40				
Estrutura-10	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR} - \sigma$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	11,0	1394	0,30
Base	Solo brita	25,0	149	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	12,0	94	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	260	0,40
Estrutura-11	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR}$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	11,0	2438	0,30
Base	Solo brita	25,0	246	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	12,0	216	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	373	0,40
Estrutura-12	Material	Esp. (cm)	$\overline{MR} + \sigma$ (MPa)	Coef. Poisson
Revestimento	CBUQ com polímero	11,0	3481	0,30
Base	Solo brita	25,0	343	0,35
Sub-base	Cascalho laterítico arenoso	12,0	339	0,35
Subleito	Argila arenosa marrom	0,0	486	0,40

## TENSÕES E DEFORMAÇÕES

Utilizou-se o programa AEMC, para calcular as tensões e deformações atuantes no pavimento, empregando como dados de entrada as estruturas modeladas supracitadas. Todas as estruturas foram analisadas com quatro camadas distintas de revestimento, base, sub-base e subleito, com comportamento elástico linear, cujo módulo de resiliência é constante.

As tensões e deformações atuantes no pavimento foram verificadas, para o carregamento padrão equivalente de eixo simples de roda dupla, com pressão de pneus de 0,56 MPa, carga de configuração de eixo de 8200,00 Kg, carga de roda de 2050,00 Kg, distância entre eixos (Sy) 0,00 metros, distância entre rodas (Sx) 0,288 metros, área de contato do pneu com o pavimento é 0,03667 m<sup>2</sup> e raio da área de contato com 0,107946 metros. Com coordenadas para a Roda 1 de 0,144 metros em x, 0,000 metros em y; Roda 2 de -0,144 metros em x, -0,000 metros em y, para todas as estruturas.

Os pontos de análise foram determinados para verificar as deformações verticais reversíveis na superfície (D), deformações horizontais de tração ( $\epsilon_t$ ) na fibra inferior do revestimento e deformação específica de compressão no topo do subleito ( $\epsilon_v$ ). Dessa forma, foram selecionados os pontos somente na direção z, que é a coordenada em direção à profundidade do pavimento, para verificar nos pontos de maiores solicitações as tensões, deformações e deslocamentos das estruturas. Nas estruturas 1 a 3 os pontos foram definidos na direção z: 0,001 m; 0,084 m; 0,516m como mostra a Figura 8.

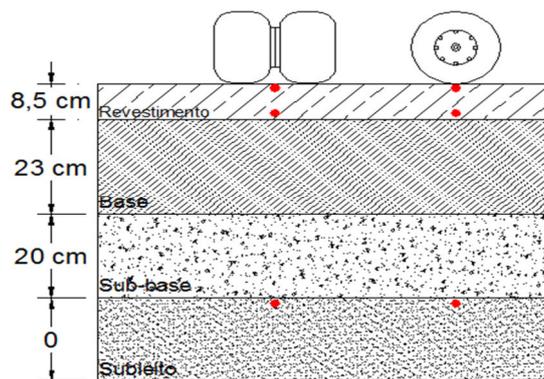


Fig. 8 - Pontos de análise nas Estruturas 1 a 3.

Da mesma forma os pontos foram definidos nas estruturas 4 a 6, na direção  $z$ : 0,001 m; 0,074 m; 0,446m. Nas estruturas 7 a 9, os pontos definidos na direção  $z$ : 0,001 m; 0,109 m; 0,541m. Nas Estruturas 10 a 12, os pontos definidos na direção  $z$ : 0,001 m; 0,109 m; 0,481m.

Após realizar os cálculos no AEMC, foram selecionadas as deformações calculadas nos pontos de interesse. Para deflexões verticais reversíveis na superfície ( $U_z$ ), deformações específicas de tração na fibra inferior do revestimento ( $E_y$ ), e as deformações de compressão no topo do subleito ( $E_z$ ) descritas na Tabela 5.

