

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
COORDENAÇÃO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA
CIVIL E AMBIENTAL (PPGECA)
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE

**AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE SEGMENTO DA AV. FLORIANO PEIXOTO NA
ZONA URBANA DE CAMPINA GRANDE-PB.**

por

Ricardo Lima Rodrigues

Dissertação apresentada ao Centro de
Tecnologia e Recursos Naturais da
Universidade Federal de Campina Grande –
Campus I – Campina Grande, como parte dos
requisitos necessários para a obtenção do título
de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.**

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

Campina Grande - Paraíba

Julho/2007

RICARDO LIMA RODRIGUES

**AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE SEGMENTO DA AV. FLORIANO PEIXOTO NA
ZONA URBANA DE CAMPINA GRANDE-PB.**

Dissertação apresentada ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande – Campus I – Campina Grande, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL**.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

Orientadores:

Prof. Dr. JOSÉ AFONSO G. MACÊDO
UAEC/CTRN/UFPG

E

Prof. Dra. LÍCIA MOUTA DA COSTA
NT/CAA/UFPE

Campina Grande - Paraíba

Julho/2007

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG

R696a

2007 Rodrigues, Ricardo Lima.

Avaliação estrutural de segmento da av. Floriano Peixoto na zona urbana de Campina Grande-PB / Ricardo Lima Rodrigues.— Campina Grande, 2007.

166f.: il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.

Referências.

Orientadores : José Afonso G. Macedo e Licia Mouta da Costa.

1. Fadiga (Propagação da Fissura). 2. Avaliação. 3. Módulo de Resiliência. 4. Retroanálise. I. Título.

CDU 531.453;531.875.6

**AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE SEGMENTO DA AV. FLORIANO PEIXOTO NA
ZONA URBANA DE CAMPINA GRANDE-PB.**


Candidato: Engenheiro RICARDO LIMA RODRIGUES

Dissertação apresentada ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande – Campus I – Campina Grande, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL**.

Aprovada por:




Prof. Dr. JOSÉ AFONSO G. MACÊDO
UAEC /CTRN/UFCEG – Orientador



Prof. Dra. LÍCIA MOUTA DA COSTA
NT/CAA/UFPE - Co-orientadora



Prof. Dr. ARIOSVALDO ALVES BARBOSA SOBRINHO
DEMA/CTRN/UFCEG – Examinador Interno



Prof. Dr. NILTON PEREIRA DE ANDRADE
DEC/CT/UFPB – Examinador Externo

Campina Grande - Paraíba

Julho/2007

Temos sempre que nos preocupar com o futuro, até porque viveremos nele para sempre.

O autor

AGRADECIMENTOS

Agradeço a DEUS e a toda minha família, em especial, minha mãe, Maria de Jesus, pelo apoio dado em todos estes anos.

Agradeço ao professor José Afonso G. Macêdo por toda a atenção e dedicação a mim prestada durante todo este tempo de convívio no Laboratório de Engenharia de Pavimentos - LEP, pelo direcionamento e orientação deste trabalho, pelo apoio, estímulo e atenção sempre pacientes nas horas mais difíceis agindo como conselheiros com suas experiências de vida para nos mostrar o melhor caminho; e por confiarem em mim na realização deste trabalho.

Ao professor Ailton Alves Diniz, por ter me ensinado a manusear e operar os equipamentos utilizados nesta pesquisa, assim como pela sua contribuição em todos os ensaios aqui apresentados.

Ao colega Fabiano Pereira Cavalcante, pelo apoio e ensinamentos prestados nos momentos que lhes foram solicitados.

Aos colegas que tiveram uma importante participação neste trabalho na medida em que participaram junto comigo nesta empreitada, assim como aos que participaram indiretamente e com carinho especial a Sarah Jimena de Azevedo e Maria Sonia Pereira de Azevedo.

Ao CNPq, pela concessão de uma bolsa de estudos que me proporcionou maior tranquilidade financeira para manter-me no programa de pós-graduação da UFCG.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE QUADROS	ix
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xi
LISTA DE SÍMBOLOS	xiii
RESUMO	xiv
ABSTRACT	xv
CAPÍTULO 1	XV
INTRODUÇÃO	1
1.2 – Escopo do Trabalho	3
CAPÍTULO 2	5
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 – Pavimentos	5
2.1.1 - <i>Base e Subbase</i>	6
2.1.2 - <i>Imprimação</i>	6
2.1.3 - <i>Revestimento</i>	7
2.2 - Comportamento Resiliênte dos Solos	8
2.2.1- <i>Módulo de Resiliência</i>	10
2.3 – Avaliação Estrutural	12
2.3.1 - <i>Ensaio Destrutivos</i>	14
2.3.2 - <i>Ensaio Não Destrutivos</i>	23
2.3.3 - <i>A Retroanálise para Obtenção de Módulos Resilientes</i>	27
2.3.3.1 - <i>Métodos de retroanálise</i>	28
2.3.3.2 - <i>Fatores que influem no processo de retroanálise</i>	30
2.3.3.3 - <i>Retran-5L</i>	31
2.4 - A Teoria das Camadas Elásticas para Avaliação de Pavimentos	33
2.4.1 - <i>Programas Automáticos para Calculo de Tensões e Deformações em Pavimentos</i>	34
2.5 – Desempenho de Pavimentos	45
2.5.1 - <i>A Fadiga nos Pavimentos</i>	45
2.5.2 - <i>A Deformação Permanente nos Pavimentos</i>	56
CAPÍTULO 3	69
CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA E METODOLOGIA EMPREGADA	69
3.1 - A Cidade de Campina Grande no Contexto Regional	69
3.1.2 - <i>Dados Estatísticos</i>	71
3.2 - A urbanidade	72

3.2.1 - <i>Infraestrutura Básica</i>	72
3.2.2 - <i>Transportes</i>	73
3.3 - Clima e Vegetação	75
3.4 - Projeto de Pavimentação da Via Expressa	75
3.4.1 - <i>Características do Trecho em Estudo e a Importância do Empreendimento no Contexto Regional</i>	76
3.4.2 - <i>Especificações do Projeto Executado</i>	78
3.5 - A Construção e o Controle de Qualidade – Exigências de Projeto.....	82
3.5.1 - <i>Terraplenagem</i>	82
3.5.2 - <i>Pavimentação</i>	83
3.6 - Metodologia Aplicada na Pesquisa	92
3.6.1 - <i>Materialização do Segmento</i>	92
3.6.2 - <i>Coleta de Amostras e Ensaios Realizados</i>	95
3.6.3 - <i>Levantamento Deflectométrico</i>	96
3.6.4 - <i>Análise Mecânica</i>	99
CAPITULO 4	103
APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	103
4.1 - Ensaio de Laboratório.....	103
4.1.1 - <i>Ensaio dos Materiais Granulares</i>	103
4.1.2 - <i>Ensaio Realizado com CBUQ</i>	108
4.2 - Recstituição da Dosagem Marshall do CBUQ.....	111
4.3 - Ensaio de Campo	113
4.3.1 - <i>Ensaio Deflectométrico</i>	113
4.4 - Análise utilizando o programa Retran-5L	116
4.5 - Análise utilizando os programas ELSYM 5 e FEPAVE II.....	118
CAPÍTULO 5	122
5.1 - Conclusões.....	122
5.2 - Sugestões	123
CAPÍTULO 6	124
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	124

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1: Equipamento de ensaio de resiliencia, (LEP, 2007)
- Figura 2.2: Equipamento triaxial dinâmico de compressão axial(Pinto e Preussler,2002)
- Figura 2.3: Fluxograma do Programa FEPAVE, Motta (1991)
- Figura 2.4: Influência da temperatura na vida de fadiga (Pinto, 1991) citado por Medina (1997)
- Figura 2.5: NFAT – Nomograma da Shell para estimar a vida de fadiga de misturas asfálticas(SPDM, 1998)
- Figura 2.6: variação do coeficiente C do modelo do manual MS-1 do instituto de asfalto dos Estados Unidos com os valores V_v e V_b
- Figura 3.1: Mapa do estado da Paraíba (enciclopédia livre, 2005)
- Figura 3.2: Mapa de acesso rodoviário, (enciclopédia livre, 2005)
- Figura 3.3: Foto Aérea de Campina Grande (Google Earth, 2007)
- Figura 3.4: Seção tipo da Av. Floriano Peixoto
- Figura 3.5: Execução da terraplenagem Av. Floriano Peixoto
- Figura 3.6: Coleta de amostras para determinação de umidade, Av. Floriano Peixoto
- Figura 3.7 : Execução da Base, Av. Floriano Peixoto
- Figura 3.8 : Execução da conformação da base e imprimação,Av. Floriano Peixoto
- Figura 3.9 : Execução do revestimento,Av. Floriano Peixoto
- Figura 3.10: Foto de Campina Grande e o trecho em estudo (Google Earth, 2007)
- Figura 3.11: levantamento deflectométrico, Av. Floriano Peixoto
- Figura 3.12: Viga Benkelman utilizada no levantamento deflectométrico na Av. Floriano Peixoto
- Figura 3.13: Pontos de análise para obtenção dos parâmetros de estudo do pavimento
- Figura 4.1: Curva granulométrica, faixa C, DNIT ES 313/97.
- Figura 4.2: Curva granulométrica, faixa C, DNIT ES 031/2006.
- Figura 4.3: Bacias de deflexões e bacia obtida pelo programa ELSYM5

LISTA DE QUADROS

- Quadro 2.1: Valores do Coeficiente de Poisson, (Pinto e Preussler, 2002)
- Quadro 2.2: Modelos Existentes no FEPAVE, Motta (1991)
- Quadro 2.3: Valores prováveis para μ e α , segundo Cardoso (1987)
- Quadro 3.1: Quantidade de alunos e professores do município Campina Grande
(IBGE. 2003)
- Quadro 3.2: Índice de desenvolvimento humano, Campina Grande (PNUD, 2000)
- Quadro 3.3: Saneamento urbano, Campina Grande (IBGE, 2000)
- Quadro 3.4: Dados Quantitativos da infra-estrutura de Campina Grande (SEPLAN,2005)
- Quadro 3.5: Frota de Veículos de Campina Grande (IBGE,2004)
- Quadro 3.6: Distâncias de Campina Grande para as principais cidades do
Nordeste (SEPLAN,2005)
- Quadro 3.7: Granulometria Filler
- Quadro 3.8: Granulometria faixa C do DNIT
- Quadro 3.9: Localização dos furos para coleta de amostras do revestimento.
- Quadro 3.10: Estaqueamento e posicionamento dos pontos para análise deflectométrica
- Quadro 3.11: Estaqueamento e posicionamento dos pontos para análise defectométrica
- Quadro 4.1: Resumo dos ensaios de caracterização dos matérias granulares
- Quadro 4.2: Pares de tensão aplicados no ensaio triaxial dinâmico
- Quadro 4.3: Resultados coeficientes baseado no modelo composto.
- Quadro 4.4: Módulos médios obtidos no programa FEPAVE II
- Quadro 4.5: Resultados dos ensaios de módulo de resiliência a cargas repetidas do
revestimento em CBUQ.
- Quadro 4.6: Resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas estudadas.
- Quadro 4.7: Flexibilidade das misturas asfálticas.
- Quadro 4.8: Granulometria da Mistura
- Quadro 4.9: Moldagem da Dosagem Marshall Reconstituída

Quadro 4.10: Deflexões máximas obtidas no trecho pela viga Benkelman, sentido centro/alça.

Quadro 4.11: Deflexões máximas obtidas no trecho pela viga Benkelman, sentido alça/centro

Quadro 4.12: Bacias de deflexões medidas nos pontos de $D_{\text{máx}}$, $D_{\text{méd}}$ e D_{min}

Quadro 4.13: Resumo da retroanálise pelo programa RETRAN5L

Quadro 4.14: Deformação específica de tração sob o revestimento obtidas com o ELSYM5.

Quadro 4.15: Tensão vertical no topo do subleito obtidas com o ELSYM 5.

Quadro 4.16: Resultados obtidos no programa FEPAVE II

Quadro 4.17: Tensões sobre Subleito a partir do FEPAVE II e ELSYM5

Quadro 4.18: Deformação específica sob o revestimento a partir do FEPAVE II e do ELSYM5

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO = American Association of State Highway and Transportation Officials

ATECEL = Associação Técnico-Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior

BG = Brita Graduada

BGTC = Brita Graduada Tratada com Cimento

CA = Corrente Alternada

CAP = Cimento Asfáltico de Petróleo

CAGEPA = Companhia de Água e Esgoto do Estado da Paraíba

CBR = Califórnia Bearing Ratio – Índice de Suporte Califórnia

CBUQ = Concreto Betuminoso Usinado a Quente

CELB = Companhia de Eletricidade da Borborema

CHESF = Companhia Hidroelétrica de São Francisco

COPPE = Coordenação dos Programas de Pós-graduação em Engenharia da UFRJ

DC = Deformação controlada

DER = Departamento de Estradas de Rodagem

DNER = Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT = Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre

EA = Equivalente de Areia

ELSYM = Elastic Layered System

EUA = Estados Unidos da América

FE = Fator de Eixo

FC = Fator de Carga

FV = Fator de Veículo

FORTRAN = Formula Translation

FEPAV = Finite Element Analysis of Pavement Structures

FWD = Falling Weight Deflectometer

HRB = Highway Research Board

HVS = Heavy Vehicle Simulator

IBGE = Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IDH = Índice de Desenvolvimento Humano

ISC = Índice de Suporte California
LTPP = Long Term Pavement Performance
LVDT = Linear Variable Differential Transformer
ME = Método de Ensaio
MR = Módulo de Resiliência
N = Número de Projeto
PIB = Produto Interno Bruto
PMF = Pré Misturado a Frio
PSR = Present Serviceability Rating
RBV = Relação Betume-Vazios
RETRAN2L = RETRoAnálise de sistemas com 2 camadas elásticas Lineares
RETRAN5L = RETRoAnálise de sistemas com 5 camadas elásticas Lineares
REVAP = Refinaria Henrique Laje
RNA = Redes Neurais Artificiais
RMS = Erros de Ajustamentos
RT = Resistência à Tração
SEPLAN = Secretaria de Planejamento
SUPLAN = Superintendência de Planejamento
SHRP = Strategic Highway Research Program
SN = Numero EStructural
TC = Tensão Controlada
USACE = United States Army Corps of Engineers
VAM = Vazios no Agregado Mineral
VE = Valor Estrutural

LISTA DE SÍMBOLOS

N = Número de passadas do eixo padrão simples em uma só direção

°C = Grau Celsius

kPa = kilopascal

kg = kilograma

kgf = kilograma-força

MPa = Megapascal

Rpm = Rotações por minuto

g = Grama

mm = Milímetro

SSF = Segundo Saybolt-Furol

ϵ_r = Deslocamento resiliente

G' = Componente elástica (recuperável) do módulo de cisalhamento complexo

G'' = Componente viscosa (não recuperável) do módulo de cisalhamento complexo

Hz = Hertz

= Abertura de peneira

S = Rigidez estática

Dmm = Décimo de milímetro

μ = Coeficiente de Poisson

σ_t = Tensão de tração

σ_v = Tensão vertical

$D_{m\acute{a}x}$ = Deflexão Máxima

p = % de asfalto residual, em relação ao peso total dos agregados;

Σ = superfície específica do agregado(m² /Kg);

K = coeficiente denominado módulo de riqueza

RESUMO

Este trabalho apresenta a avaliação estrutural da pavimentação do prolongamento da Avenida Marechal Floriano Peixoto no município de Campina Grande – Paraíba, onde foram coletados materiais de campo do segmento em fase final de construção, com pavimentos asfálticos dimensionados pelo método empírico do DNER. Ensaio realizados em laboratório foram empregados para caracterização física e mecânica dos materiais das camadas de base e sub-base, bem como de subleito, além dos ensaios para a determinação do módulo de resiliência e resistência a tração nas amostras da camada betuminosa do pavimento, que foram obtidas através da extratora rotativa. Em uma segunda etapa, foram levantadas deflexões máximas em estacas alternadas, assim como obtenção das bacias de deflexão nas ocorrências de $D_{máx}$, $D_{méd}$ e D_{mim} . Para o levantamento das deflexões utilizou-se a viga Benkelman, de propriedade do Departamento de Estradas e Rodagens do estado da Paraíba – DER/PB. De posse das bacias, utilizou-se a técnica da retroanálise, com o auxílio do programa RETRAN5L, para identificar os módulos de trabalho das camadas do pavimento e do subleito do trecho em estudo e assim serem associados aos resultados dos ensaios destrutivos, gerando dados suficientes para avaliar estruturalmente o comportamento do pavimento em análise. Para análise mecanística, foram utilizados programas computacionais com emprego da teoria das camadas elásticas, a partir dos parâmetros obtidos em ensaios de laboratório; um dos programas utilizados foi o programa de elementos finitos FEPAVE II, empregando-se os parâmetros elásticos obtidos em ensaios triaxiais dinâmicos de carga repetida objetivando a determinação dos módulos de resiliência das camadas granulares; em seguida foi utilizado o programa ELSYM5, com característica elástico-linear, para determinação das tensões e das deformações nos pontos mais críticos da estrutura fazendo-se assim uma análise mecanística linear da estrutura em estudo.

ABSTRACT

This dissertation presents a structural evaluation of the pavement of Marechal Floriano Peixoto Avenue prolongation, located in Campina Grande - Paraíba, where samples of the materials were collected from at final construction. The asphalt pavements were dimensioned by DNER empirical methods. Laboratory tests were carried out for physical and mechanical characterization of the subsurface layers materials, besides the tests for determination of resilient modulus and tension strength in samples of the pavement bituminous layer, which were obtained by rotating extraction. In a second step, maximum deflection in alternated props was measured, as well as the deflection basins in D_{max} , D_{med} and D_{mim} . For deflection measurements it was used a Benkelman beam from Paraíba's Road Department - DERIPB. Once the basins were defined, a retro analysis technique was performed by RETRAN5L program, in order to define the modulus of each pavement layer of the studied stretch and though to associate them to the destructive test results, generating sufficient data for evaluating the pavement structural behavior. Computational programs with elastic layers theory, using elastic parameters obtained in laboratory tests were adopted for mechanistic analysis. One of the programs used was the finite element program FEPAVE II, using the elastic parameters from repeated load dynamic triaxial tests aiming to establish the resilient modulus of granular layers; after that it was used ELSYM5 program, with elastic-linear characteristic for determination of stress and strains in the structure critical points, performing thus a linear mechanistic analysis of the structure studied.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O método de dimensionamento de pavimentos flexíveis que se baseia no CBR dos materiais, desenvolvido pelo “*U. S. Corps of Enginners*”, muito utilizado no Brasil, não tem como considerar explicitamente a resiliência.

A análise de tensões e deformações em estruturas de pavimentos como sistemas de múltiplas camadas e a aplicação da teoria da elasticidade e do método dos elementos finitos, derão ensejo à consideração racional das deformações resilientes no dimensionamento de pavimentos. Esta é a tendência observada a partir da década de 60. Assim, crescem em importância a obtenção dos parâmetros elásticos ou resilientes dos solos e materiais utilizados em pavimentos.

Os ensaios triaxiais de carga repetida para solos, assim como os de tração indireta por compressão diametral, também sob ação de carga repetida para, materiais asfálticos e cimentados, têm proporcionado a determinação das características resilientes e o comportamento à fadiga destes materiais sob condições que se aproximam das existentes no campo. Ultimamente, muitos estudos vêm sendo realizados no sentido de incorporarem os seus resultados em procedimentos de projetos de pavimentos.

O comportamento de solos ou materiais granulares em ensaios triaxiais de carga repetida tem sido estudado por muitos pesquisadores. Os solos são submetidos à cargas repetidas de duração e frequência comparáveis as que ocorrem nos pavimentos.

As deformações resilientes são deformações elásticas no sentido de que são recuperáveis. Entretanto, não variam necessariamente de modo linear com as tensões aplicadas, e dependem de vários fatores que não são considerados no conceito convencional de elasticidade. Segundo Preussler (1983), os principais fatores que afetam o comportamento resiliente dos solos granulares, são:

- Número de repetições da tensão desvio
- História de tensões
- Duração e frequência do carregamento
- Nível de tensão aplicada

O módulo resiliente tanto aumenta como diminui com o número de repetições de tensão desvio, e esta variação depende do índice de vazios crítico, da densidade do material, do grau de saturação e do valor da tensão aplicada repetidamente.

Os materiais de pavimentos têm comportamento não linear, dependendo do tempo e da história de tensões. Torna-se necessário então ensaiá-los sob condições aplicáveis àquelas encontradas no campo. Para que uma única amostra de solo seja ensaiada a vários níveis de tensões e determinado o módulo resiliente para cada nível, é necessário eliminar ao máximo o efeito da história de tensões no comportamento resiliente. Para isto a amostra deve ser previamente submetida a carregamentos repetidos variados (condicionamento) compatíveis com os de campo, além de eliminar as deformações permanentes iniciais.

O tempo de aplicação da carga repetida é determinado em função da velocidade dos veículos e da profundidade do pavimento onde se deseja calcular o módulo resiliente. A frequência de aplicação de carga é função das condições de tráfego da estrada.

O módulo resiliente em solos granulares aumenta muito com a pressão confinante, sendo pouco influenciado pelo valor da tensão desvio repetida, desde que esta tensão não cause excessiva deformação plástica.

Uma maneira alternativa e considerada por muitos pesquisadores o método que mais se aproxima da real situação *in-situ* das características resilientes das camadas de pavimento, seria o uso da retroanálise dos módulos resiliente através de programas computacionais. A retroanálise dos módulos elásticos das camadas do pavimento e do subleito é um excelente processo de avaliação estrutural de pavimento. Ele permite inferir, através da forma e da magnitude da bacia de deformação, a capacidade estrutural de cada camada do pavimento e do subleito. Associada a métodos tradicionais, a retroanálise constitui hoje a mais moderna e poderosa ferramenta de avaliação estrutural de pavimentos.

O primeiro passo para a aplicação de métodos analíticos é calcular a resposta do pavimento às cargas, ou seja, avaliar as tensões, deformações e deslocamentos nas diferentes camadas do pavimento, comparando-os a valores críticos ou admissíveis. A teoria da elasticidade tem sido o método mais utilizado para estimar estes parâmetros.

Para verdade, sabe-se, que um pavimento real sujeito à carga não tem só a parcela de deformação elástica atuando, mas têm-se também as parcelas plásticas, viscosas

ou visco-elástica. Muitos materiais apresentam uma relação tensão-deformação não linear, são anisotrópicos e não homogêneos e tem características tensão-deformação que variam com o tempo. Além disso, as condições de contorno das modelagens admitidas em cada programa de cálculo de tensões/deformações têm influência nos resultados em relação à teoria elástica clássica.

O objetivo desta pesquisa é avaliar estruturalmente o pavimento, utilizando-se associação entre resultados de ensaios destrutivos e não destrutivos. Os objetivos específicos são:

1. realizar ensaios de caracterização dos materiais granulares constituintes do pavimento;
2. realizar ensaios triaxiais com carregamento repetido nos solos das camadas e mistura asfáltica do revestimento empregados no pavimento analisado;
3. realizar ensaios mecânicos e físicos na mistura asfáltica;
4. realizar ensaios defletométricos e proceder análise com técnicas de retroanálise;
5. analisar através de simulações numéricas, empregando programas FEPAVE II E ELSYM, o comportamento estrutural do pavimento.

Finalmente busca-se, neste trabalho, prestar contribuição a engenharia rodoviária apresentando tecnologia disponível no mercado, porém ainda não implantada pelos gestores públicos para preservação do patrimônio público. Adicionalmente, procurar-se contribuir com mais uma fonte de pesquisa difundindo métodos de avaliação de pavimento em consonância com que vem ocorrendo nos centros de excelência deste País.

1.2 – Escopo do Trabalho

Desenvolvem-se os trabalhos em seis capítulos e quatro apêndices, a saber:

Capítulo 1 – Contém uma introdução da pesquisa, mostrando seus objetivos e a organização do trabalho.

Capítulo 2 – São apresentados os conceitos básicos utilizados na pesquisa, os tipos de pavimentos, as características resilientes dos materiais constituintes, avaliação estrutural, os métodos computacionais para análise de pavimentos e métodos de retroanálise. Constam também os modelos de desempenho de pavimentos.

Capítulo 3 – Apresenta as características da região e as metodologias de ensaios empregados na avaliação do trecho analisado. Para o desenvolvimento deste capítulo, foram utilizados dados constantes no projeto de pavimentação da avenida, elaborado pela Associação Técnico-Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior - ATECEL.

Capítulo 4 – São apresentados e discutidos os resultados obtidos na pesquisa, baseados nas metodologias expostas no capítulo anterior. São feitas apresentações e análise dos ensaios de caracterização, ensaios defletoométricos, bem como a avaliação estrutural do trecho.

Capítulo 5 – São expostas as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas.

Capítulo 6 – São citadas as fontes bibliográficas consultadas e/ou referenciadas na pesquisa.

Apêndice A – Resumo dos estudos geotécnicos da Avenida Marechal Floriano Peixoto, feitos pela ATECEL na época da construção da via expressa.

Apêndice B – Relatório de Ensaio Triaxial Dinâmico.

Apêndice C – Fichas Resumos da Retroanálise

Apêndice D – Reconstituição da Dosagem Marshall

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Pavimentos

O pavimento é uma estrutura constituída por uma ou mais camadas, com características para receber as cargas aplicadas na superfície e distribuí-las, de modo que as tensões resultantes fiquem abaixo das tensões admissíveis dos materiais que constituem a estrutura. PINTO & PREUSSLER (2002).

Os pavimentos são classificados em rígido, flexível e semi-rígidos:

- *Rígido*: aquele em que o revestimento tem uma elevada rigidez em relação às camadas inferiores e, portanto absorve praticamente todas as tensões provenientes do carregamento aplicado. Exemplo típico: pavimento constituído por lajes de concreto de cimento Portland.

- *Flexível*: aquele em que todas as camadas sofrem uma deformação elástica significativa sob o carregamento aplicado e, portanto, a carga se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas. Exemplo típico: pavimento constituído por uma base de brita (brita graduada, macadame) ou por uma base de solo pedregulhoso, revestida por uma camada asfáltica.

- *Semi-rígido*: caracteriza-se por uma base cimentada quimicamente, como por exemplo, por uma camada de solo cimento revestida por uma camada asfáltica.

As terminologias relacionadas às camadas de pavimentos contidas na norma brasileira de pavimentação, NBR-7207/82, se encontram a seguir definidas:

- “Subleito é o terreno de fundação do pavimento ou do revestimento”;

- “Sub-base é a camada corretiva do subleito, ou complementar à base, quando por qualquer circunstância não seja aconselhável construir o pavimento diretamente sobre o leito obtido pela terraplenagem”;

- “Base é a camada destinada a resistir e distribuir os esforços verticais oriundos dos veículos sobre a qual se constrói um revestimento”; e

- “Revestimento é a camada, tanto quanto possível impermeável que recebe diretamente a ação do rolamento dos veículos e destinada a economia e simultaneamente:

- a) melhorar as condições do rolamento quanto à comodidade e segurança;
- b) a resistir aos esforços horizontais que nele atuam tornando mais durável a superfície de rolamento”.

A seguir serão expostas alguns aspectos importantes a respeito das camadas constituintes de um pavimento.

2.1.1 - Base e Subbase

Nos pavimentos asfálticos (flexíveis) a camada de base é de grande importância estrutural. As tensões e deformações de flexão induzidas na camada asfáltica pelas cargas do tráfego estão associadas ao trincamento por fadiga desta camada. Se estas tensões e deformações são muito elevadas, o resultado é um revestimento trincado na trilha de roda.

As tensões e deformações de compressão nas camadas de base granulares, subbases e subleitos estão associadas à deformação permanente e a rugosidade do pavimento que se desenvolvem nas camadas de base e subbase.

As bases podem apresentar uma das seguintes constituições:

- Granular

Sem Aditivo (Solo; Solo-brita; Brita graduada)

Com aditivo (Solo melhorado com cimento; Solo melhorado com cal)

- Cimentadas

Com ligante ativo (Solo-cimento; Solo-cal; Concreto rolado)

Com ligante asfáltico (Solo-asfalto; Macadame asfáltico; Mistura asfáltica)

A base granular não tem coesão, praticamente não resistindo a esforços de tração, diluindo as tensões de compressão principalmente devido a sua espessura.

A base cimentada dilui as tensões de compressão também devido a sua rigidez, que provoca o aparecimento de uma tensão de tração em sua face inferior.

2.1.2-Imprimação

Aplicação de asfalto diluído (CM 30 ou CM 70) de baixa viscosidade sobre a superfície de uma base absorvente, objetivando:

- garantir uma certa coesão superficial;
- impermeabilizar;
- estabelecer a ligação entre a camada subjacente ao revestimento asfáltico.

O uso dos asfaltos diluídos tipo CM-30 é indicado para superfícies com textura fechada e o tipo CM-70 para superfícies com textura aberta.

Antes de executar a imprimação, a camada subjacente deve estar regularizada, compactada e isenta de material sólido. A taxa normalmente aplicada de asfalto diluído varia de 0,9 a 1,4 l/m². O tempo de cura é geralmente de 48 horas. A penetração do ligante deve ser de 0,5 a 1,0 cm.

2.1.3 – Revestimento

Rígido

- O concreto de cimento portland (ou simplesmente concreto) é constituído por uma mistura de cimento portland + areia + agregado graúdo + água;
- Paralelepípedos rejuntados;

Flexível

Revestimentos constituídos por associação de agregados e materiais betuminosos. Esta associação pode ser feita de duas maneiras: penetração ou mistura.

a) Penetração

- Invertida: executados através de uma ou mais aplicações de material betuminoso seguida(s) de idêntico número de operações de espalhamento e compressão de camadas de agregados com granulometrias apropriadas. Pode ser simples (capa selante), duplo ou triplo conforme o número de camadas.

- Direta: executado através do espalhamento e compactação de camadas de agregados com granulometria apropriada. Cada camada, após compressão é submetida a uma aplicação de material betuminoso. A última camada recebe, ainda, uma aplicação de agregado miúdo. O revestimento típico obtido por penetração direta é o chamado Macadame Betuminoso. Consiste em duas aplicações alternadas por camadas de material asfáltico sobre agregados de tamanho e quantidade especificados.

b) Mistura

O agregado é pré-envolvido com o material betuminoso, antes da compressão. Quando o pré-envolvimento é feito na usina denomina-se pré-misturado propriamente dito. Quando o pré-envolvimento é feito na pista denomina-se pré-misturado na pista.

- Pré-misturado à frio - quando os agregados (um ou mais) e ligantes utilizados permitem que o espalhamento seja feito à temperatura ambiente (embora a mistura tenha sido feita à quente). O ligante é emulsão asfáltica ou asfalto diluído.

- Areia-asfalto à frio - asfalto diluído ou emulsão asfáltica e agregado miúdo com a presença ou não de material de enchimento. Espalhado e comprimido à frio.

- Pré-misturado à quente - quando o ligante e o agregado são misturados e espalhados ainda quentes. O ligante é o cimento asfáltico. A espessura da camada varia de 3 a 10 cm.

- Areia-asfalto à quente - agregado miúdo e cimento asfáltico com presença ou não de material de enchimento. Espalhado e comprimido à quente. Espessura não deve ultrapassar 5 cm.

- Concreto asfáltico (CBUQ) - mistura à quente, em usina, de agregado mineral graduado, material de enchimento e cimento asfáltico, espalhado e comprimido à quente.

2.2 - Comportamento Resiliênte dos Solos

Adotando-se uma abordagem mecanística ou mecanística-empírica em projetos rodoviários, é essencial o uso de termos como resiliência, módulo de resiliência e ensaios triaxiais dinâmicos realizados com um dos objetivos de definir equações que expressem o valor deste módulo de acordo com as tensões atuantes. O Módulo de Resiliência de solos e materiais de pavimentação para base e sub-base é definido como a relação entre a tensão pulsante aplicada no ensaio triaxial (tensão desvio) e a sua correspondente deformação axial recuperável.

A medida dos deslocamentos verticais sofridos por um pavimento sujeito à ação de cargas transientes originadas pela passagem de rodas de veículos em sua superfície foi realizada de forma pioneira por Porter e Barton no órgão rodoviário do estado norte americano da Califórnia, em 1938, através da instalação de sensores mecanoelétricos dentro dos pavimentos. A esses deslocamentos, que mostravam-se reversíveis, deu-se o nome de deflexão (MEDINA, 1997).

Em 1951, Francis Hveem realizou o primeiro estudo sistemático para determinar a deformabilidade de pavimentos, estabelecendo valores máximos admissíveis de deflexões para a vida de fadiga satisfatória de diferentes tipos de pavimentos. Hveem relacionou o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes dos pavimentos. O termo resiliente foi usado por Hveem em lugar de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que as que ocorrem nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro - concreto, aço, etc (MEDINA, 1997).

Hveem havia desenvolvido, em 1946, uma primeira versão de um equipamento capaz de medir em laboratório o efeito da aplicação de cargas repetidas em corpos de prova de materiais de pavimentação, o qual foi denominado “resiliômetro”. As cargas repetidas, aplicadas axialmente, com intensidade e frequência variáveis, simulam o efeito das cargas das rodas dos veículos em trânsito. Na Universidade da Califórnia, na década de 50, Seed e Fead desenvolveram um equipamento triaxial dinâmico, de cargas repetidas, visando a determinação do módulo de resiliência para fins rodoviários e que serviu de base para os modelos utilizados atualmente (CHAVES, 2000).

No Brasil, a metodologia de dimensionamento de pavimentos usualmente empregada caracteriza-se por focar a capacidade de suporte dos pavimentos em termos de ruptura plástica sob carregamento estático, retratada através do ensaio de CBR. A observação constante de que boa parte da malha rodoviária de pavimentos flexíveis vem apresentando fadiga gerada pela contínua solitação dinâmica do tráfego atuante, contribuiu e ainda contribui para a introdução, no país, de estudos da resiliência dos materiais de pavimentação.

A primeira tentativa de agrupar os solos brasileiros segundo suas características resilientes foi apresentada em 1980 por Medina e Preussler (MEDINA, 1997). A Classificação Resiliente, adotada pelo DNER em seu Manual de Pavimentação de 1996, foi desenvolvida por Pinto e Preussler, sob a orientação de Medina, a fim de qualificar os solos quanto ao seu comportamento mecânico em termos de deformabilidade elástica (DNER, 1996).

Uma tentativa também constante do Manual de Pavimentação do DNER (DNER, 1996) baseia-se em uma possível relação entre MR e CBR, tendo como parâmetro delimitador a relação entre CBR e a percentagem total de argila.

FERREIRA (2002) lista várias tentativas de previsão de valores de módulos de resiliência que se seguiram às já citadas, a saber: a simplificação da proposta original de HEUKELON & KLOMP (1962) que relaciona diretamente o MR com o CBR; a obtida por MEDINA & PREUSSLER (1980) para solos argilosos com CBR inferior a 20% e utilizando tensão desvio extremamente elevada; a apresentada por Visser, Queiroz e Hudson, pesquisando possíveis correlações entre MR e os limites de Atterberg; as correlações apresentadas por MOTTA et. al. (1985) que contemplam a análise elástico não linear.

Modernas técnicas de modelagem de dados visando melhor entender fenômenos complexos, dependentes de muitas variáveis, assim como a tentativa de estimar uma variável dependente em função de outras de mais fácil obtenção, tem levado ao desenvolvimento de várias técnicas de análise. Uma das mais recentes, a técnica de Redes Neurais Artificiais (RNAs) foi aplicada na elaboração e análise de toda a base de dados dos ensaios triaxiais dinâmicos realizados na COPPE/UFRJ por FERREIRA (2002).

2.2.1- Módulo de Resiliência

Como dito anteriormente o módulo resiliente dos solos é definido como a relação entre a tensão-desvio aplicada axial e ciclicamente em um corpo de prova e a correspondente deformação específica vertical recuperável conforme a equação seguinte:

$$MR = \sigma_d / \varepsilon_r \quad (2.1)$$

Sendo:

σ_d = tensão desvio aplicada repetidamente ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$)

ε_r = deformação específica axial resiliente

Dispondo-se de equipamento triaxial dinâmico, como mostra a Figura 2.1, o módulo resiliente pode ser determinado de acordo com “Procedimentos para Execução de Ensaios com Carregamento Repetido” (DNER-131/94).



Figura 2.1: Equipamento de ensaio de resiliencia, (LEP, 2007)

Nesta determinação, a deformação total do corpo de prova ensaiado tem uma componente resiliente (recuperável) e outra permanente (irrecuperável) ou plástica. É a deformabilidade “elástica” ou resiliente que condiciona a vida de fadiga das camadas superficiais mais rijas dos pavimentos sujeitas a flexões sucessivas. Não sendo os solos e britas materiais elásticos lineares, os módulos resilientes dos solos dependem do estado de tensões atuante. O que se procura determinar nos ensaios triaxiais é a relação experimental que descreve o comportamento dos módulos de resiliência em função da tensão de confinamento e da tensão desvio (MEDINA, 1997).

Na falta do equipamento triaxial dinâmico, os valores de módulo de resiliência podem ser estimados indiretamente, para fins classificatórios, via parâmetros como granulometria, plasticidade e CBR. Segundo VERTAMATTI (1988) “esta Segunda condição é menos criteriosa que a primeira, por estimar uma propriedade de interesse geotécnico a partir de parâmetros clássicos que podem não refletir adequadamente as reais peculiaridades tecnológicas dos solos tropicais. Desse modo, os valores de MR devem ser obtidos diretamente, sempre que possível”.