Tabela 5 - Deformações e Deflexões atuantes

Estruturas analisadas	$U_z$ ( $\mu\text{m}$ )	$E_y$ (m/m)	$E_z$ (m/m)
Estrutura - 1	379,8473	0,000426	-0,00019
Estrutura - 2	250,1292	0,000272	-0,00014
Estrutura - 3	187,4182	0,000199	-0,00011
Estrutura - 4	482,485	0,000492	-0,000252
Estrutura - 5	288,887	0,00029	-0,000177
Estrutura - 6	208,019	0,000206	-0,000135
Estrutura - 7	342,7138	0,000382	-0,00016
Estrutura - 8	227,979	0,000247	-0,00012
Estrutura - 9	171,678	0,000182	-9,8E-05
Estrutura - 10	410,532	0,00042	-0,000208
Estrutura - 11	246,193	0,000246	-0,000146
Estrutura - 12	177,396	0,000174	-0,000111

Em seguida, foram calculadas as tensões e deformações admissíveis, utilizando modelos de previsão de desempenho. Para os horizontes de projeto de 2 e 10 anos, utilizou-se o número "N" da USACE. Para o cálculo das deformações nas misturas betuminosas, utilizou-se o número "N" da AASHTO, obtido através da relação de 1 para 3 entre os métodos da USACE e AASHTO.

Tabela 5 - Dados do Trafego.

Horizonte em anos	Número "N"	
	USACE	AASHTO
2	7,70E+06	2,57E+06
10	6,00E+07	2,00E+07

A deflexão admissível ( $D_{adm}$ ) foi definida, utilizando o modelo de Preussler & Pinto [1994]:

$$\log(D) = 3,148 - 0,188 * LOG(N_f) \rightarrow h < 10cm \quad (1)$$

$$\log(D) = 3,479 - 0,289 * LOG(N_f) \rightarrow h \geq 10cm \quad (2)$$

Onde  $D$  é a deflexão máxima total admissível (0,001) e  $N$  é o número de repetições de cargas.

Para o consumo de fadiga o modelo de Preussler & pinto [1984]:

$$N = 5,548 * 10^{16} * D_0^{-5,319} \rightarrow h < 10cm \quad (3)$$

$$N = 3,036 * 10^{13} * D_0^{-3,922} \rightarrow h > 10cm \quad (4)$$

Onde  $N$  é o numero de repetições do carregamento necessário à ruptura completa da amostra e  $D_0$  é a deflexão calculada, expressa em  $10^{-2}mm$ .

A Deformação vertical admissível no topo do subleito ( $\epsilon_v$ ) foi definida pelo modelo da *Shell Oil* [Monismith e Brown, 1999], com nível de confiança de 95%:

$$\epsilon_p = 0,019 * N^{-0,21} \quad (5)$$

Onde  $\epsilon_p$  é a deformação específica plástica e  $N$  é o número de repetições de carga em laboratório.

E o consumo de fadiga para deformações verticais de compressão do subleito ( $N_{USACE}$ ), foi definido pela equação 6, modelo da *Shell* [1985], com confiabilidade de 95%:

$$N = 1,05 * 10^{-7} \left(\frac{1}{\epsilon_v}\right)^4 \quad (6)$$

Onde  $N$  é o número equivalente de operações de eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN acumulado para o período de projeto e  $\epsilon_v$  é a deformação específica vertical de compressão.

O consumo de fadiga devido à deformação horizontal de tração ( $\epsilon_t$ ) em misturas asfálticas, foi definido pelo modelo de verificação da FHWA [1976]:

$$N = 1,092 * 10^{-6} \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{3,512} \quad (7)$$

Onde  $N$  é o número equivalente de operações de eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN acumulado para o período de projeto e  $\varepsilon_t$  é a deformação específica horizontal na tração.

Em seguida, foram feitas as verificações entre as tensões e deformações atuantes e admissíveis, podendo dessa forma prever a capacidade de carga do pavimento, considerando as variações dos módulos de resiliência, as espessuras das camadas e o carregamento em função do tráfego para o horizonte de projeto de 2 e 10 anos. Descritas de forma resumida nas Tabelas 6 e 7.

Tabela 6 - Resumo das análises para horizonte de 2 anos de projeto.