2.3 – Avaliação Estrutural

É conhecida como avaliação estrutural de pavimentos o conjunto de procedimentos que determinam as respostas da estrutura quando sujeita às cargas do tráfego, traduzida na forma de tensão, deformações e deflexões em determinados pontos do pavimento, de forma que seja possível verificar sua capacidade de resistir aos mecanismos responsáveis pela degradação do pavimento. A partir deste diagnóstico, torna-se possível definir quais serviços serão necessários ao restabelecimento das condições admissíveis aos usuários da rodovia (RODRIGUES, 1995).

Estruturalmente, o comportamento dos pavimentos é analisado quanto aos aspectos de deformabilidade e resistência ao cisalhamento de suas camadas, os quais estão relacionados diretamente com a capacidade que tem o pavimento em suportar os efeitos deteriorantes das cargas do tráfego e das ações climáticas.

O estudo de deformabilidade e tensões nos pavimentos flexíveis são de fundamental importância à compreensão de seu comportamento, uma vez que refletem as condições reais da estrutura do pavimento.

Sendo assim, pode-se dizer que a ação das cargas de tráfego sobre os pavimentos flexíveis e semi-rígidos provoca deformações dos tipos permanentes e recuperáveis. As deformações permanentes são aquelas que permanecem mesmo após cessar o efeito da atuação da carga, ou seja, tem caráter residual. São exemplos de deformações permanentes aquelas geradas nas trilhas de roda pela consolidação adicional pelo tráfego, bem como as rupturas de natureza plástica.

As deformações ou deflexões recuperáveis representam um indicativo do comportamento elástico da estrutura, deixando de existir alguns momentos após a retirada da carga. As deflexões recuperáveis provocam o arqueamento das camadas do pavimento, e segundo PINTO & PREUSSLER (2002) a sua repetição é a responsável pelo fenômeno de fadiga das camadas betuminosas e cimentadas.

Em um projeto de dimensionamento de pavimentos deve-se analisar considerando o estado de tensões e de deformações atuantes, compatibilizando-os com as admissíveis ou existentes, para um período de projeto e condição de serventia, para que atenda todas as

limitações de tensões que possam provocar ruptura por cisalhamento, deformações permanentes e deformações recuperáveis ou elásticas.

Basicamente, segundo HAAS et. al. (1994), os métodos de avaliação estrutural de pavimentos são classificados em ensaios destrutivos e ensaios não-destrutivos.

Os ensaios destrutivos são aqueles onde são removidas amostras das camadas do pavimento para determinação, em laboratório, das suas características *in situ*. Segundo VILLELA & MARCON (2001), além da amostragem destes materiais, são verificadas nos furos de sondagem:

1. As espessuras das camadas;
2. As condições dos materiais;
3. As eventuais deformações das camadas;
4. Os tipos de materiais; e
5. As condições de umidade.

São realizados por meio de sondagens, onde são abertos poços, com o auxílio de ferramentas como pá e picareta ou extrado rotativo, situados nos bordos do revestimento do pavimento (GONTIJO et. al., 1994). As sondagens objetivam o conhecimento das características geotécnicas das camadas do pavimento e subleito, permitindo a determinação das espessuras de cada camada do pavimento (SANTOS & MOREIRA, 1987).

Este tipo de avaliação destrutiva apresenta como desvantagens principais os seguintes fatores:

1. Dificuldades de reprodução do estado de tensões e condições ambientais;
2. Tempo demandado nesta atividade e retenção do tráfego.

Os ensaios não destrutivos possibilitam a avaliação das condições do pavimento sem danificá-los. Para isto são usados equipamentos para a medição das bacias deflectométricas. A viga Benkelman é o aparelho mais divulgado para este fim, porém o desenvolvimento de equipamentos mais sofisticados proporciona a estas avaliações:

1. Aumentar a acurácia das medidas;
2. Aumentar a produtividade em termos de número de ensaios por dia de trabalho;
3. Simular, de forma mais real possível, as condições de carregamento do tráfego;
4. Reduzir os custos dos ensaios; e

5. Obter, de forma simples, dados da análise estrutural dos pavimentos.

Geralmente, a avaliação estrutural de pavimentos é feita através de ensaios não destrutivos, por oferecer maior rapidez, segurança e acurácia na obtenção dos resultados (CARDOSO, 1995). Os ensaios não destrutivos têm como objetivo representar o comportamento do pavimento quando submetido a carregamentos cíclicos.

2.3.1 – Ensaios Destrutivos

Ensaios de laboratório têm sido desenvolvidos para estudar os materiais de pavimentação sob condições de carregamento similares aquelas de campo, permitindo determinar o módulo de elasticidade ou resiliente sob diferentes condições de umidade, densidade, tensão confinante, tensão desvio, frequência do carregamento, duração e repetição do carregamento. Neste tópico serão descritos alguns ensaios de laboratório que podem ser realizados para avaliar as propriedades mecânicas de pavimentos.

2.3.1.1 - Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) foi desenvolvido por Lobo Carneiro e Barcellos no Brasil, para determinação da resistência à tração de corpos de prova de concreto-cimento, por solicitações estáticas. É um ensaio de ruptura, onde o corpo de prova é posicionado horizontalmente e a carga é aplicada progressivamente, com uma velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s.

O investigador Schmidt da Chevron, Califórnia, introduziu esse ensaio para as misturas betuminosas sob carregamento repetido. A carga é aplicada por compressão diametral em amostras cilíndricas tipo Marshall, induzindo um estado de compressão na direção vertical e de tração na horizontal (PINTO & PREUSSLER, 2002).

As misturas asfálticas devem possuir flexibilidade suficiente para suportar as solicitações do tráfego e resistência à tração adequada para evitar rupturas precoces.

O ensaio de compressão diametral serve para o estudo de fadiga de misturas asfálticas. Aplicam-se vários níveis de tensão calculada com uma porcentagem em relação à de ruptura estática. Esta é determinada previamente em corpos-de-prova semelhante aos que são utilizados nos ensaios de fadiga. Determina-se o número de aplicações de carga até

o trincamento e ruptura num plano vertical. A temperatura de ensaio deve ser controlada mediante a utilização de uma câmara termo-regulável (MEDINA, 1997).

O procedimento de ensaio para determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT), baseado no DNER ME 138/94 esta resumido a seguir:

- Fazer quatro ou mais medições de altura do corpo de prova com paquímetro em diâmetros ortogonais e tomar a média;
- Fazer três medições do diâmetro em três posições da altura e tomar a média;
- Deixar o corpo de prova na câmara de aquecimento ou sistema de refrigeração por um período de 2 horas, de modo a se obter a temperatura específica (25, 30, 45 ou 60°C);
- Coloca-se o corpo de prova na posição horizontal sobre o prato inferior da prensa, recomenda-se interpor dois frisos metálicos curvos ao longo das geratrizes de apoio superior e inferior;
- Ajustar os pratos da prensa dando ligeira compressão que segure o corpo de prova em posição;
- Aplica-se a carga progressivamente, à razão de 0,8mm/s \pm 0,1mm/s, até que se dê a ruptura com a separação das duas metades do corpo de prova, segundo o plano diametral vertical. Anota-se a carga de ruptura; e
- Calcula-se a resistência à tração indireta pela equação 2.2:

$$\sigma_{IR} = \frac{2F}{\pi dh} \quad (2.2)$$

sendo:

σ_{IR} é a resistência a tração indireta (kgf/cm²),

F é a carga de ruptura (kgf),

d é o diâmetro do corpo de prova (cm) e

h é a altura do corpo de prova (cm).

2.3.1.2 - Ensaio de Módulo de Resiliência em Misturas Asfálticas

Os ensaios de carga repetida em que a força aplicada atua sempre no mesmo sentido de compressão, de zero a um máximo e depois diminui até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso (fração de segundo), procuram reproduzir as condições de campo. A amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões de deformações produzidas. A frequência espelha o fluxo (ou volume) de veículos (MEDINA, 1997).

O ensaio para a determinação do módulo de resiliência, ensaio de tração indireta com carregamento repetido, simula o comportamento mecânico da mistura asfáltica, na zona onde ocorrem as deformações específicas de tração, responsáveis pela fadiga da camada.

Os materiais que constituem a estrutura de um pavimento quando submetidos a carregamentos dinâmicos, de curta duração e sob tensões muito abaixo de sua plastificação, apresentam comportamento aproximadamente elástico, não necessariamente linear. O tráfego condiciona o conjunto pavimento-fundação de modo semelhante. O módulo de elasticidade determinado através de ensaios laboratoriais, com equipamentos que simulem as condições de campo, denomina-se módulo de resiliência (PINTO & PREUSSLER, 1980).

O ensaio para determinação do módulo de resiliência é realizado em um equipamento composto por uma prensa, sistema pneumático com controle do tempo e frequência de aplicação da carga, sistema de aplicação da carga, sistema de medição do deslocamento diametral horizontal do corpo de prova quando submetido à carga e sistema de controle de temperatura, ver Figura 2.2.

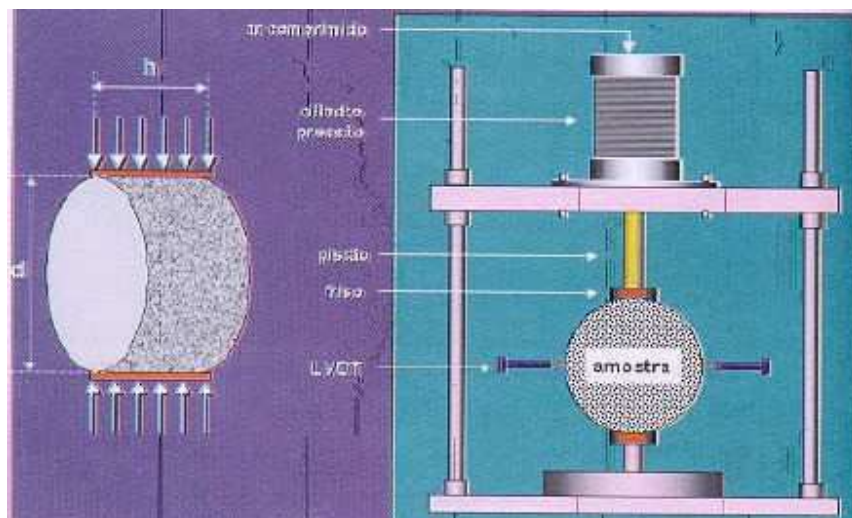


Figura 2.2: Equipamento triaxial dinâmico de compressão axial(Pinto e Preussler,2002)

O procedimento de ensaio para determinação do Módulo de Resiliência, baseado no DNER ME 133/94, esta resumido a seguir:

- Prender o quadro suporte por meio de garras nas faces externas do corpo de prova cilíndrico que se encontra apoiado horizontalmente segundo uma diretriz;
- Posicionar o corpo de prova na base da prensa, apoiando o mesmo no friso côncavo inferior;
- Assentar o pistão de carga com o friso superior em contato com o corpo de prova diametralmente oposto ao friso inferior;
- Fixar, ajustar e calibrar dois medidores eletromecânicos tipo LVDT (Linear Variable Differential Transducer) que são transdutores de variáveis diferenciais lineares, de modo a obter registros na aquisição dos dados;
- Aplicar uma carga F que produza uma tensão à tração σ_t que seja até 30% da resistência da tração estática da mistura;
- A frequência de aplicação das cargas é de 1Hz (60 ciclos por minuto) com tempo de carregamento de 0,1 segundo e 0,9 segundo de descarregamento; e
- Registram-se os deslocamentos horizontais durante a aplicação da carga F .

Segundo SOUZA (1997) o tempo de aplicação de carga simula a velocidade de translação dos eixos dos veículos no campo enquanto a frequência reproduz o número de

eixos que passam em determinada seção de rodovia. De acordo com a própria concepção do ensaio de módulo, este está intimamente relacionado às velocidades do tráfego.

2.3.1.3 - Ensaio de Compressão Axial Dinâmico (“Creep” Dinâmico) e Simuladores de Tráfego

Apesar de não ter sido utilizado no presente trabalho é válido comentar á respeito do ensaio de Creep. Este ensaio tem como objetivo analisar as deformações visco-plásticas de misturas asfálticas, proporcionando uma análise comparativa em termos de resistência mecânica à deformação permanente para diferentes misturas asfálticas.

Existem três tendências de modelos para previsão de desempenho de misturas asfálticas quanto à formação de deformação permanente: modelos a partir de ensaios de comportamento reológico tipo "creep" dinâmico; modelos desenvolvidos a partir de resultados obtidos com equipamentos simuladores de tráfego; e correlações entre o tráfego e o afundamento na trilha de roda. Prepondera a utilização dos dois primeiros, uma vez que as correlações de campo são limitadas às condições de similaridade da comparação. Quanto aos outros dois tipos, não há ainda uma tendência definida pela comunidade técnica (MERIGHI & SUZUKI, 2000).

O ensaio de compressão axial dinâmica consiste na aplicação de pulsos de carga ao corpo de prova, a uma determinada frequência, com um tempo de aplicação de carga definido. Este ensaio permite a recuperação da deformação após remoção do carregamento imposto ao corpo de prova, representando as cargas de tráfego.

O ensaio de compressão axial pode ser realizado de forma estática ou dinâmica. Segundo MOTTA et al. (1996) há uma tendência mundial no sentido de se recomendar mais fortemente o uso dos ensaios dinâmicos que o uso dos estáticos, também na avaliação das deformações permanentes, pois melhor se comparam aos resultados de campo.

Resumidamente, tem-se a seguir o procedimento para o Ensaio de Compressão Axial Dinâmico:

- Prender os quadros suporte superior e inferior por meio de garras na face cilíndrica do corpo de prova que se encontra apoiado horizontalmente;
- Posicionar o corpo de prova na base da prensa;

- Assentar o pistão de carga com a placa superior em contato com o corpo de prova diametralmente oposto à base;
- Fixar, ajustar e calibrar os medidores eletromecânicos tipo LVDT (Linear Variable Differential Transducer) de modo a obter registros na aquisição dos dados;
- Aplicar uma carga F que induza tensão de compressão axial, tensão essa de 0,1MPa (1,0kgf/cm²);
- A frequência de aplicação das cargas é de 1Hz (60 ciclos por minuto) com tempo de carregamento de 0,1 segundo e 0,9 segundo de descarregamento. O tempo total de duração do ensaio é de 1 hora (3600 ciclos de carregamento); e
- Registram-se os deslocamentos verticais durante a aplicação da carga F.

A deformação permanente absoluta é lida diretamente pelo LVDT. A deformação permanente específica ou relativa é obtida pela Equação 2.3.

$$\varepsilon_{esp} = \frac{\varepsilon_{abs}}{h_R} \quad (2.3)$$

Sendo;

ε_{esp} é a deformação permanente específica ou relativa (mm/mm);

ε_{abs} é a deformação permanente absoluta (mm); e

h_R é a altura de referência (mm).

O módulo de “Creep” dinâmico ou módulo de fluência dinâmica é calculado pela Equação 2.4.

$$E_c = \frac{\sigma_{axial}}{\varepsilon_{esp}} \quad (2.4)$$

Sendo;

E_c é o módulo de “Creep” dinâmico ou módulo de fluência dinâmica (MPa);

σ_{axial} é a tensão axial aplicada no corpo de prova (MPa); e
 ϵ_{esp} é a deformação permanente específica ou relativa (mm/mm).

2.3.1.4 - Ensaio de Fadiga

É possível dividir o comportamento estrutural dos materiais de pavimentação sob carregamento dinâmico em duas parcelas:

- a flexão repetida que leva à fadiga dos materiais e em consequência o trincamento; e
- a compressão simples repetida que leva à deformação permanente e em consequência ao afundamento de trilha de roda.

A fadiga é um processo de deterioração estrutural que sofre um material quando submetido a um estado de tensões e deformações repetidas, que podem ser muito menores que a resistência última do material, resultando em trincas, após um número suficiente de repetições do carregamento: é a perda da resistência que sofre um material quando solicitado repetidamente à flexão ou à tração (PINTO & MOTTA, 1995).

Segundo PINTO & PREUSSLER (2002) no ensaio de fadiga o material é submetido à solicitação ao qual ocorre a evolução de modo irreversível para um estágio final de ruptura ou estabilização. Com o objetivo de estimar a vida de fadiga de misturas asfálticas, dispõem-se de ensaios laboratoriais que procuram simular as condições de solicitação de uma rodovia (ensaios executados em placas ou vigas apoiadas em suporte) e os que procuram uma aproximação fundamentada (ensaios laboratoriais executados em corpos de prova cilíndricos ou prismáticos, submetidos a níveis de tensões ou deformações de modo a simular a condição de solicitação no campo).

Os equipamentos laboratoriais para ensaios de carga repetida permitem a aplicação de carregamentos cíclicos ao material sob regime de tensão constante ou controlada e de deformação constante ou controlada. A grande separação que se pode fazer entre os diferentes ensaios é quanto ao modo de solicitação.

No ensaio de tensão controlada (TC), a carga aplicada é mantida constante e as deformações resultantes aumentam no decorrer do ensaio. O ensaio de deformação controlada (DC) envolve a aplicação de cargas repetidas que produza uma deformação constante ao longo do ensaio, o que conduz a uma diminuição da carga aplicada, para

manter a deformação constante. Em ambos os ensaios há uma redução da rigidez inicial do material a um nível que pode ser pré-estabelecido, no sentido de definir o fim do ensaio (PINTO & PREUSSLER, 2002). A grande vantagem do ensaio de DC é permitir melhor observação da propagação de fissuras por fadiga.

No ensaio à tensão controlada (TC), o critério de fadiga está associado à fratura da amostra. A tensão é mantida constante ao longo do ensaio e as deformações atingem um valor máximo até o estágio de colapso do corpo de prova. A vida de fadiga (N) é definida como o número total de aplicações de uma carga necessária à fratura completa da amostra (PINTO & PREUSSLER, 2002).

Já no ensaio à deformação controlada (DC) o critério de fadiga não está condicionado à ruptura completa do corpo de prova, pois para que a deformação seja mantida constante ao longo do ensaio, é necessário que haja uma diminuição no carregamento aplicado. A vida de fadiga neste caso será o número de repetições da carga capaz de reduzir o desempenho ou rigidez inicial da amostra a um nível pré-estabelecido.

Segundo MEDINA (1997) a solicitação a tensão controlada (TC) é a que ocorre em pavimentos de revestimento asfáltico muito mais rígido do que a camada de base e que ao resistirem às cargas determinam a magnitude das deformações. A solicitação a deformação controlada (DC) corresponde melhor a pavimentos de revestimento delgado e fraco em relação à base; embora adicionando alguma resistência, o revestimento tem sua deformação controlada pela das camadas subjacentes. Logo o comportamento à tensão ou deformação controlada dependerá tanto da espessura e do módulo de rigidez do revestimento, como do módulo da estrutura subjacente.

Como dito anteriormente, o ensaio para a caracterização da fadiga submete uma amostra do material a uma aplicação de carga repetida até a sua ruptura. A ruptura pode ser definida por vários critérios. A curva que representa o número de aplicações de carga até a ruptura com a amplitude da carga aplicada é conhecida como a curva de Wöhler, pesquisador que realizou os primeiros estudos fundamentais da fadiga de metais em laboratório, e é caracterizada por relações do tipo (MONISMITH & BROWN, 1999; BENEDETTO et al., 1997; LOUREIRO, 2000):

$$N_f = K_1 \cdot \sigma^{n_1} \quad (2.5)$$

$$N_f = K_2 \cdot \varepsilon^{n_2} \quad (2.6)$$

Sendo;

N_f = número de aplicações de carga até a ruptura;

σ = tensão de tração repetida atuante;

ε = deformação de tração repetida;

k_1, k_2 = constantes de regressão; e

n_1, n_2 = constantes negativas de regressão.

Segundo MEDINA (1997) e INSTITUTO DE ASFALTO (2002), teores de betume crescentes melhoram a vida de fadiga e o desgaste superficial, porém deve-se observar um teor adequado também sob o aspecto da deformação permanente que, ao contrário aumenta com o teor de betume. Misturas asfálticas densamente graduadas apresentam resistência à fadiga maior do que a das misturas de graduação aberta; agregados bem graduados permitem teores maiores de asfalto sem causar exsudação no pavimento compactado.

É clara a importância que tem a temperatura na vida de fadiga da mistura asfáltica. Um aumento de temperatura reflete-se de dois modos na vida de fadiga: diminui MR, vale dizer, para uma força aplicada, a deformação específica à tração aumenta, ao mesmo tempo diminui a resistência à tração e a razão da tensão atuante sobre a resistência aumenta (MEDINA, 1997).

O procedimento para o Ensaio de Fadiga à tensão controlada (TC) esta resumido a seguir:

- Posicionar o corpo de prova na base da prensa, apoiando o mesmo no friso côncavo inferior;
- Assentar o pistão de carga com o friso superior em contato com o corpo de prova diametralmente oposto ao friso inferior;

- Aplicar uma carga F que induza tensões de trações horizontais aproximadamente entre 10 e 50% da tensão à tração σ_{IR} previamente determinada; e
- A frequência de aplicação das cargas é de 1 Hz (60 ciclos por minuto) com tempo de carregamento de 0,1 segundo e 0,9 segundos de descarregamento;

2.3.2 - Ensaio Não Destutivos

A avaliação estrutural por ensaios não destrutivos (NDT) consiste na realização de provas de carga “*insitu*” para a medida de parâmetros de resposta da estrutura às cargas de roda em movimento. As respostas medidas são as deflexões (deslocamentos verticais de superfície) cuja medida é obtida de maneira simples e confiável, razão pela qual a totalidade dos equipamentos utilizados para a realização de ensaios não destrutivos são deflectômetros (GONÇALVES, 1999).

Os ensaios NDT provocam menores interrupções no tráfego, fornecendo assim maior flexibilidade para a avaliação quantitativa da condição do pavimento em qualquer estágio de sua vida de serviço e possibilita o retorno no mesmo ponto a cada avaliação.

Dentre as principais vantagens da utilização deste ensaio pode-se citar (MACÊDO, 1996):

- Determinação dos módulos das camadas do pavimento, que possibilitam realizar melhor julgamento acerca da integridade estrutural das camadas de um pavimento;
- Formação de uma base de dados para os métodos mecânicos de projeto de reforço estrutural do pavimento;
- Formação de uma base de dados para a utilização em Sistemas de Gerência de Pavimentos; e
- Mede-se a resposta real do pavimento ao carregamento aplicado, sem submeter os materiais aos distúrbios causados pela retirada de amostras.

As principais ferramentas de avaliação estrutural não destrutivas utilizadas podem ser classificadas conforme o tipo de solicitação imposta ao pavimento. São agrupados em quatro categorias: Solicitações Estáticas (Viga Benkelman, Ensaio de Placa, Viga Benkelman Automatizada, Curvímetro); Solicitações por Vibração (Dynalect, Road Rater); Solicitações por Impulso (FWD); e Solicitações Diversas (FHWA) (HAAS, et al., 1994).

- **Viga Benkelman:** Foi o equipamento utilizado durante esta pesquisa pertencente ao DER-PB. Criada por Benkelman durante os estudos realizados na pista experimental da WASHO, sua concepção fácil e econômica permitiu que este equipamento se difundisse por todo o mundo. Sua constituição básica compreende uma viga horizontal apoiada sobre três pés, sendo um traseiro e dois dianteiros. Um braço de prova é rotulado na parte frontal da viga de referência fixa, tendo a sua porção maior posicionada adiante da viga, e a menor sob ela. A ponta do braço de prova deve tocar o pavimento no ponto a ser ensaiado, enquanto a outra extremidade aciona um extensômetro, solidário à viga, sensível a 0,01mm.

O procedimento de ensaio com a viga Benkelman, normatizado pelo DNER-ME 24/94, é descrito resumidamente a seguir (DNER, 1998). A carga de prova utilizada é a roda dupla traseira de um caminhão basculante. No Brasil, as deflexões Benkelman são tomadas sob carga de eixo de 8,2tf, ou carga de roda dupla de 4,1tf. Instalada a ponta de prova no centro de carga da roda dupla, faz-se uma leitura inicial L_0 no extensômetro. Quando o caminhão se afasta a mais de 10m do ponto de ensaio e é decorrido espaço de tempo suficiente para o pavimento recuperar a sua condição original, faz-se a segunda leitura L_f .

A deflexão máxima d é obtida pela Equação 2.7:

$$d = (L_0 - L_f)F \quad (2.7)$$

Sendo F a constante da viga, definida como a razão dos comprimentos dos braços maior e menor.

Para determinar uma deformada completa, há necessidade de afastar o caminhão de prova a pequenos intervalos, fazendo uma série de leituras intermediárias a cada parada do veículo, até o limite de 3m. Cada deflexão intermediária (d_i) será calculada com o mesmo procedimento da deflexão máxima, em função da leitura no ponto considerado (L_i), da leitura final (L_f) e da constante da viga:

$$d_i = (L_i - L_f)F \quad (2.8)$$

Calculadas todas as deflexões é possível desenhar a semibacia deflectométrica e proceder a análise das deformadas levantadas.

A determinação do raio de curvatura da bacia de deformação, no ponto de maior curvatura, é obtido fazendo-se uma parábola de segundo grau passar pelo ponto com maior curvatura e pelo ponto da deformada localizada a 25 cm a partir dele. O raio de curvatura é definido como (ARANOVICH, 1985):

$$RC = \left(\frac{1 + y''}{y''} \right)^{1,5} \quad (2.9)$$

$y = ax^2$; $y' = 2ax$ e $y'' = 2a$ (equação da parábola e suas derivadas)

$$\frac{d_0 - d_{25}}{10^5} = 0.25^2 a \quad (2.10)$$

$$\frac{d_0 - d_{25}}{0.25^2 \times 10^5} = a \quad (2.11)$$

Substituindo-se os valores de “a” encontrado na equação 2.11 na equação 2.9 e fazendo-se $x=0$, obtém-se:

$$RC = \frac{6250}{2(d_0 - d_{25})} \quad (2.12)$$

Onde:

RC é o raio de curvatura em metros

d_0 é a deflexão máxima em centésimo de milímetro

d_{25} é a deflexão no ponto a 0,25 m em centésimo de milímetro

Em alguns métodos de projeto de reforço utiliza-se o raio de curvatura como parâmetro definidor do tipo de manutenção necessária para o pavimento.

- **Viga Benkelman Automatizada:** Este equipamento utiliza o mesmo mecanismo da tradicional Viga Benkelman, porém, possui dispositivo eletrônico que permite a leitura automática das deflexões. A viga é posicionada de forma a registrar a máxima deflexão produzida pela carga do semi-eixo enquanto o veículo se desloca. Este tipo de equipamento possibilita maior produtividade, já que o veículo pode se deslocar continuamente sem a necessidade de parar. Um dos modelos mais difundidos na Europa é o Defletógrafo LaCroix. Este equipamento permite que o veículo se desloque a 3 km/h efetuando leituras continuamente. Na França também é utilizado o Curvímetro CEBTP, que permite o deslocamento do veículo a 18 km/h e utiliza geofones que medem a aceleração vertical de um ponto sobre a superfície entre as rodas do semieixo.

A deflexão é então obtida pela integração do sinal captado pelo geofone. O veículo utiliza também uma viga eletrônica para medir as deflexões estáticas. Na Califórnia (EUA) é utilizada uma Viga Benkelman totalmente automatizada montada numa carreta de caminhão, que realiza medidas de deflexão a cada 6,22 m (20 pés) a uma velocidade de 0,80 km/h (0,50 mi/h) (HAAS, et al., 1994).

Outro tipo de avaliação estrutural na linha de simuladores de tráfego de campo situa-se o veículo chamado *Heavy Vehicle Simulator - HVS*; Este veículo foi desenvolvido na África do Sul e é uma espécie de simulador móvel que permite a avaliação em grande escala de trechos de rodovias em qualquer lugar que se queira. O veículo tem uma série de aparelhos de medições como defletômetros e extensômetros que permitem a medida de deflexão e irregularidade superficial automático em qualquer trecho de rodovia que se queira avaliar, sem a necessidade de deslocamento de várias equipes (HARVEY, et al, 2000).

Muitos pesquisadores têm tentado determinar, através de análises estatísticas, uma correlação entre os diversos equipamentos de avaliação não destrutiva de pavimentos. Porém, estas correlações quando encontradas servem apenas para os locais de onde foram coletados os dados, entre estes autores pode-se citar PINTO (1991) que apresenta uma correlação entre a viga Benkelman e o FWD, mas o próprio autor complementa que tal correlação só é aplicável àquelas condições estudadas e para a qual foi determinada a correlação, pois estas podem não ser verdadeiras em pavimentos com características distintas. HOFFMAN & THOMPSON (1982), num estudo cooperativo entre a

Universidade de Illinois e o Departamento de Transportes de Illinois (IDOT) denominado de IHR-508, tentaram identificar correlação entre Road Rater, Viga Benkelman e FWD. A conclusão obtida foi de que as deflexões medidas com o FWD e o *Road Rater* se correlacionam, porém foram estatisticamente diferentes em relação a viga Benkelman para todos os pavimentos testados. ROCHA & RODRIGUES (1996) dizem que a derivação de uma correlação entre as deflexões medidas com viga Benkelman e FWD é difícil uma vez que as leituras são influenciadas por “n” fatores operacionais e ambientais e são dependentes das condições de aplicação do carregamento.

2.3.3. - A Retroanálise para Obtenção de Módulos Resilientes

Os métodos usuais de dimensionamento de pavimentos foram desenvolvidos de forma empírica, tendo como principal desvantagem a limitação do seu uso, podendo ser utilizados só em casos similares ao do seu desenvolvimento. Com o surgimento dos programas computacionais, o dimensionamento passou a ser baseado na teoria da elasticidade, onde os principais parâmetros necessários ao cálculo são o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson (MEDINA, 1997).

O módulo de resiliência, que define a relação entre as tensões e as deformações nas camadas do pavimento, pode ser determinado de duas formas:

1. Em laboratório, através do ensaio triaxial dinâmico (solos) e de compressão diametral (misturas asfálticas, materiais cimentados); e
2. Analiticamente, através da retroanálise dos módulos de resiliência a partir das bacias deflectométricas obtidas sob a superfície do pavimento.

O coeficiente de Poisson define a relação entre as deformações específicas radiais (horizontais) e axiais (verticais) dos materiais. Sua influência nos valores das tensões e deformações calculadas é pequena, salvo no caso das deformações radiais, as quais lhe são proporcionais. Na maioria das vezes este valor é adotado para cada material quando são usados programas de cálculo de tensões e deformações em pavimentos.

Segundo MAINA et. al. (2002), na maioria dos casos de retroanálise são adotados a espessura e o coeficiente de Poisson para cada camada.

A retroanálise é um processo que permite a obtenção dos módulos de resiliência das camadas do pavimento e subleito. Esta determinação é feita a partir das bacias

deflectométricas que o pavimento apresenta quando submetido ao carregamento externo, que é simulado através de ensaios não-destrutivos, podendo utilizar equipamentos como a viga Benkelman, universalmente divulgada ou o FWD, instrumento mais sofisticado capaz de obter determinações mais precisas (VILLELA & MARCON, 2001).

O objetivo principal da retroanálise é fornecer as propriedades das camadas do pavimento *in situ*, dados estes que são utilizados na manutenção e/ou restauração das características aceitáveis do pavimento (VILLELA & MARCON, 2001).

A retroanálise se baseia na interpretação do formato e magnitude do deslocamento da superfície do pavimento, conhecida como bacia deflectométrica, quando esta é submetida à ação de cargas (ALBERNAZ et. al., 1995). De forma geral, a retroanálise é realizada com os seguintes objetivos:

1. A obtenção dos módulos de resiliência dos materiais na condição em que se encontram no campo; e
2. Minimizar o número de sondagens para determinação das espessuras e coletas de amostras para determinação dos parâmetros desejados, que são de difícil reprodução em laboratório, além de serem onerosas, perigosas e demoradas.

2.3.3.1 - Métodos de retroanálise

Segundo FABRÍCIO et. al. (1994), a maioria dos métodos de retroanálise de bacias deflectométricas, em seu procedimento, converte a estrutura do pavimento real em um sistema de três camadas, são elas:

1. Subleito;
2. Camada granular única, com a mesma espessura das camadas granulares existentes (base+sub-base+reforço de subleito);
3. Camada betuminosa única, com a mesma espessura das camadas betuminosas existentes.

Uma das questões mais intrigantes nos procedimentos de retroanálise a partir de bacias de deflexão é que cada seção levantada possui suas próprias características, ou seja, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e espessuras distintas e desconhecidas. Para contornar este problema, geralmente são adotados valores de espessuras h das camadas, estimados os valores de densidade γ e coeficiente de Poisson μ , sendo calculado apenas o

módulo de resiliência. Mesmo com estas simplificações o problema continua complexo, pois estes valores são influenciados por vários fatores como: umidade, temperatura e elasticidade não-linear das camadas granulares, por exemplo. Mesmo assim, com todas as simplificações, o problema não garante uma solução fechada. Não há uma solução única, várias configurações estruturais podem resultar numa mesma bacia deflectométrica (MEDINA et. al., 1994).

Influem diretamente neste tipo de cálculo os valores adotados para espessuras das camadas e os escolhidos para módulo inicial. O critério de convergência usado também influi no resultado final do procedimento (MEDINA et. al., 1994).

Como todos os procedimentos oriundos da teoria da elasticidade aplicada aos sistemas estratificados, a retroanálise é de solução bastante complexa. Demandava-se muito tempo nos seus cálculos. Com o desenvolvimento da informática, tornou-se viável e possível a resolução dos sistemas de equação dos métodos de retroanálise. Basicamente, os métodos de retroanálise são classificados em dois grupos: iterativos e simplificados.

- Métodos iterativos

Os métodos iterativos são aqueles onde a determinação das características elásticas e geométricas das camadas do pavimento são realizadas através da comparação entre a bacia deflectométrica obtida em campo e a teórica de uma série de estruturas, até que as deflexões de campo sejam as mesmas que as obtidas para bacia teórica, ou apresente um resíduo admissível, que é definido no início do processo. Entretanto, por utilizar processos iterativos na convergência de sua solução, demandam muito tempo de processamento e, em função do número de trechos de análise, este processo pode durar horas ou até mesmo dias para ser terminado (ALBERNAZ, 1995).

Geralmente, os métodos iterativos de retroanálise são lentos, exceto os que utilizam bancos de dados; estes têm sua velocidade em função do tamanho e detalhamento do banco de dados, que deve conter todas as combinações de parâmetros elásticos e geométricos de estruturas encontradas na prática. Apesar de serem rápidos, os métodos que utilizam equações de regressão estatística não apresentam boa acurácia.

- Métodos simplificados

Métodos de retroanálise simplificados são aqueles onde a obtenção das características elásticas da estrutura do pavimento é feita através da utilização de equações, tabelas e gráficos, entre outros procedimentos simplificados oriundos da teoria da elasticidade aplicada aos meios homogêneos, isotrópicos e linearmente elásticos.

De maneira geral, consistem na conversão do pavimento real em estruturas equivalentes mais simples, de duas ou três camadas incluindo a camada de subleito. Como tratam o problema de forma simplificada, são mais rápidos do que os métodos iterativos, porém perdem em acurácia.

2.3.3.2 - Fatores que influem no processo de retroanálise

Segundo PREUSSLER et. al. (2000), existe uma gama de fatores que influem no resultado final do processo de retroanálise. Dentre eles:

1. Modelagem matemática;
2. Não consideração da elasticidade não-linear dos materiais granulares;
3. Espessuras das camadas;
4. Oxidação e deterioração das camadas asfálticas;
5. Natureza dos materiais constituintes da estrutura;
6. Presença e profundidade de camadas rígidas;
7. Ponto de aplicação e tipo de carregamento;
8. Confinamento das camadas;
9. Teor de umidade; e
10. Granulometria;

Portanto, são muitas as variáveis que influenciam no processo de retroanálise de módulos de resiliência, ainda não existindo um procedimento de retroanálise capaz de reproduzir fielmente as condições de campo, pois são feitas muitas simplificações para tornar possível tal análise.

A fim de simplificar os cálculos realizados na retroanálise de pavimentos, são admitidos que as estruturas seguem um comportamento elástico linear. Este procedimento é normalmente aplicado porque os usuários do FWD argumentam que análises mais complexas não oferecem vantagens relevantes sobre as teorias mais simples, que são

embasadas na teoria das camadas elástico-lineares. Desta forma, os dados obtidos a partir de levantamentos deflectométricos podem ser empregados no cálculo de tensões e deformações críticas sob o carregamento aplicado pelo tráfego (MEDINA et. al., 1994).

Segundo ALBERNAZ et. al. (1995), uma simplificação que proporciona maior velocidade no cálculo do problema é a consideração de que o sistema é elástico-linear.

Segundo CARDOSO (1995), ainda não há um consenso quanto à consideração da elasticidade não-linear dos materiais granulares e como usá-la de forma acurada.

Os procedimentos de retroanálise baseados no método dos elementos finitos são mais lentos que os demais, entretanto geram resultados mais acurados, além da possibilidade de tratar a elasticidade não-linear. Segundo MACÊDO (1996), este método viabiliza uma abordagem elástica não-linear porque pode considerar a variação dos módulos elásticos tanto na direção radial como na vertical.

No mercado existem vários programas utilizados para realização de retroanálise de módulos resilientes, no entanto ira-se ater apenas ao programa RETRAN5L, utilizado no presente estudo.

2.3.3.3 - Retran-5L

O programa Retran5-L foi desenvolvido pelo engenheiro Cláudio Valadão Albernaz, em 1998, a partir de seus estudos de pós-graduação na COPPE/UFRJ.

Segundo ALBERNAZ (2004) o programa Retran5-L (Retroanálise de sistemas com 5 camadas elásticas Lineares) efetua a retroanálise dos módulos elásticos dos materiais de sistemas estratificados de até 5 (cinco) camadas, considerando todos os materiais elásticos. ALBERNAZ (2004) indica que de um subtrecho homogêneo deve ser feita a retroanálise bacia por bacia, e não por meio de bacias médias representativas. O processamento do programa é baseado em banco de dados contendo milhares de estruturas teóricas similares, em termos de espessuras e de quantidade de camadas, à estrutura real em análise.