Estruturas	Tipo	$D_0$ ( $\times 10^{-2}$ mm)	$D_0 < D_{adm}$	$(\varepsilon_v)$ ( $\times 10^{-4} \frac{cm}{cm}$ )	$\varepsilon_v < \varepsilon_{adm}$	$(\varepsilon_t)$ ( $\times 10^{-4} \frac{cm}{cm}$ )	$\varepsilon_t < \varepsilon_{adm}$
1	Atuante	38	<b>OK</b>	1,85	<b>OK</b>	2,57E+06	<b>NÃO</b>
	Admissível	71,3		6,8		7,51E+05	
2	Atuante	27,5	<b>OK</b>	1,38	<b>OK</b>	2,57E+06	<b>OK</b>
	Admissível	71,3		6,8		3,63E+06	
3	Atuante	18,7	<b>OK</b>	1,1	<b>OK</b>	2,57E+06	<b>OK</b>
	Admissível	71,3		6,8		1,09E+07	
4	Atuante	48,2	<b>OK</b>	2,52	<b>OK</b>	2,57E+06	<b>NÃO</b>
	Admissível	71,3		6,8		4,53E+05	
5	Atuante	28,9	<b>OK</b>	1,77	<b>OK</b>	2,57E+06	<b>OK</b>
	Admissível	71,3		6,8		2,90E+06	
6	Atuante	20,8	<b>OK</b>	1,35	<b>OK</b>	2,57E+06	<b>OK</b>
	Admissível	71,3		6,8		9,64E+06	

Tabela 7 - Resumo das análises para horizonte de 10 anos de projeto.

Estruturas	Tipo	$D_0$ ( $\times 10^{-2}$ mm)	$D_0 < D_{adm}$	$\varepsilon_v$ ( $\times 10^{-4} \frac{cm}{cm}$ )	$\varepsilon_v < \varepsilon_{adm}$	$\varepsilon_t$ ( $\times 10^{-4} \frac{cm}{cm}$ )	$\varepsilon_t < \varepsilon_{adm}$
7	Atuante	34,3	<b>NÃO</b>	1,64	<b>OK</b>	2,00E+07	<b>NÃO</b>
	Admissível	17		4,42		1,10E+06	
8	Atuante	22,8	<b>NÃO</b>	1,23	<b>OK</b>	2,00E+07	<b>NÃO</b>
	Admissível	17		4,42		5,09E+06	
9	Atuante	17,2	<b>NÃO</b>	0,98	<b>OK</b>	2,00E+07	<b>NÃO</b>
	Admissível	17		4,42		1,49E+07	
10	Atuante	41,1	<b>NÃO</b>	2,08	<b>OK</b>	2,00E+07	<b>NÃO</b>
	Admissível	17		4,42		7,90E+05	
11	Atuante	24,6	<b>NÃO</b>	1,46	<b>OK</b>	2,00E+07	<b>NÃO</b>
	Admissível	17		4,42		5,17E+06	
12	Atuante	17,7	<b>NÃO</b>	1,11	<b>OK</b>	2,00E+07	<b>NÃO</b>
	Admissível	17		4,42		1,74E+07	

Verificou-se que a análise feita para a deflexão máxima admissível apresentou valor superior às deflexões reversíveis atuantes na superfície do pavimento. As 6 estruturas, do primeiro e do segundo trecho, apresentaram valores satisfatórios. Da mesma forma, as deformações de compressão no topo do subleito apresentaram valores abaixo do valor admissível, para  $N_{USACE} = 7,7 \cdot 10^6$  (2 anos), em todas as estruturas analisadas, do primeiro e segundo trecho, apresentando valores satisfatórios nas verificações em que  $\varepsilon_v \leq \varepsilon_{adm}$ . No entanto, na análise feita para as deformações específicas de tração nas fibras inferiores do revestimento, a estrutura 1 do primeiro trecho, e a estrutura 4 do segundo trecho, apresentaram valores inferiores ao  $N_{AASHTO} = 2,57 \cdot 10^6$ . As demais apresentaram valores satisfatórios, ou seja, os valores admissíveis de tráfego ( $N_{ruptura}$ ) apresentam valores superiores ao tráfego atuante ( $N_{AASHTO}$ ).