Se as espessuras e os tipos de materiais do pavimento existente forem muito heterogêneos, de modo a não possibilitar a subdivisão do trecho em segmentos com estruturas de pavimento representativas, poderá ser adotado o critério de estrutura equivalente, com duas, três, quatro e até cinco camadas, incluindo o subleito. Neste procedimento, duas ou mais camadas de materiais semelhantes podem ser associadas e

consideradas como uma única camada, para fins de retroanálise. Vários conjuntos de camadas associadas podem ser adotados, dependendo das características do pavimento existente.

Nos casos extremos de estruturas heterogêneas, as espessuras e os tipos de materiais do subleito e do pavimento existente não são levados em consideração na formação do banco de dados, sendo a retroanálise efetuada para um sistema equivalente de apenas duas camadas – base e subleito – a exemplo do procedimento inserido no programa Retran-2CL (ALBERNAZ, 1997) concebido para efetuar retroanálise simplificada de pavimentos.

A formação do banco de dados para o RETRAN5L é feita considerando-se faixas de valores modulares compatíveis com os materiais das camadas dos pavimentos e do subleito existentes, e são definidas pelo projetista ou analista. As variações dos módulos das camadas do banco de dados são baseadas em faixas de valores normalmente admitidas para os tipos de materiais que constituem o pavimento e o subleito, e procuram levar em consideração as possíveis influências das variações do grau de compactação, dos valores das espessuras executadas, dos teores de umidade e das temperaturas ambiente no comportamento elástico dos materiais.

Opcionalmente, o programa Retran5-L faz a correção automática da bacia de deformação medida, considerando uma possível localização do pé dianteiro da viga no interior da bacia de deformação.

O programa RETRAN5L pode emitir relatórios com o logotipo de empresas, órgãos públicos, universidades etc, e apresenta informações completas relativas às bacias medidas, ajustadas e teóricas (em forma gráfica ou analítica), e os seus respectivos erros de ajustamento (RMS). Apresenta, ainda, os módulos de resiliência retroanalizados, os coeficientes de Poisson adotados, as espessuras e a contribuição de cada camada do pavimento e do subleito no valor da deflexão máxima medida no ponto de aplicação da carga, fornecendo valiosas informações sobre a camada ou camadas críticas do sistema pavimento-subleito.

Para a elaboração da retroanálise, são necessários os seguintes dados:

- Listagem do levantamento das bacias de deformações (distâncias radiais e deflexões). No caso de levantamento com equipamento tipo FWD ou viga eletrônica, poderão ser utilizados os arquivos digitais do levantamento de campo;

- Configuração do carregamento do pavimento utilizado na medida das bacias de deformação (viga Benkelmann e viga eletrônica: eixo padrão de 8,2 tf ou outro; FWD: valor da carga nominal aplicada e raio da placa de contato);
- Temperatura do revestimento asfáltico durante o levantamento deflectométrico;
- Listagem dos segmentos homogêneos quanto à estrutura do pavimento (espessuras das camadas e tipos de materiais semelhantes), obtida a partir dos estudos das camadas do pavimento e do subleito, ou de relatórios memoriais de obra (“*as built*”); e
- Quando possível, informações do revestimento existente (granulometria, teor de ligante, etc), incluindo as características do ligante recuperado pelo método Abson (penetração).

2.4 - A Teoria das Camadas Elásticas para Avaliação de Pavimentos

O primeiro passo de um método analítico para avaliação do desempenho de pavimentos é a caracterização das camadas que o compõem. Com esses elementos, aí incluídos as espessuras e os módulos resilientes das diversas camadas, e as características da carga aplicada, deve-se estimar a resposta do pavimento através do cálculo das tensões e deformações geradas na estrutura para as condições gerais a que a estrutura está submetida.

A teoria da elasticidade é largamente utilizada como ferramenta para o cálculo dessas tensões e deformações.

BOUSSINESQ (1885), citado em diversas fontes, formulou o conjunto de equações para o cálculo de tensões e deformações em um meio semi infinito, linear, elástico, homogêneo e isotrópico submetido a um carregamento pontual.

BURMISTER (1943) apresentou o método para determinar tensões e deformações em sistemas de duas camadas. Baseados no trabalho de BURMISTER (1943), ACUM & FOX (1951), determinaram soluções exatas para um carregamento circular uniformemente distribuído na superfície de um sistema de três camadas.

Após o desenvolvimento dessas soluções, diversos programas de computador têm sido desenvolvidos para o cálculo de tensões e deformações em sistemas de camadas elásticas. Como exemplo destacam-se os programas desenvolvidos pela Shell, o BISTRO e BISAR; pela Chevron, o Elsym5; pelo Laboratoire Central des Ponts e Chaussées, o ALIZE

III; pela Universidade de Kentucky, o KENLAYER; por UZAN (1978), o JULEA e o FEPAVE II.

A seguir serão expostos alguns dos mais importantes sistemas computacionais para o cálculo de tensões e deformações, em especial o ELSYM5 e o FEPAV II, utilizados no presente estudo.

2.4.1 – Programas Automáticos para Cálculo de Tensões e Deformações em Pavimentos

2.4.1.1 – Kenlayer

O programa computacional KENLAYER trata da avaliação de estruturas de pavimento com camadas múltiplas. Foi desenvolvido pelo professor Yang Hsien Huang da Universidade de Kentucky na década de 1970/ 80, estando sempre em atualização, em virtude de sua constante utilização por seus alunos. Foi elaborado, pelo autor citado, em 1993, um livro texto (HUANG, 1993), onde, além de ser detalhado todo o sistema computacional em epígrafe, é apresentada a teoria de projeto e dimensionamento de pavimentos e revisadas as metodologias desenvolvidas por várias organizações, tais como a AASHTO, PCA e IA.

O presente programa se fundamenta nos modelos teóricos generalizados em 1943 por Burmister, possibilitando o cálculo de estruturas flexíveis e semi-rígidas de até 19 camadas superpostas e permitem o cálculo das tensões, deslocamentos e deformações para um sistema tridimensional de camadas elásticas. O programa fornece as tensões horizontais, verticais e de cisalhamento máximo, assim como as tensões principais em qualquer ponto do sistema. As camadas são consideradas horizontalmente infinitas, possuindo espessuras uniformes e finitas com exceção da última que possui espessura infinita. Os módulos de resiliência e coeficientes de Poisson podem ou não ser constantes, dependendo do modelo adotado no projeto. As possibilidades relativas às configurações de carregamento estabelecem como limite até 24 cargas, cuja aplicação é distribuída uniformemente sobre uma área circular na superfície do sistema.

São utilizadas as coordenadas retangulares cartesianas XYZ, sendo a parte superior do sistema o plano XY com $Z=0$, local onde são aplicadas as cargas. O eixo Z se estende

verticalmente da superfície do sistema (plano XY) para baixo. As camadas são numeradas a partir do revestimento.

O programa possibilita, ao se conhecer, entre as cargas aplicadas, dois itens entre os seguintes: (i) cargas em lb; (ii) tensão em lb/pol², e (iii) raio da área carregada em pol.

São apresentados menus com dados de entrada e de saída, permitindo uma fácil navegação até a conclusão final, ou seja, permitindo a verificação das tensões e das deformações com os valores pré-estabelecidos nos critérios.

Os dados de entrada são:

- a) Com relação às cargas: quantidade, valor, coordenadas (x, y) e pressão dos pneus;
- b) Com relação às camadas e seus materiais constituintes: quantidade, espessuras, densidades, Coeficientes de Poisson e Módulos de Elasticidade; e
- c) Com relação aos pontos de análise: coordenadas (x, y) e profundidade z.

Os dados de saída do programa se constituem, para cada ponto solicitado de análise, nos seguintes elementos ocorrentes para o carregamento considerado:

- a) Tensões normais;
- b) Tensões cisalhantes;
- c) Tensões principais atuantes;
- d) Deslocamentos normais;
- e) Deformações normais;
- f) Deformações cisalhantes; e
- g) Deformações principais.

2.4.1.2 – Elsym5

O programa computacional ELSYM5 (Elastic Layered System) permite a avaliação de estruturas de pavimento com camadas múltiplas.

O ELSYM5 foi desenvolvido segundo a formulação matemática da teoria da elasticidade desenvolvida por Burmister de meios semi-infinitos estratificados. Utiliza modelagem elástico-linear (Módulo de Resiliência constante) e o procedimento de cálculo é o do método das diferenças finitas.

O programa ELSYM5 foi desenvolvido na Universidade da Califórnia, em Berkeley, Califórnia, EUA. A linguagem científica utilizada foi o FORTRAN (Formula Translation), uma das primeiras linguagens aplicadas em programas para dimensionamento de pavimentos. Foi elaborado inicialmente, na década de 1970, para computadores de grande porte. Foi adaptado por KOPPERMAN et al (1985) para computadores pessoais.

Conforme mencionado, se fundamenta nos modelos teóricos generalizados em 1943 por Burmister, possibilitando o cálculo de estruturas flexíveis e semi-rígidas de até cinco camadas superpostas e permitem o cálculo das tensões, deslocamentos e deformações para um sistema tridimensional de camadas elásticas. O programa fornece as tensões horizontais, verticais e de cisalhamento máximo assim como as tensões principais em qualquer ponto do sistema. As camadas são consideradas horizontalmente infinitas, possuindo espessuras uniformes e finitas com exceção da última que possui espessura infinita. Os módulos de resiliência e coeficientes de Poisson são constantes. As possibilidades relativas às configurações de carregamento estabelecem como limite até dez cargas de rodas simples, cuja aplicação é distribuída uniformemente sobre uma área circular na superfície do sistema.

O programa possui três tipos de entradas principais: (1) variáveis de caracterização do material ou da camada; (2) variáveis do carregamento; e (3) informações das coordenadas do sistema (QUEIROZ,1978).

1) Variáveis de Caracterização da Camada

Cada camada do sistema é caracterizada por sua espessura, módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson. A espessura da camada inferior é deixada em branco e o programa considera uma espessura semi-infinita para esta camada. As camadas são numeradas consecutivamente de cima para baixo, começando pelo revestimento como um. As espessuras são representadas em centímetros. Os valores do módulo de elasticidade são considerados uniformes para a camada, nas duas direções horizontais, e a camada tem uma espessura constante. O coeficiente de Poisson não deverá igualar-se a um e terá uma variação entre 0,10 e 0,50, com a maior parte dos materiais na faixa de 0,20 a 0,45. O Quadro 2.1 a seguir mostra os valores do coeficiente de Poisson para vários tipos de materiais (PINTO & PREUSSLER, 2002).

Quadro 2.1: Valores do Coeficiente de Poisson, (Pinto e Preussler, 2002)

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

2) Variáveis de Carga

As cargas são caracterizadas por duas destas três entradas: carga em kgf, pressão do pneu em kgf por centímetro quadrado, raio carregado em centímetros.

Poderão ser usadas duas entradas quaisquer e o programa calculará a terceira.

Poderão ser colocadas até dez cargas idênticas no sistema, em diferentes coordenadas, por exemplo, representando a configuração das rodas de uma aeronave.

O ELSYM 5 fará a soma do efeito de todas as cargas a fim de obter os resultados nas coordenadas desejadas. Faz-se necessário um mínimo de uma carga (QUEIROZ, 1978).

3) Variáveis das Coordenadas do Sistema

O sistema tridimensional utiliza as coordenadas X e Y, em um plano horizontal, e a coordenada Z representa a profundidade no sistema de camadas. As cargas são colocadas nas coordenadas X e Y, com Z sendo zero, enquanto os pontos de interesse para os cálculos podem estar em um máximo de dez valores diferentes de Z. Todas as camadas são consideradas contínuas; assim não existe deslizamento entre as camadas. A coordenada Z é positiva verticalmente para baixo, com a origem na superfície (QUEIROZ, 1978).

O programa calcula os resultados para cada profundidade (Z) de interesse e todos os resultados para cada par de coordenadas XY de entrada. A convenção de sinais é negativa para tensões, deformações e deslocamentos de compressão; é positiva para forças de tração. O programa aceitará um máximo de 100 coordenadas de informações (10 pontos XY e 10 Z). Todas as coordenadas XYZ devem ser positivas (QUEIROZ, 1978).

Os dados de entrada do ELSYM5 são:

a) Com relação às cargas: quantidade, valor, coordenadas (x,y) e pressão dos pneus;

- b) Com relação às camadas e seus materiais constituintes: quantidade, espessuras, Coeficientes de Poisson e Módulos de Elasticidade; e
- c) Com relação aos pontos de análise: coordenadas (x,y) e profundidade z.

Os dados de saída do programa se constituem, para cada ponto solicitado de análise, nos seguintes elementos ocorrentes para o carregamento considerado:

- a) Tensões normais;
- b) Tensões cisalhantes;
- c) Tensões principais atuantes;
- d) Deslocamentos normais;
- e) Deformações normais;
- f) Deformações cisalhantes; e
- g) Deformações principais.

2.4.1.3 – Fepave II

O objetivo de qualquer dimensionamento de natureza mecânica é verificar espessuras previamente estabelecidas (função do: tráfego, dos materiais componentes das camadas e qualidade do subleito) a partir do cálculo das: tensões atuantes e deformações obtidas e sua conseqüente comparação com as condições pré-estabelecidas. Para este cálculo das tensões, vários programas estão disponíveis, neste item discute-se o Fepave II.

O programa computacional Fepave II (Finite Element Analysis of Pavement Structures) permite a avaliação de estruturas de pavimento com camadas múltiplas, segundo a formulação matemática advinda da teoria da elasticidade, direcionada para pavimentos de meios semi-infinitos e estratificados de até 12 camadas. Utiliza modelagem elástico-não linear (Módulo de Resiliência variável) e o procedimento de cálculo é o do método dos elementos finitos (meio contínuo dividido em elementos fictícios de dimensões finitas, ligados entre si por pontos nodais que se assimilam as articulações sem atrito).

O Método de Elementos Finitos possui interesse maior nos problemas de elasticidade não linear. Por esta razão foi decisivo o uso do Fepave II na análise estrutural de pavimentos flexíveis que possuem espessas camadas granulares (bases de brita graduada, solo-brita, sub-bases arenosas, etc.) em que a consideração da não linearidade é essencial (MEDINA, 1997).

A determinação do Módulo de Resiliência dependente das tensões faz-se experimentalmente em ensaios triaxiais de cargas repetidas. As camadas de pedra britada, areias e argilas arenosas, de modo geral, possuem módulos muito dependentes do estado de tensões. Mas para alguns materiais considera-se o módulo constante ou não dependente do estado de tensões: concreto betuminoso (depende da temperatura), solo-cimento, solo-cal, e alguns solos siltosos de módulos baixos e argilosos lateríticos resistentes de forte cimentação (MEDINA, 1997).

O Fepave II , da mesma forma que o ELSYM5, também foi desenvolvido na Universidade da Califórnia, em Berkeley, Califórnia, USA. E. L. Wilson desenvolveu o Fepave II em 1965, em linguagem científica FORTRAN para computadores de grande porte.

Em 1968, J. M. Duncan, C. L. Monismith e E. L. Wilson promoveram modificações na versão original de forma a permitir a geração automática de configurações de elementos finitos adequadas à análise de estruturas axissimétricas de pavimentos flexíveis, além de adaptar, através de análise não linear, módulos resilientes dependentes da temperatura e do estado de tensões atuante.

MOTTA (1991) implementou modificações no sistema de forma a permitir seu uso em microcomputadores. O Fepave II até então rodava unicamente em computadores de grande porte. A Figura 2.3 mostra o fluxograma pertinente à rotina do programa Fepave II.

Através do programa, são obtidas as tensões e as deformações ocorrentes no pavimento submetido a carregamento repetido, sendo então, em muitos casos analisados, os valores das deflexões obtidas, bastantes próximos dos valores das deflexões medidas em campo. Desta forma é que o programa apresenta resultados bastante confiáveis na interpretação do desempenho estrutural de pavimentos reais.

MOTTA (1991) adaptou o Fepave II à consideração da confiabilidade pelo tratamento probabilístico de ROSENBLUETH (1975, 1981). Trata-se de calcular a média aritmética, o desvio padrão e o coeficiente de assimetria de uma variável dependente a partir dos valores destes mesmos parâmetros das variáveis independentes aleatórias, sem ser necessário conhecer as distribuições de probabilidade. Para estudo da Confiabilidade foi desenvolvido o programa CONF2, ficando o FEPAVE II como uma sub-rotina, de modo a mexer o menos possível na sua estrutura.

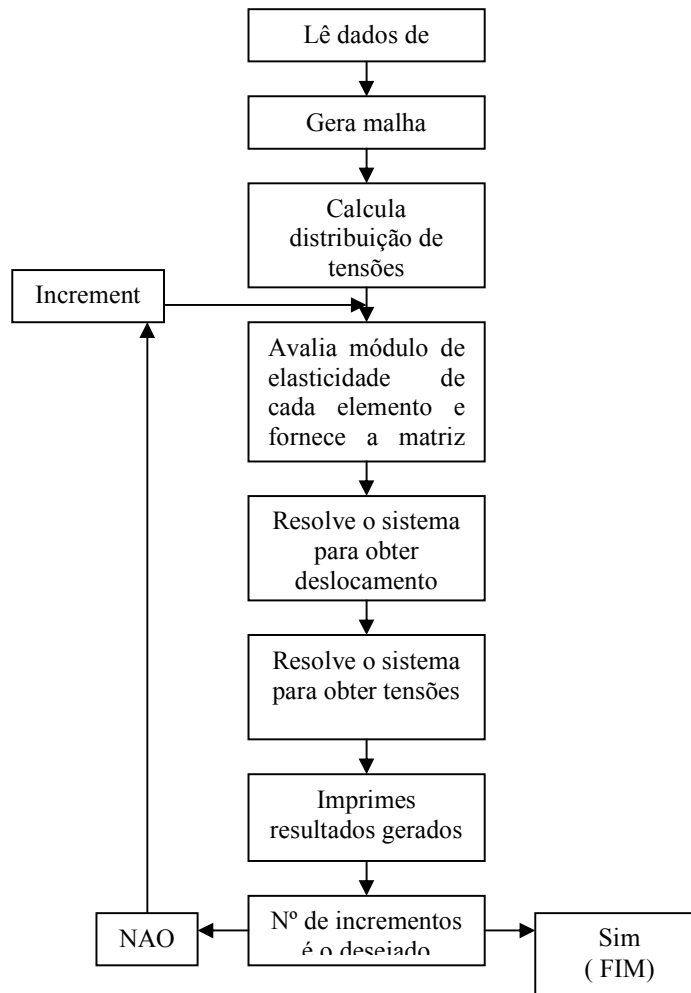


Figura 2.3 - Fluxograma do Programa FEPAVE II, Motta (1991)

3.4.1.3.1 - A Confiabilidade na Análise de Pavimentos

A confiabilidade é definida como “a probabilidade que um componente, um equipamento ou um sistema tem de desempenhar satisfatoriamente a função para a qual foi desenvolvido sob dadas circunstâncias, tais como: condições ambientais, limitações de operação, frequência de operação e manutenção, para um período de tempo especificado” (MOTTA, 1991).

A confiabilidade C está associada a probabilidade de ocorrência de falha ou ruptura em um sistema, sendo assim expressa:

$$C = P[(R - \sigma) \geq 0] \quad (2.13)$$

Sendo:

C = Confiabilidade;

P = Probabilidade;

R = Resistência oferecida pelo material à tensão σ , gerada pela carga, ambos parâmetros probabilísticos. Se $R < \sigma$, há ruptura, e
 σ = Tensão gerada pela carga.

A confiabilidade é escolhida em função do desvio padrão, da variância e da média dos valores de R e σ .

Conforme mencionado, o programa permite considerar tanto a elasticidade linear (Módulo de Resiliência constante) quanto a não linear (Módulo de Resiliência variável em função do estado de tensões). O FEPAVE II permite a análise de estruturas flexíveis com até 12 (doze) camadas de diferentes materiais, considerando-os elásticos e isotrópicos. É utilizada a técnica incremental, que divide a carga total do tráfego e aplica incrementos iguais de carga para tratar a não linearidade. Esta técnica, no que concerne ao uso das tensões gravitacionais para inferir o primeiro estado de tensões e em consequência o módulo de cada material elástico-linear, leva a valores muito menores para as deflexões, quando comparadas às medidas em campo (TRICHÊS, 1985). Sendo assim passou-se a não mais se empregar nos cálculos as tensões gravitacionais para a obtenção dos valores iniciais de módulo, passando os mesmos a serem estimados em função de valores previamente estabelecidos já embutidos no programa para cada elemento. Os valores obtidos do programa, que são comparados com os admitidos, se referem aos principais parâmetros de controle, que são: tensão vertical no subleito (em função do controle das deformações plásticas) e a tensão ou deformação à tração no revestimento (em função do controle de fadiga).

Nos conceitos de análise estrutural de outros países, a assertiva de que uma estrutura bem dimensionada apresentava módulos decrescentes com a profundidade e o subleito era a camada mais fraca, foi desmistificada pelo programa e pelos ensaios de obtenção dos parâmetros de entrada. Em função do tipo de solo brasileiro e do clima tropical, há

subleitos, reforços de subleito e sub-bases, que podem apresentar módulos resilientes superiores aos da base, (BENEVIDES, 2000).

SILVA (1995) introduziu aprimoramentos no programa, traduzidos pelo utilitário UTILFEP, que facilitou significativamente a utilização do FEPAVE II. O UTILFEP permite a entrada rápida dos dados de projeto relativos a cargas, materiais e configurações estruturais, agilizando sua utilização. A interface do programa com a criação do utilitário UTILFEP, facilitou seu uso através de 8 sub-rotinas, que permitem:

- Ler arquivos;
- Entrar dados;
- Alterar e/ ou exibir dados;
- Executar, imprimir os resultados;
- Ler os gráficos e resumos dos resultados;
- Biblioteca de valores dos coeficientes de Poisson e dos módulos resilientes; e
- Sair do programa.

O UTILFEP também fornece sugestões para valores dos parâmetros dos materiais que compõem a estrutura do pavimento, simplificando assim a inserção dos dados de entrada.

O FEPAVE II permite a troca de dados e avalia a influência dessas alterações nos novos resultados. Pode-se ter saída completa ou simplificada. Os valores obtidos, de interesse à verificação do dimensionamento, e que são impressos, são:

- Deflexão (D);
- Deformação específica de tração (ϵ_t);
- Diferença de tensões no revestimento ($\Delta\sigma$);
- Tensão vertical no subleito (σ_v); e
- Resistência à tração no revestimento (σ_r).

MOTTA & MAHLER (1982) destacam erros possíveis em análises por elementos finitos, tais como: erros nos dados de entrada, de discretização, de manipulação e de interpretação. As interpretações dos dados fornecidos, baseadas no conhecimento e no correto tratamento das questões envolvidas são fundamentais à perfeita aferição das técnicas utilizadas.

O Fepave II tem como vantagens analisar axialmente e radialmente materiais de características variáveis, podendo em função da temperatura, variar o módulo dos materiais asfálticos e também analisar o comportamento elástico-não linear das camadas granulares e coesivas, além do comportamento elástico-linear.

Este programa possui a desvantagem de admitir a aplicação de uma única carga relativa à roda simples. O caso de roda dupla pode ser simulado através de superposição de efeitos, nos pavimentos de comportamento elástico-linear, ou aproximadamente nos de comportamento elástico-não linear, *a posteriori*.

Os dados de entrada deste programa são os seguintes:

1. Com relação às cargas: pressão do pneu e raio da carga, considerada circular e uniformemente distribuída;
2. Com relação às camadas e seus materiais constituintes: quantidade, espessuras, Coeficientes de Poisson, modelo de comportamento de cada material, valores de K_i para os modelos determinados e densidade de cada material empregado; e
3. Malha de elementos finitos e restrições de fronteira e carregamento.

Os dados de saída do programa são os seguintes:

1. Deslocamentos radiais e axiais de cada nó; e
2. As tensões: radial (σ_r); vertical (σ_z); tangencial (σ_θ); cisalhante ($\tau_{rz} = \tau_{zr}$); principal maior (σ_1); principal menor (σ_3); octaédrica normal (σ_{oct}) e octaédrica cisalhante (τ_{oct}).

A modelagem da relação tensão-deformação para cada tipo de material usual em pavimentos flexíveis é possível através das equações apresentadas no Quadro 2.2, que são escolhidas em função do tipo de comportamento definido nos ensaios triaxiais dinâmicos.

No caso de materiais betuminosos a prática mais comum é adotar o módulo constante de comportamento elástico-linear embora o Fepave II também permita a adoção do modelo $MR = f(T \text{ } ^\circ\text{C})$.

Quadro 2.2 - Modelos Existentes no FEPAVE, Motta (1991)

Classe	Modelo	Comportamento
0	$M_R = f(T^\circ C)$	Elástico em função da temp.
1	$M_R = K_1 \sigma_3^{k_2}$	Granular
2	$M_R = K_3 + K_3(K_1 - \sigma_d), \text{ para } \sigma_d < K_1$ $M_R = K_3 + K_3(K_1 - \sigma_d), \text{ para } \sigma_d > K_1$	Coesivo bilinear
3	$M_R = Const.$	Elastico Linear
4	$M_R = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d), \text{ para } \sigma_d < K_1$ $M_R = K_3 + K_3(K_1 - \sigma_d), \text{ para } \sigma_d > K_1$	Combinado
5	$M_R = K_1 \theta^{k_2}$	Granular $f(\theta)$
6	$M_R = K_1 \sigma_d^{k_2}$	Coesivo $f(\sigma_d)$
7	$M_R = K_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$	Composto $f(\sigma_3 \sigma_d)$

SILVA (1995) explana que o Fepave II restringe σ_3 a valores maiores ou iguais a 0,01kgf/ cm² (aproximadamente 0,2% da tensão aplicada pelo pneu) de forma a evitar o surgimento de tensões de tração na base e materiais granulares. Para os materiais coesivos, classes 2, 4 e 6, o Fepave II restringe σ_d a valores maiores ou iguais a 0,20 kgf/ cm², evitando assim níveis muito elevados de Módulo de Resiliência e uma situação deturpada das características resilientes do material. Para o modelo 7, valem as duas limitações.

O Fepave II permite a consideração de placa rígida de carregamento, simulando a utilização do FWD (Fawlling Weight Deflectometer).

Foi introduzida a possibilidade de criação automática da malha de elementos finitos, tornando assim mais rápido o processo de cálculo de uma determinada configuração. Esta malha automática pode ser utilizada unicamente para estruturas que possuam no máximo cinco camadas. Este número cobre a maior parte das configurações correntes, compostas normalmente de revestimento em duas camadas, de base, de subbase e de subleito.

A saída simplificada só se aplica para estruturas flexíveis convencionais e que apresentem somente uma camada de revestimento. No caso da presença de duas ou mais camadas rígidas deve-se analisar a saída completa do programa.

2.5 – Desempenho de Pavimentos

2.5.1 - A Fadiga nos Pavimentos

A fadiga de uma estrutura é definida como sendo um processo que está sujeito um determinado material quando submetido a um estado de tensões e deformações repetidas ou oscilantes. Essas tensões, que têm amplitude inferior à tensão de ruptura do material, resultam no trincamento da camada do pavimento, após determinado número de aplicações de carga. Ou seja, o material perde resistência com a repetição da aplicação da carga. (PINTO & MOTTA, 1995).

O trincamento inicia em pontos críticos, onde as tensões são maiores. Com a continuação da aplicação do carregamento, as trincas se propagam por toda a espessura da camada, permitindo a passagem de água da superfície para a estrutura do pavimento. Este fenômeno enfraquece e reduz o desempenho global do pavimento, consistindo em um dos principais processos de ruptura dos pavimentos (AYRES, 1997).

Segundo PINTO & MOTTA (1995), a estimativa da vida de fadiga pode ser realizada de duas formas:

- em ensaios de placa ou pistas de simulação de tráfego que buscam a melhor representação das condições reais do pavimento ou
- em ensaios de laboratório, com corpos de prova que representam uma mobilização das condições de trabalho.

O trincamento por fadiga tanto pode iniciar nas fibras inferiores da camada do revestimento asfáltico, propagando-se por toda a espessura até o surgimento das trincas na superfície, quanto pode iniciar pelo topo da camada do revestimento asfáltico, devido ao surgimento de tensões críticas na fibra superior da camada, agravadas pelo enrijecimento ocasionado pelo envelhecimento, dependendo também da espessura da camada.

MEDINA (1997) cita que, em revestimentos espessos, com mais de 20 cm, o trincamento pode iniciar pela superfície da camada do revestimento devido à curvatura convexa próximo às rodas.

Da mesma maneira como ocorre com o módulo, o comportamento das misturas betuminosas à fadiga pode ser determinada através de diferentes métodos ou procedimentos de ensaio. Os ensaios podem ser realizados à tensão ou deformação controlada, com pulsos

de carga de diferentes formas, e com corpos de prova de formatos variados. A definição do método a ser utilizado é baseada no equipamento disponível no laboratório e no conhecimento dos procedimentos de ensaio.

2.5.1.1 - A vida de fadiga em misturas asfálticas

A vida de fadiga das misturas asfálticas é afetada pelos seguintes fatores (PINTO & MOTTA, 1995):

- fatores de carga: amplitude, tipo e frequência do carregamento;
- fatores da mistura: granulometria e qualidade dos agregados, tipo e qualidade do cimento asfáltico, teor de ligante, teor de vazios e
- fatores ambientais: temperatura e umidade.

A temperatura atua de forma significativa na vida de fadiga de misturas asfálticas. MEDINA (1997) cita a tese de doutorado de PINTO (1991) onde foi demonstrado que a vida de fadiga para uma dada mistura asfáltica a 10 °C pode ser 870 vezes superior à vida de fadiga a 35 °C, avaliada a partir de ensaios sob tensão controlada. As curvas apresentadas na figura 2.4, obtidas a partir dos resultados de PINTO (1991), mostram a influência da temperatura na vida de fadiga para uma mistura asfáltica com CAP-30/45.

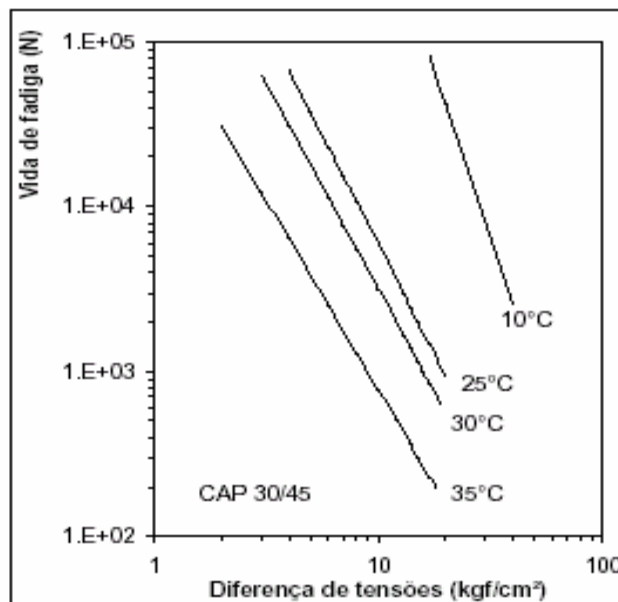


Figura 2.4: Influência da temperatura na vida de fadiga (Pinto, 1991) citado por Medina (1997)

Ainda segundo MEDINA (1997), um aumento na temperatura pode atuar de dois modos na vida de fadiga de misturas asfálticas: diminuindo o módulo resiliente e diminuindo a resistência à tração do material. As misturas asfálticas se tornam mais sensíveis às aplicações da carga, o que contribui para a redução da vida de fadiga da camada.

Os pavimentos flexíveis são constituídos de camadas granulares, subjacentes a revestimentos betuminosos por penetração ou por misturas de agregados com ligantes betuminosos. Ambos sofrem o dano por fadiga devido à repetição do tráfego rodoviário.

Devido à alta complexidade para a obtenção da vida de fadiga destes materiais, são feitas considerações de modelos representativos de previsão do número de repetições da carga para atingir o trincamento por fadiga.

Os modelos básicos estão relacionados às tensões ou deformações de tração que ocorrem nos pontos críticos do pavimento concebido. (PINTO & PREUSSLER, 2002)

2.5.1.2 - Modelos de fadiga

2.5.1.2.1- Modelos da Shell Oil

Em 1978 a Shell publicou seu método de dimensionamento de pavimentos onde considerava como critério de performance do pavimento a ruptura por fadiga. O modelo de fadiga utilizado foi desenvolvido a partir de dados obtidos em ensaios realizados a deformação controlada em 13 misturas betuminosas diferentes, representando camadas de base ou superficiais aplicadas em diversos países. O carregamento utilizado nos ensaios foi senoidal contínuo aplicado em vigas de 2, 3 ou 4 pontos de apoio. As deformações estimadas não diferiram mais do que 30 a 40% dos valores medidos no campo (HUANG, 1993).

O modelo, apresentado na equação 2.14, requer como parâmetros de entrada o teor volumétrico de betume e o módulo de rigidez da mistura. A vida de fadiga ou o número de ciclos para que a rigidez inicial atinja a metade de seu valor é calculada ainda como função da deformação de tração na base da camada betuminosa.

$$N_f = [0.856 \cdot V_b + 1.08]^5 \cdot \epsilon_t^{-5} \cdot S_m^{-1.4} \quad (2.14)$$

Onde:

- V_b é o percentual de betume na mistura;
- N_f é a vida de fadiga;
- ε_t é a deformação específica de tração
- S_m é o modulo de rigidez da mistura em Pa.

O modelo descrito na equação 2.14 definiu o conhecido nomograma da Shell, apresentado na figura 2.5, para estimar a vida de fadiga em misturas betuminosas.

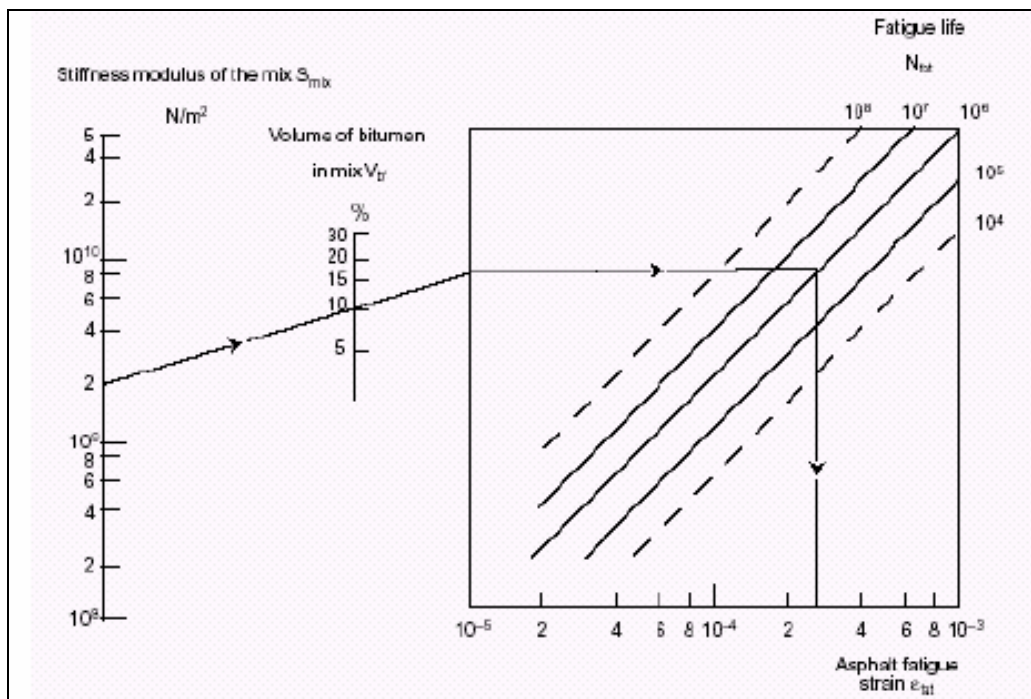


Figura 2.5: NFAT – Nomograma da Shell para estimar a vida de fadiga de misturas asfálticas(SPDM, 1998)

BONNAURE et al (1980), apud PINTO (1991) e HUANG (1993), do centro Francês de pesquisas de asfalto da Shell, realizou um estudo com 146 curvas de fadiga obtidas de ensaios de flexão repetida de diversos centros de pesquisa da Europa como França, Holanda, Inglaterra e Bélgica. Das 146 curvas, 75 foram obtidas com ensaios a tensão controlada e as outras 71 foram obtidas através de ensaios a deformação controlada. Os ensaios foram realizados em temperaturas que variavam entre 10 e 20 °C e para

freqüências entre 20 e 45Hz. O resultado da análise estatística permitiu que os autores desenvolvessem os seguintes modelos:

1º Para tensão controlada:

$$N_f = [0.30 \cdot PI - 0.015 \cdot PI \cdot V_b \cdot 0.08 \cdot V_b - 0.20]^5 \cdot \varepsilon_t^{-5} \cdot S_m^{-1.4} \quad (2.15)$$

Onde a acurácia foi reportada como sendo de aproximadamente 40% para 90% dos resultados.