Observou-se que a análise feita para a deflexão máxima admissível para  $N_{USACE} = 6,7 \cdot 10^7$  (10 anos), apresentou valor inferior aos valores de deflexões reversíveis atuantes na superfície do pavimento, a análise feita para as 6 estruturas, do primeiro e do segundo trecho, apresentaram valores insatisfatórios em que, a verificação  $D_0 \leq D_{adm}$  não foi atendida. As deformações específicas de tração nas fibras inferiores do revestimento apresentaram valores admissíveis bem inferiores, em todas as estruturas analisadas. Os valores admissíveis são em média 65% inferiores ao  $N_{AASHTO}$  no primeiro trecho e no segundo trecho os valores admissíveis são em média 61% inferiores ao  $N_{AASHTO}$ .

Enfim, dos 3 parâmetros de deformabilidade obtidos pelo cálculo de tensões e deformações, nas 6 estruturas modeladas, com horizonte de projeto de 2 anos, apenas o parâmetro deformação específica de tração nas fibras inferiores da camada de revestimento, teve a verificação  $N_{projeto} < N_{adm}$  não satisfeita, indicando que o pavimento romperá devido a fadiga na camada de revestimento. E nas 6 estruturas modeladas, com horizonte de projeto de 10 anos, o parâmetro deformação específica de tração nas fibras inferiores da camada de revestimento, teve a verificação  $N_{projeto} < N_{adm}$  não satisfeita em 100% das análises. Indicando que tanto na primeira etapa como na segunda etapa, a camada de revestimento será responsável pela degradação precoce do pavimento.

No entanto, na data em que foram realizados os levantamentos no pavimento, os trechos apresentavam boas condições, com defeitos não prejudiciais à segurança do usuário, mostrados na Figura 2, aparentemente não apresentavam dano algum. Geralmente as trincas que ocorrem no revestimento devido à fadiga, tem início nas fibras inferiores e se propagam até a superfície na medida em que o pavimento vai sendo solicitado.

### Vida útil

Após o cálculo das tensões e deformações e feita a verificação mecanística através dos parâmetros de deformabilidade obtidos, calculou-se a vida útil residual do pavimento, naquelas situações em que as tensões atuantes ( $\sigma$ ) foram menores que as tensões admissíveis ( $\sigma_{adm}$ ). Utilizando os valores previstos de número “N” de ruptura, obtidos através dos modelos de previsão de desempenho, relacionando-o com o número “N” de projeto, como mostra a equação 8:

$$Vida_{\text{útil}} = \frac{N_i}{N_{projeto}} * H \quad (8)$$

Onde  $N_i$  é o Número “N” de ruptura para o critério o critério  $i$  ( $D_0$ ,  $\varepsilon_t$ , ou  $\varepsilon_v$ ),  $N_{projeto}$  é o Número “N” de projeto e  $H$  é o horizonte de projeto.

Sendo assim, estimou-se a vida útil residual nas Estruturas 1e 4 pelo quesito de Deformação específica de tração nas fibras inferiores do revestimento ( $\varepsilon_t$ ). Nas Estruturas 7 a 12 pelos quesitos de Deflexão reversível ( $D_0$ ) e Deformação específica de tração na camada de revestimento ( $\varepsilon_t$ ). Os resultados são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Vida útil residual do pavimento

Estruturas	Tipo	$D_0$ ( $\times 10^{-2}$ mm)	Vida útil	$(\varepsilon_t)$ ( $\times 10^{-4}$ cm/cm)	Vida útil
1	Atuante	38	-	2,57E+06	<b>0,58</b>
	Admissível	71,3		7,51E+05	
4	Atuante	48,2	-	2,57E+06	<b>0,35</b>
	Admissível	71,3		4,53E+05	
7	Atuante	34,3	<b>4,96</b>	2,00E+07	<b>0,55</b>
	Admissível	17		1,10E+06	
8	Atuante	22,8	<b>7,46</b>	2,00E+07	<b>2,55</b>
	Admissível	17		5,09E+06	
9	Atuante	17,2	<b>9,88</b>	2,00E+07	<b>7,45</b>
	Admissível	17		1,49E+07	
10	Atuante	41,1	<b>4,14</b>	2,00E+07	<b>0,40</b>
	Admissível	17		7,90E+05	
11	Atuante	24,6	<b>6,91</b>	2,00E+07	<b>2,59</b>
	Admissível	17		5,17E+06	
12	Atuante	17,7	<b>9,60</b>	2,00E+07	<b>8,70</b>
	Admissível	17		1,74E+07	