2º Para a deformação controlada:

$$N_f = [4.102 \cdot PI - 0.205 \cdot PI \cdot V_b \cdot 1.094 \cdot V_b - 2.707]^5 \cdot \varepsilon_t^{-5} \cdot S_m^{-1.8} \quad (2.16)$$

e a acurácia sendo de aproximadamente 40% para 90% dos resultados. sendo:

- PI é o índice de penetração do ligante betuminoso, definido por:

$$PI = \frac{20 - 500 \cdot A}{1 + 50 \cdot A} \quad A = \frac{\log(\text{pen}T_1) - \log(\text{pen}T_2)}{T_1 - T_2}$$

- T_1 e T_2 são as temperaturas onde foram medidas as penetrações;
- N_f é a vida de fadiga
- V_b é o percentual de betume em volume na mistura;
- ε_t é a deformação específica de tração e
- S_m é o módulo de rigidez da mistura betuminosa em psi

SHOOK et al (1982) apud HUANG (1993) apresentou um novo modelo, também conhecido como modelo da Shell, onde substitui no modelo original do método de 1978 o módulo de rigidez pelo módulo dinâmico. Além disso, eliminou o parâmetro teor de betume como variável de entrada, generalizando o modelo. As alterações resultaram em uma nova expressão com novos coeficientes, conforme pode ser observado na equação 2.17

$$N_f = 0.0685 \cdot \varepsilon_t^{-5.671} \cdot E^{-2.363} \quad (2.17)$$

Onde:

N_f é a vida de fadiga;

ϵ_t é a deformação específica de tração e

E é o módulo dinâmico da mistura betuminosa em psi

Sabendo-se que os modelos desenvolvidos pela Shell fazem parte do seu método de dimensionamento, infere-se que a sua calibração e validação estejam incorporadas à expressão. O que significa dizer que o número calculado pelo modelo é o número de repetições de carga de roda para o pavimento, no campo, atingir a ruptura.

2.5.1.2.2 - Modelo MS-1 do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos

O modelo apresentado na equação 2.27, faz parte do manual de dimensionamento de pavimentos de rodovias e ruas do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos – MS-1, de 1969 (oitava edição) e reeditado pela nona vez em 1982.

As deformações de tração produzidas na camada betuminosa são tomadas na base da camada mais profunda para a determinação do dano de fadiga. O método de dimensionamento foi desenvolvido para estruturas com camadas de concreto betuminoso ou tratadas com emulsão asfáltica.

A relação entre as deformações de tração e o número de repetições de carga até a ruptura é dada pela equação a seguir:

$$N = 18.4 \cdot C \cdot \left[4.325 \cdot 10^{-3} \cdot (\epsilon_t)^{-3.291} \cdot |E^*|^{-0.854} \right] \quad (2.18)$$

Sendo:

- $C=10^M$

$$M = 4.84 \cdot \left(\frac{V_{asf}}{V_{ar} + V_{asf}} - 0.69 \right)$$

- V_{asf} é o teor de asfalto em volume na camada betuminosa;

- V_{ar} é o volume de vazios com ar na camada betuminosa;

- N é o número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

- ϵ_t é a deformação específica de tração e

- E é o módulo dinâmico da mistura betuminosa em psi

A lei de fadiga foi obtida a partir de um conjunto de dados obtidos de ensaios de laboratório realizados à tensão controlada de flexão repetida e calibrada com dados de seções selecionadas da AASHO Road Test. O fator 18,4 na expressão pode ser entendido como fator de calibração campo-laboratório que permite estimar o número mínimo de repetições de carga de eixo simples equivalente de 80kN para que o pavimento acumule um dano equivalente a uma área trincada por fadiga de pelo menos 20% em relação à área total (THE ASPHALT INSTITUTE, 1982).

O fator C foi incluído no modelo para refletir a influência dos parâmetros da mistura tais como volume de vazios e teor de asfalto no comportamento de fadiga.

Verifica-se pelos gráficos da figura 2.6 que o ciclo de vida em relação à fadiga reduz significativamente com o aumento do volume de vazios ou com a redução do teor em volume de ligante na mistura.

Considerando ainda parâmetros usuais de mistura betuminosa como teor em volume de betume na mistura de 11% e volume de vazios de 5% têm-se que o valor de M torna-se 0(zero) e conseqüentemente C=1. Assim, o modelo do Instituto do Asfalto se reduzia a:

$$N_f = 0.0796 \left[(\varepsilon_t)^{-3.291} \cdot |E^*|^{-0.854} \right] \quad (2.19)$$

Deve-se observar por final que a calibração do modelo do instituto de asfalto foi realizado considerando o módulo dinâmico da mistura asfáltica.

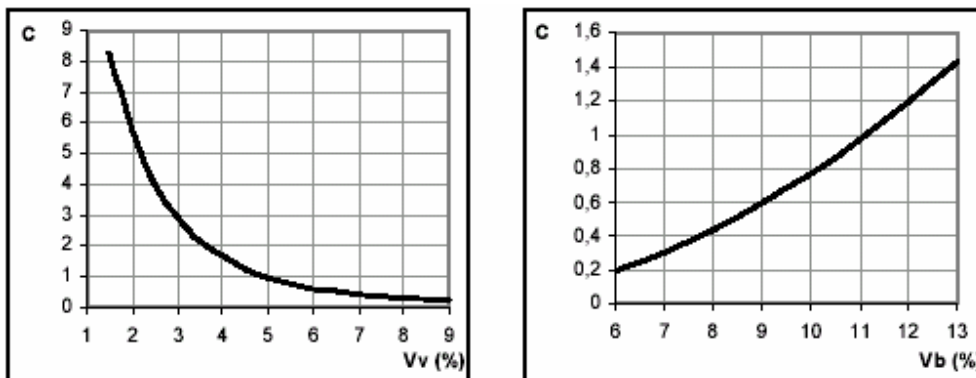


Figura 2.6: variação do coeficiente C do modelo do manual MS-1 do instituto de asfalto dos Estados Unidos com os valores V_v e V_b

2.5.1.2.3 - Modelo MS-11 do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos

O modelo apresentado na equação 2.31, faz parte do manual de dimensionamento de pavimentos com camadas espessas de concreto betuminoso de aeródromos do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos – MS-11, publicado em 1973. A estrutura do pavimento, para ser utilizada neste método, é caracterizada por possuir todas as camadas acima do subleito, base e sub-base, composta por misturas asfálticas.

O método relacionou o módulo dinâmico com a temperatura de misturas típicas a partir de ensaios em laboratório para uma frequência de carregamento de 2Hz, na tentativa de simular a passagem entre 15 e 30 km/h, durante o taxiamento, de um trem de pouso duplo tandem. A relação encontrada e descrita no Manual, onde T é a temperatura da mistura betuminosa em °F está apresentada na expressão 2.20.

$$|E^*| = \frac{3.8 \cdot 10^6}{1.0046^{T-1.45}} \quad (2.20)$$

O critério de ruptura por fadiga foi desenvolvido por KINGHAM (1972) (apud YODER & WITCZAK, 1975) que estabeleceu correlações a partir da análise das seções de pavimentos asfálticos espessos da AASHO Road Test. O critério desenvolvido pelo autor foi considerado adequado para ser utilizado na análise da deformação de tração do método do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos. A expressão do modelo, em termos da temperatura da mistura betuminosa em °F, está apresentada na equação 2.21:

$$N = 1.86351 \cdot 10^{-17} \cdot (1.01996)^{T-1.45} (\epsilon_t)^{-4.995} \quad (2.21)$$

Desenvolvendo as equações 2.20 e 2.21 determina-se o modelo, equação 2.22, apresentado por AYRES (1997).

$$N = 4.024 \cdot 10^{11} \cdot (\epsilon_t)^{-4.995} |E^*|^{-4.306} \quad (2.22)$$

Onde:

. N: número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

. $|E^*|$: módulo dinâmico da camada asfáltica, em psi; e

ε_t : deformação específica de tração da camada asfáltica.

Similarmente ao modelo do método de dimensionamento MS-1, o modelo do manual MS-11 requer como dado de entrada o módulo dinâmico da mistura betuminosa.

2.5.1.2.4 - Modelo de Salomão Pinto

Pinto (1991) sugeriu uma lei de previsão de vida de fadiga baseada em uma análise de 82 pontos de ensaios de fadiga à tensão controlada de seis misturas asfálticas, a 25 °C. O método de ensaio utilizado foi o de compressão diametral, com aplicação de 60 pulsos de carga por minuto e 0,14 segundos de duração da aplicação da carga repetida.

Este modelo, que fornece o número de aplicações de carga necessário para a ruptura do corpo de prova, está apresentado na expressão 2.23.

$$N_{lab} = 9.07 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2.65} \cdot \left(\frac{1}{MR} \right)^{-0.033} \quad (2.23)$$

Onde:

- N_{lab} é a vida de fadiga em laboratório;

- ε_t é a deformação específica de tração; e

- MR é o módulo de resiliência da mistura betuminosa, em kgf/cm².

$$\begin{aligned} N_f &= 2,03 \times 10^{-6} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,63} \cdot \left(\frac{1}{t} \right)^{1,45} \\ M_R &= 2,04 \times 10^5 e^{-0,051T} \\ \sigma_R &= 72,34 e^{-0,075T} \end{aligned} \quad (2.24)$$

Sendo:

T – temperatura, em °C;

σ_R - resistência à tração por compressão diametral, em kgf/cm².

$$N_L = 5,63 \times 10^5 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{2,61} \quad (2.25)$$
$$N_c = f_0 N_L$$

Sendo:

N_L – número de repetições de cargas necessárias à ruptura completa da mistura betuminosa no laboratório, no ensaio de compressão diametral à tensão controlada – Vida de Fadiga;

$\Delta\sigma$ - diferença algébrica entre as tensões horizontal (de tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra;

f_0 - fator laboratório-campo definido nos estudos de Pinto, tomado igual a: $f_0 = 10^4$;

N_c – número terminal de solicitações do eixo padrão rodoviário, para uma área afetada por trincas de fadiga da ordem de 20% da área total do respectivo revestimento.

$$N_L = 1,21 \times 10^{-8} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,66} \quad (2.26)$$
$$N_c = f_0 N_L$$

Sendo:

N_L – vida de fadiga da mistura betuminosa no laboratório, no ensaio de compressão diametral;

ε_t - deformação específica resiliente inicial, cm/cm;

f_0 – fator laboratório-campo definido nos estudos de Pinto, tomado igual a: $f_0 = 10^4$

N_c – número “N” de campo para as mesmas condições anteriores consideradas.

Atualmente, diversos órgãos e institutos de pesquisa vêm utilizando o coeficiente f_0 igual a 10^4 como fator campo-laboratório para o modelo de PINTO (1991), que corresponde a cerca de 20% da área trincada do pavimento a uma temperatura de 54 °C.

2.5.1.2.5 - Modelo SHRP A-003A

MONISMITH et al (1995) apud (AYRES, 1997) desenvolveram o modelo apresentado na expressão 2.33 para o programa SHRP A-003A. O modelo é citado por AYRES (1997) como modelo de Berkeley e segundo MONISMITH (1998) no seu desenvolvimento foram utilizados dados de um conjunto de ensaios de fadiga à deformação controlada em vigas com três apoios. O modo de aplicação de carga a deformação controlada foi escolhido pelos autores por ser mais compatível com o conceito de propagação de trincas. O carregamento utilizado no conjunto de ensaios foi senoidal e contínuo, aplicado com frequência de 10Hz.

$$N_f = f_{cl} \cdot 273,800 \cdot e^{0.077V_{pa}} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3.624} \cdot \left(\frac{1}{E''}\right)^{2.720} \quad (2.27)$$

Onde:

- V_{pa} é o teor de asfalto em volume na camada betuminosa;
- N_f é o número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;
- ε_t é a deformação específica de tração e
- E é o módulo dinâmico da mistura betuminosa em psi
- f_{cl} é o fator de calibração campo laboratório
- $E'' = E \sin\theta$ é o módulo de perda inicial, em psi
- θ é o ângulo de fase, e graus que pode ser estimado a partir da relação desenvolvida por WITEZAK & HAFEZ (1996), utilizado por AYRES(1997) e apresentado a seguir.

$$\theta = 323414 - 197878 \cdot \log E + 28,70621 \cdot (\log E)^2 + 1722564 \cdot (\log E)^3$$

De acordo com Monismith (1998) um fator campo-laboratório de valor numérico igual a 10 pode ser um pouco exigente, mas é recomendado inicialmente para aplicações em dimensionamentos, significando uma estimativa do número de repetições de carga para atingir 10% de área trincada. Para áreas com 45% de trincamento o referido autor sugere um fator campo-laboratório de 14.

2.5.2 - A Deformação Permanente nos Pavimentos

A deformação permanente é um importante fator no projeto de pavimentos flexíveis. Seu efeito é caracterizado pelos afundamentos ao longo da trilha de roda em rodovias e pelas irregularidades na superfície do pavimento que, por sua vez, dificultam a drenagem e aumentam o risco de aquaplanagem. Esses efeitos têm como consequência direta a redução dos níveis de segurança e conforto das estradas, aeroportos, ruas e avenidas.

A deformação total que ocorre nos pavimentos flexíveis devido à ação das cargas do tráfego pode ser dividida em duas parcelas: uma parcela resiliente ou reversível e outra permanente, ou plástica.

As camadas do pavimento contribuem com alguma parcela para a deformação permanente total da estrutura e, portanto, para estimar-se a profundidade dos afundamentos de trilha de roda, é necessário se conhecer o mecanismo de deformação de cada uma das camadas (MOTTA, 1991; HUANG, 1993).

Os modelos de previsão da deformação específica permanente dos materiais de pavimentação têm sido desenvolvidos a partir de dados obtidos em laboratório, através de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Os corpos de prova não são previamente condicionados, como nos ensaios para determinação do módulo resiliente, pois as deformações permanentes iniciais não devem ser desconsideradas. As amostras dos materiais devem ser preparadas para as condições (temperatura, estado de tensões, umidade, densidade etc.) esperadas no campo.

Os parâmetros obtidos para compor os modelos dependem significativamente dos procedimentos utilizados para moldar os corpos de prova e dos métodos de ensaio. Estas variações, unidas com a incerteza na previsão do tráfego e das condições climáticas, tornam muito difícil a estimativa da profundidade dos afundamentos. Portanto, justifica-se a utilização de modelos simplificados (HUANG, 1993).

O conceito utilizado por alguns modelos de previsão da deformação permanente é o da proporcionalidade com o estado de tensões ou deformações elásticas, além da influência do número de repetições de carga (YODER & WITCZAK, 1975).

A partir dos modelos de previsão de deformação específica permanente de cada camada do pavimento, pode-se estimar a deformação permanente total a partir da equação 2.28, proposta por BARKSDALE (1971), (MOTTA,1991):

$$\delta_{total}^p = \sum_{i=1}^n (\varepsilon_p^i \cdot h_i) \quad (2.28)$$

Sendo:

- δ_{total}^p : Deformação permanente total do pavimento;
- ε : Deformação permanente específica média da camada ou subcamada de ordem i;
- h_i : espessura da camada ou subcamada de ordem i;
- n : número de camadas ou subcamadas.

Pode-se melhorar a estimativa do cálculo da deformação permanente das camadas do pavimento, subdividindo-as em subcamadas.

Ensaio triaxiais de carga repetida são utilizados para avaliar a relação existente entre o número de repetições de carga e a deformação específica permanente acumulada. Porém, esta relação não depende somente do número de repetições de carga. Diversos fatores também influenciam no comportamento dos materiais e, portanto, devem ser avaliados.

SVENSON (1980) realizou ensaios de cargas repetidas que mostram a influência de diversos fatores nas deformações permanentes de solos argilosos provenientes de camadas de reforço e subleito de rodovias brasileiras. Svenson agrupou estes fatores em três classes, como se segue:

- 1) Fatores de carga: relacionados à forma e ao tipo de carregamento, tais como, tensão de confinamento, tensão desvio e frequência de carregamento;
- 2) Fatores estruturais: relacionados ao arranjo estrutural das partículas, tais como, tipo de material e forma de compactação e

3) Fatores ambientais: referindo-se às influências externas, que não sejam as de carregamento, mas que produzam efeitos nas características de deformabilidade dos solos, tais como, umidade e temperatura.

Podem-se observar nos resultados da pesquisa de SVENSON (1980) as seguintes tendências para os solos argilosos:

- a deformação específica permanente cresce com o aumento da tensão desvio;
- a deformação permanente aumenta com o aumento da umidade de compactação;
- a frequência de carregamento pouco influencia no comportamento à deformação permanente e
- o tempo de cura dos corpos de prova influencia o comportamento do solo à deformação permanente.

Segundo COELHO (1996) são diversos os fatores que influenciam nas deformações permanentes do concreto asfáltico. Dentre esses fatores, destacam-se a granulometria, o formato, a textura e o tamanho dos agregados; a rigidez do ligante; o volume de vazios; a quantidade do ligante; o método de compactação da mistura; a temperatura; o estado de tensões, e o número de repetições de carga nas condições de campo ou ensaio.

Para se estimar efetivamente a deformação específica permanente das camadas de um pavimento, deve-se pesquisar e relacionar as diversas variáveis que influenciam significativamente o comportamento dos materiais componentes da mistura.

Alguns dos modelos a seguir apresentados são simplificados, pois relacionam poucas variáveis que efetivamente atuam no comportamento dos materiais à deformação permanente.

2.5.2.1 - O Comportamento à Deformação Permanente dos Materiais de Pavimentação

O modelo mais comum e encontrado em diversas fontes (SVENSON, 1980; CARDOSO, 1987; MOTTA, 1991; MEDINA, 1997; SANTOS, 1998) é o que relaciona o número de repetições de carga com a deformação específica permanente. Esse modelo é representado na equação 2.29 introduzida por MONISMITH et al. (1975).

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B \quad (2.29)$$

Sendo:

ε_p : Deformação específica plástica;

A e B: parâmetros a serem determinados para as condições do ensaio, e

N: número de repetições de carga.

Apesar de sua simplicidade, são obtidas boas regressões com este modelo, que representa bem o comportamento à deformação permanente, tanto de solos granulares como de solos argilosos, em relação ao número de aplicações de carga, para as condições específicas de carregamento e preparação de cada material.

Porém, esse modelo não prevê mudanças no comportamento em função de variações climáticas ou variações de parâmetros das camadas, tais como, umidade, densidade e estado de tensões, uma vez que ele relaciona apenas o número de aplicações de carga à deformação permanente.

Os resultados da pesquisa de SVENSON (1980) mostraram que o parâmetro “A” varia com a intensidade da tensão desvio, com a umidade de compactação e com o tempo de cura, enquanto o parâmetro “B” variou muito pouco com estes fatores. Segundo outros autores (CARDOSO, 1987; SANTOS, 1998) o parâmetro B depende do tipo de solo.

MOTTA (1991) cita o modelo da equação 2.30, que é uma evolução do modelo de Monismith. Nele, descartam-se as deformações permanentes das primeiras cem aplicações de carga, por serem elas muito acentuadas em relação às seguintes.

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p^{100} + A(N - 100)^B \quad (2.30)$$

Sendo:

ε_p : Deformação específica permanente;

ε_p^{100} : Deformação específica permanente a 100 ciclos;

A e B: parâmetros experimentais e

N: Número de repetições de carga.

A seguir serão apresentados modelos específicos para os diversos tipos de materiais utilizados em pavimentação.

a) Solos Granulares para Base ou Sub-base

MOTTA (1991) comenta em sua tese de Doutorado diversos modelos de deformação permanente para materiais granulares. Alguns desses modelos são resumidamente apresentados nos parágrafos seguintes e representados pelas equações 2.31 à 2.35.