As verificações indicaram que o pavimento, com horizonte de projeto de 2 anos, considerando o pior caso, tem vida útil residual de 0,35 anos correspondendo a 18% da vida útil de projeto, relacionado à fadiga na camada revestimento. E o pavimento com horizonte de projeto de 10 anos, terá vida útil de 0,55 anos correspondendo apenas a 5,5% do valor da vida útil do projeto. O que pode ser considerado, que esse resultado indica possível redução de vida útil dos trechos analisados, mesmo as trincas não aparecendo superficialmente, pelos resultados das análises indicam que já iniciaram nas fibras inferiores do revestimento, principalmente pelo fato de se tratar de espessuras com 7,5 e 8,0 cm, que diferente das camadas de revestimento mais espessa, as trincas se iniciam do interior e se propagam até superfície.

O fato agravante é que a camada de CBUQ foi dimensionada para uma vida útil de projeto de 10 anos, com espessura de 11 cm, no entanto, por indicação do DNIT, a etapa do processo de implantação foi dividida em duas partes. Portanto, nesse processo que antecede a segunda etapa de execução, de acordo com os resultados das análises descritos, após a implantação da segunda camada de CBUQ determinada em projeto, o pavimento, já apresentando fadiga, ocorrerá ruptura precoce não atingindo a vida útil esperada.

## Consumo de Fadiga

O consumo de fadiga foi verificado para cada critério de ruptura ( $D_0$ ,  $\epsilon_v$  e  $\epsilon_t$ ) sendo esses considerados os principais mecanismos de degradação que ocorrem no pavimento e subleito. Aplicou-se a Lei de Miner onde o consumo de fadiga do pavimento é uma relação entre o tráfego atuante com o tráfego admissível, sendo que valores  $\geq 1$  ou 100% resultam em ruptura.

$$CDF = \sum \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (9)$$

Nesta, " $N_i$ " é o número de repetições de carga  $P$  que causa a ruptura principiante e " $n_i$ " é o número de repetições esperado de  $P$  na vida de projeto.

As estruturas 1 e 4 apresentaram consumo de fadiga superiores à 100% no quesito deformação específica de tração. Para os critérios avaliados, apenas nas estruturas 2, 3, 5 e 6 apresentaram valores menores que 100% no quesito relacionado às deflexões reversíveis, deformação específica de tração e deformação de compressão no subleito. As estruturas 7 a 12 apresentaram consumo de fadiga inferior a 100% apenas no quesito deformação de compressão no subleito, nos demais critérios resultaram em valores bem maiores que 100%, resultados estes esperados conforme análise realizada e supracitada, onde as verificações de tensões atuantes, por serem maiores que as tensões admissíveis não foram atendidas. A Figura 9 mostra o consumo de fadiga devido à tração em todas as estruturas após a segunda etapa de implantação.

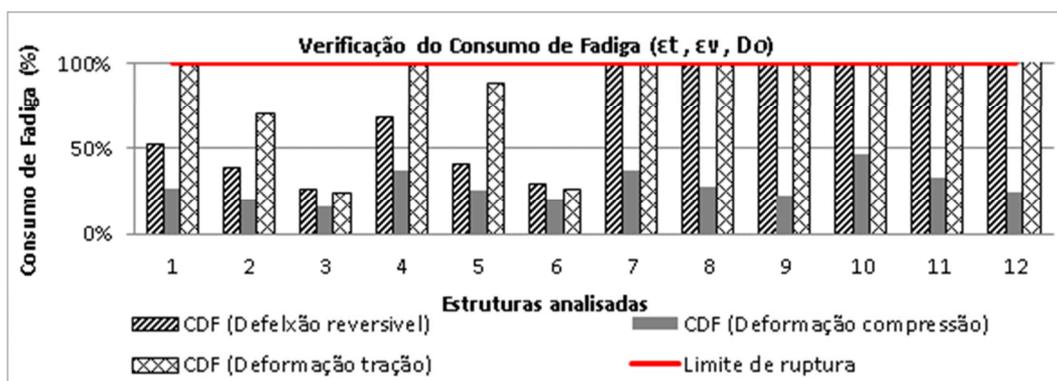


Fig. 9 - Consumo de fadiga de todos os critérios de rupturas nas duas etapas de implantação da camada de revestimento

Das estruturas analisadas, as três últimas, estruturas 10, 11 e 12 (Km 80,40), apresentaram maior consumo de fadiga em relação às estruturas 7, 8 e 9 (Km 30,00). Uma das causas pode estar relacionada ao processo construtivo, os ensaios realizados no Km 80,40 indicaram Grau de compactação nas camadas de base e sub-base abaixo do ideal e conseqüentemente foi o trecho que apresentou maior variação espacial nos levantamentos deflectométricos. Além disso, a camada de sub-base foi executada com espessura de 12,5 cm, quase metade da espessura especificada em projeto e o material da camada de base por ser granular, aumenta a incidência de tensões cisalhantes nas fibras inferiores do revestimento.

## CONCLUSÃO

O desenvolvimento do presente estudo possibilitou uma análise no desempenho do pavimento da BR-163/PA dimensionado pelo método empírico do DNIT, através do método mecanístico-empírico, que aplica a mecânica dos pavimentos, como forma de prever como os

materiais que constituem as camadas estruturais e os solos do terreno de fundação, se comportam diante ações do tráfego e variações climáticas. Ao fim da análise do pavimento já executado, dos levantamentos destrutivos e não destrutivos, dos critérios de rupturas adotados e com base nos resultados obtidos, foi possível chegar a seguinte conclusão.

O fenômeno da fadiga, um dos principais responsáveis pelas rupturas precoces dos pavimentos do país, independe da espessura do revestimento, onde diferentes espessuras analisadas apresentaram resultados praticamente parecidos. O que vai determinar se o pavimento suportará a carga do tráfego e as ações climáticas são as propriedades mecânicas das camadas de revestimento e de base.

A primeira etapa de implantação do pavimento já apresentou fadiga na camada de revestimento, na implantação da segunda camada ocorrerá ruptura precoce, devido ao acúmulo elevado de fadiga. Além disso, em rodovias com tráfego pesado, como é o caso da BR-163/PA, camadas delgadas de revestimento asfáltico com base granular, são demasiadamente solicitadas, as Deformações específicas geradas nas fibras inferiores são bem elevadas. Portanto, mesmo constando nos manuais do DNIT, esse processo construtivo se torna inapropriado, diante da forma em que os pavimentos são concebidos. O indicado seria aliar ao processo de implantação por etapas um estudo aprofundado da vida de fadiga do pavimento. Assim como, materiais de base mais rígidos.

As análises deste estudo comprovam que a forma empírica em que os pavimentos vêm sendo concebidos, não é suficiente para que o mesmo alcance o tempo de vida útil de projeto. A simplicidade e simplificação do método acabam impondo o bom desempenho do pavimento, em função das espessuras das camadas granulares e do revestimento asfáltico, desconsiderando o comportamento mecânico dos materiais que constituem as respectivas camadas, que dependendo do tráfego e das ações climáticas, um mesmo material aplicado a pavimentos com características distintas se comportam de maneira diferente. Sendo assim, cada pavimento terá sua particularidade e generalizar o seu dimensionamento a partir de experiências e observações adquiridas outrora, tem como consequências pavimentos que não atendem as expectativas, resultando em processos de degradações de forma acelerada, fazendo com que necessite de intervenções antes de tempo pré-determinado.

## REFERÊNCIAS

- [1]-Balbo, José Tadeu. Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.
- [2]-Bernucci, L.B., Motta L.M.G., Ceratti J.A.P., Soares J.B. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. 3ª ed. Rio de Janeiro: Petrobras: Abeda, 2010.
- [3]-DER/SP, Instrução de Projeto de Pavimento, Anexo A. São Paulo. 53 pp. (Publ, IP., DE 000/001). Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. Janeiro de 2006.
- [4]-DNIT, Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos. 2ª ed. Rio de Janeiro. 310 pp. (Publ, IPR., 720). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. 2006b.
- [5]-Franco, F.A.C.P., 2007 Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos - SisPav. Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [6]-Medina, J., Motta, L.M.G., Mecânica dos Pavimentos, 3ª ed, Isbn, 978-85-7193-366-8.2015.