Brown ensaiou em 1974 um tipo de brita granítica com $f_{m\acute{a}x} = 5$ mm na umidade ótima de compactação em ensaios drenados e não drenados. O número de repetições de carga atingido no ensaio foi de 106 ciclos. A correlação obtida por Brown para a deformação permanente foi a apresentada na equação 2.37:

$$\varepsilon_p (\%) = 0.01 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3} \right) \quad (2.31)$$

Sendo:

ε_p : Deformação específica permanente;

σ_d : tensão desvio;

σ_3 : tensão confinante;

Lentz e Baladi propuseram um modelo em 1981, cuja definição dos parâmetros é realizada através de um único ensaio do material sob as condições de campo. Segundo os autores, obtiveram-se boas concordâncias com os resultados medidos e calculados em três amostras que não fizeram parte da regressão. O modelo tem a seguinte forma:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{0,95} \sigma_{drup} \cdot \ln \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{drup}} \right)^{-0,15} + \left(\frac{n \cdot \sigma / \sigma_{drup}}{1 - m \cdot \sigma_d / \sigma_{drup}} \right) \cdot \ln(N) \quad (2.32)$$

Onde:

$$n = (0,809 + 0,0038\sigma_3)10^{-4}$$

$$m = 0,586 + 0,05 \ln(\sigma_3)$$

σ_3 é a tensão confinante, em psi

σ_d é a tensão desvio, em psi

σ_{drup} é a tensão desvio de ruptura para um σ_3 , em psi

$\varepsilon_{0,95}$ é a deformação axial média no ensaio triaxial estático, a 95% do σ_{drup} para certo σ_3 , em psi

O modelo utilizado por Khedr em 1985 resultou de observações de ensaios realizados em uma brita graduada calcária com tensão confinante pulsante simultaneamente com a tensão desvio. Deste estudo revelou-se uma excelente correlação entre a velocidade de acumulação de deformação permanente e o número de aplicações de carga. O modelo utilizado por Khedr é o apresentado na equação 2.33.

$$\frac{\varepsilon_p}{N} = A \cdot (N)^{-\mu} \quad (2.33)$$

Sendo:

A e m : parâmetros experimentais;

ε_p : deformação específica permanente e

N : número de aplicações de carga.

O parâmetro μ teve pequena variação para as amostras estudadas por Khedr, enquanto o parâmetro “A” mostrou-se mais sensível ao estado de tensões e ao módulo resiliente.

O parâmetro “A” pode ser correlacionado a diversas variáveis, tais como:

$$A = C_l \cdot \sigma_d^{C_2} \cdot \sigma_3^{C_1}, \text{ ou ainda:}$$

$$A = S_l \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} \right)^{S_2} \cdot M_R^{S_1} \quad (2.34)$$

Onde:

$\varepsilon_{0,95}$ é a deformação

C_i e S_i : constantes experimentais;

σ_d : tensão desvio;

σ_3 : tensão confinante;

σ_{oct} : tensão octaédrica;

τ_{oct} : tensão cisalhante octaédrica e

MR: módulo resiliente.

PAUTE (1988) propôs a eliminação das cem primeiras repetições de carga e obtiveram um modelo que englobava tanto o estado de tensões quanto o número de aplicações de carga. O modelo proposto para a deformação permanente axial é:

$$\varepsilon_p(N) = a \cdot \left(\frac{q}{p} \right) \cdot b \cdot \frac{N^{q^2}}{d + N^{q^2}} \quad (2.35)$$

Sendo:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$$

a, b e d: constantes experimentais e

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: tensões principais.

Em outras fontes foram levantados os seguintes modelos de previsão da deformação permanente:

CARDOSO (1987) cita o modelo desenvolvido por Uzan em 1982, a partir da diferenciação do modelo de Monismith, equação 2.29, e relaciona a deformação permanente com a deformação resiliente. O modelo é apresentado na equação 2.36, e estima a relação das deformações na n-ésima repetição de carga.

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu \cdot (N)^{-\alpha} \quad (2.36)$$

Onde:

$\varepsilon_p(N)$ é a deformação permanente na n-ésima repetição de carga;

ε_r é a deformação específica resiliente;

μ e α são parâmetros experimentais e

N é número de aplicações de carga

$$\mu = AB / \varepsilon_r$$

$$\alpha = 1B \quad e$$

A e b são os parâmetros experimentais do modelo de Monismith

CARDOSO (1987) também mostrou os intervalos prováveis de variação dos valores de μ e α pesquisados em várias referências. O quadro 2.3 apresenta resumidamente esses intervalos:

Quadro 2.3: Valores prováveis para μ e α , segundo Cardoso (1987)

Camada		de	até
Revestimento Asfáltico	A	0,45	0,90
	μ	0,10	0,50
Base/Subbase	A	0,90	1,00
	μ	0,10	0,30
Subleito	A	0,70	0,90
	μ	0,01	1,20

Outro trabalho citado por CARDOSO (1987) foi o realizado por Barker em 1982 que desenvolveu uma pesquisa baseada na relação entre a deformação permanente e o número de aplicações de carga, onde considerou, também, o comportamento resiliente (M_r e ϵ_r) dos solos ensaiados. O modelo é apresentado na equação 2.37.

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_r} = 0,14 \cdot \left(\frac{700.000}{M_r} \right)^R \quad (2.37)$$

Onde:

ϵ_p é a deformação específica permanente;

ϵ_r é a deformação específica resiliente;

M_r módulo resiliente, em psi;

R $0,2N^{0,12}$ e

N número de aplicação de carga

Este modelo foi desenvolvido utilizando nove amostras de solos classificados como CL ou CH pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos.

RODRIGUES (1991) apresenta, em sua apostila de curso, um modelo desenvolvido para britas graduadas com a seguinte forma equação 2.38:

$$\varepsilon_p = 1,923 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{\sigma_l}{\sigma_0} \right)^{2,015} \quad (2.38)$$

Sendo, σ_0 é a unidade de tensão adotada (1kPa).

AYRES (1997) utilizou em seu programa o método que estima a deformação permanente usando um modelo mecanístico-empírico desenvolvido por TSENG & LYTTON (1989), apresentado a seguir.

A deformação permanente de trilha de roda é estimada de acordo com o modelo da equação 2.39.

$$\delta_a(N) = \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \right) \cdot e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h \quad (2.39)$$

Sendo:

$\delta_a(N)$: deformação permanente da camada;

N : Número de repetições de carga;

ε_0 , β e ρ : propriedades dos materiais;

ε_r : deformação específica resiliente imposta nos ensaios de laboratório para se obter os parâmetros ε_0 , β e ρ ;

ε_v : deformação específica vertical média resiliente e

h : espessura da camada.

Os parâmetros β e ρ e a relação $\varepsilon_0/\varepsilon_r$ são parâmetros dos materiais derivados a partir de ensaios de deformação permanente. A estimativa desses parâmetros é realizada através dos modelos, apresentados nas expressões 2.40 e 2.41, em função do estado de tensões, do módulo resiliente e da umidade dos materiais.

- Se for material de subleito: (equação 2.40)

$$\log\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = -1,69867 + 0,09121 \cdot W_C - 0,11921 \cdot \sigma_d + 0,91219 \cdot \log(E_r)$$

$$R^2 = 0,81$$

$$\log(\beta) = -0,9730 - 0,0000278 \cdot W_C^2 \cdot \sigma_d + 0,017165 \cdot \sigma_d - 0,0000338 \cdot W_C^2 \cdot \sigma_0$$

$$R^2 = 0,74$$

$$\log(\rho) = 11,009 + 0,000681 \cdot W_C^2 \cdot \sigma_d - 0,40260 \cdot \sigma_d + 0,0000545 \cdot W_C^2 \cdot \sigma_0$$

$$R^2 = 0,86$$

- Se for material de base ou subbase: equação 2.41

$$\log\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = 0,80978 - 0,06626 \cdot W_C - 0,003077 \cdot \sigma_0 + 0,000003 \cdot E_r$$

$$R^2 = 0,60$$

$$\log(\beta) = -0,9190 + 0,03105 \cdot W_C + 0,001806 \cdot \sigma_0 - 0,0000015 \cdot E_r$$

$$R^2 = 0,74$$

$$\log(\rho) = -1,788667 + 1,45062 \cdot W_C + 0,0003784 \cdot \sigma_0^2 - 0,002074 \cdot W_C^2 \cdot \sigma_0 - 0,0000105 \cdot E_r$$

$$R^2 = 0,66$$

Sendo:

W_c : umidade do material em %;

σ_0 : tensão octaédrica, em psi e

σ_d : tensão desvio, em psi e

E_r : módulo resiliente da camada, em psi.

b) Solos Lateríticos

CARDOSO (1987) desenvolveu modelos de deformação permanente para solos lateríticos, utilizando duas variedades deste solo obtidos na região de Brasília - DF.

Os modelos relacionam a deformação permanente com o estado de tensões e o índice de suporte Califórnia (CBR). Dois modelos foram desenvolvidos, sendo um para materiais com CBR inferior a 40% e outro para materiais com CBR superior a 40%.

Segundo CARDOSO (1987), as deformações permanentes estimadas por esses dois modelos se aproximaram bem das deformações plásticas obtidas em laboratório, sob as mesmas condições.

Os modelos desenvolvidos por Cardoso são representados pelas equações 2.42 e 2.43.

$$\varepsilon_p = \frac{128748 \cdot (N)^{0,1346} \cdot (\sigma_3)^{2,664}}{(CBR)^{5,55} \cdot (\sigma_d)^{1,1431}} \text{ para } CBR < 40\% \quad (2.42)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\cdot (N)^{0,1878} \cdot (\sigma_3)^{6,0911}}{55,6313 \cdot (CBR)^{1,3605} \cdot (\sigma_d)^{4,893}} \text{ para } CBR > 40\% \quad (2.43)$$

c) Misturas Asfálticas

A apostila de curso de RODRIGUES (1991) cita o modelo obtido pelo CBR (VERSTRAETEN et al., 1982) no qual, para um grande número de misturas asfálticas, o acúmulo de deformações permanentes pode ser estimado pela equação 2.44.

$$\varepsilon_p = A \cdot \left(\frac{N}{10^5} \right)^B \quad (2.44)$$

$$A = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{0,65 \cdot |E^*| \cdot F}$$

$$F = 5,5 \cdot 10^{-2} \cdot \left(1 - 1,02 \cdot \frac{V_b}{V_b - V_v} \right)$$

Sendo:

E^* : módulo dinâmico, em psi;

V_v : volume de vazios da mistura asfáltica, em % e

V_b : teor efetivo de betume, em %.

O parâmetro “B” varia de 0,14, para asfaltos mais viscosos, até 0,37, para asfaltos menos viscosos, sendo típico o valor de 0,25. O modelo só é válido para $0,006 \leq F \leq 0,022$.

AYRES (1997) utiliza em seu programa, AYMA, dois modelos desenvolvidos por ele, a partir dos dados obtidos por LEAHY (1989).

Os dois modelos desenvolvidos por AYRES (1997) relacionam a razão entre a deformação permanente e a resiliente com a temperatura do pavimento e o número de aplicações de carga. Esses modelos representam uma simplificação do modelo proposto por Leahy, que relaciona a razão entre as deformações permanentes e resiliente com seis variáveis: número de repetições de carga, temperatura, tensão desvio, viscosidade, teor de asfalto e volume de vazios.

Segundo AYRES (1997), a variável independente viscosidade foi removida por apresentar um coeficiente irracional, tendo em vista sua elevada correlação com outra variável independente, a temperatura, e pouco contribuir para a variância explicada do modelo.

As correlações dos modelos desenvolvidos por Ayres são inferiores à do modelo de Leahy em cerca de apenas 3%, o que indica que as variáveis excluídas dos modelos interferem pouco nos resultados desses modelos.

Os modelos desenvolvidos por Ayres são o Log. Linear, equação 2.45, e o Log. Quadrático, equação 2.46.

$$\log\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r}\right) = -4,80661 + 2,58155 \cdot \log(T) + 0,429561 \cdot \log(N) \quad (2.45)$$

$$R^2 = 0,725$$

$$\log\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r}\right) = (-2,77161 + 1,451074 \cdot \log(T)) + (-0,17796 + 0,366401 \cdot \log(T)) \cdot \log(N) - 0,015 \cdot \log(N)^2$$

$$R^2 = 0,734 \quad (2.46)$$

Sendo:

ε_p : Deformação específica plástica;

ε_r : Deformação específica resiliente;

N : Número de repetições de carga e

T : Temperatura do pavimento, em °F.

AYRES (1997) tentou incorporar novos pontos, inclusive de misturas com asfaltos modificados, provenientes de ensaios de deformação permanente realizados na Universidade de Maryland, na regressão dos dois modelos. A análise mostrou irracionalidade nos modelos, que Ayres atribuiu à diferença nos tamanhos das amostras ensaiadas, 2,75” x 6,00” em vez de 4,00” x 8,00” nas usadas por Leahy.

Estudos mais recentes realizados por KALOUSH (1999) para o projeto AASHTO 2002 reuniram os 2860 dados obtidos por LEAHY (1989) com 2064 dados de ensaios realizados na Universidade de Maryland. A análise feita por Kaloush buscou resolver a irracionalidade encontrada por Ayres, e acabou resultando em um novo modelo de previsão da relação entre as deformações permanente e resiliente para camadas asfálticas. O modelo é apresentado na equação 2.47 e incorpora novas variáveis identificadas a seguir.

$$\log\left(\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r}\right) = -6,3748 + 0,4289 \cdot \log(N) + 2,5896 \cdot \log(T) + 0,1089 \cdot \log(\sigma_d) - 0,0004 \cdot \log(VIS) + 1,0057 \cdot \log(VB) + 0,5213 \cdot \log(VV)$$

$$R^2 = 0,8149$$

(2.47)

Sendo:

ε_p : deformação específica plástica;

ε_r : deformação específica resiliente;

N : número de repetições de carga;

T : temperatura do pavimento, em °F.;

σ_d : tensão desvio, em psi;

VIS : viscosidade do ligante a 70 °F., em 10⁶ poise;

VB. : teor efetivo de betume, em % volume e

VV. : volume de vazios da mistura, em %.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA E METODOLOGIA EMPREGADA

3.1 - A Cidade de Campina Grande no Contexto Regional

O município de Campina Grande foi criado em 1788, sendo hoje a segunda cidade mais populosa do estado da Paraíba, após João Pessoa, capital do Estado, distante 120 km. Segundo estimativa do IBGE (2006), cerca de 380 habitantes residem no município de Campina Grande, que tem uma densidade demográfica de 606.6 habitantes por quilômetro quadrado. Deste total, cerca de 358mil pessoas residem na sede do município (94%), enquanto que aproximadamente 22 mil residem nos outros distritos (6%).

Sua área de aproximadamente 621 km² representa 1,0996% do Estado, 0.0399% da Região e 0.0073% de todo o território Brasileiro. Dos 620,63 km² que compõem a área geográfica do município, 55% se encontram dentro do perímetro urbano da cidade, que totaliza uma área de 340 km².

A sede do município situa-se em uma região alta e de clima agradável, a uma altitude de aproximadamente 550 m acima do nível do mar, na região oriental do Planalto da Borborema. O relevo é levemente ondulado principalmente na parte Norte da cidade, sendo o Centro uma das áreas mais altas. O seu centro situa-se à 7° 13' 11" latitude Sul e 35° 52' 31" longitude Oeste de Greenwich. O fuso horário local é igual ao de Brasília exceto nos meses em que vigora o horário de verão, quando é de uma hora a menos.

A cidade é considerada um dos principais pólos industrial e tecnológico da Região Nordeste do Brasil, exercendo grande influência política e econômica sobre outros 57 municípios (23.960 km² e 1 milhão de habitantes) do Estado da Paraíba (42,5% do território estadual). Este conjunto é denominado de Compartimento da Borborema e é constituído de 5 microrregiões conhecidas como Agreste da Borborema, Brejo Paraibano, Cariris Velhos, Seridó Paraibano e Curimataú.

O município é ainda dividido em 6 distritos: Campina Grande, Boa Vista, Catolé, São José da Mata, Santa Terezinha e Galante. A cidade de Campina Grande ocupa o trecho mais alto do Planalto, ver figura 3.1.

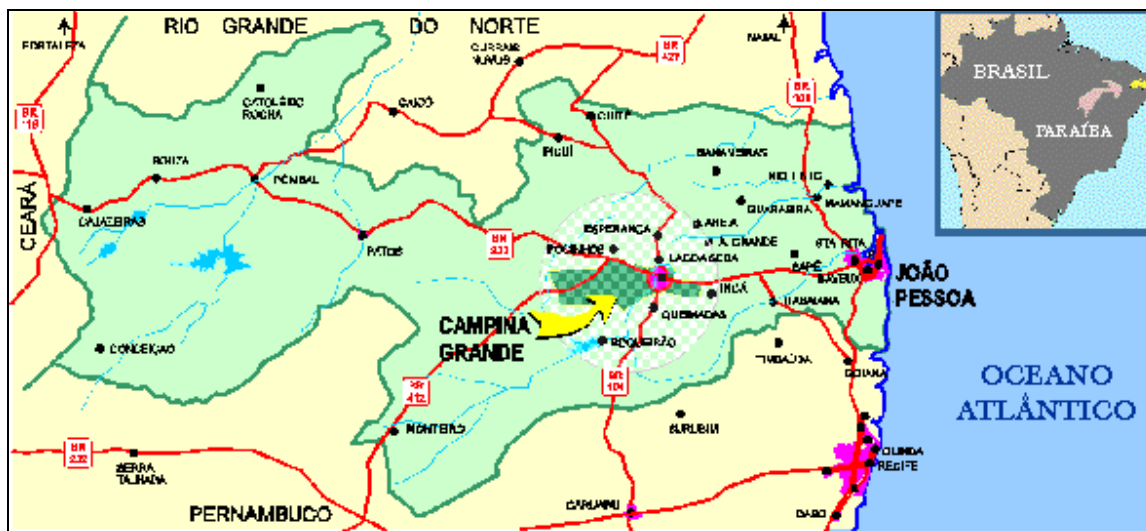


Figura 3.1: Mapa do estado da Paraíba (enciclopédia livre, 2005)

As principais atividades econômicas do município de Campina Grande são: extração mineral; culturas agrícolas; pecuária; indústrias de transformação, de beneficiamento e de software; comércio varejista, atacadista e serviços.

Tem destaque nas áreas de informática, serviços (saúde e educação), no comércio e na indústria, principalmente indústria de calçados e têxtil, onde desfruta de empresas de porte nacional e internacional.

Detém uma boa infra-estrutura de estradas, transportes (rodoviário, aéreo e ferroviário), comunicações e energia elétrica.

Campina Grande também é conhecida como cidade universitária, pois conta com duas universidades públicas (Universidade Federal de Campina Grande e a Universidade Estadual da Paraíba) e diversas particulares.

Há muito tempo, a cidade de Campina Grande apresenta forte participação na área tecnológica. Nos anos 40, Campina Grande era a segunda exportadora de algodão do mundo, sendo o primeiro lugar o Liverpool, na Grã-Bretanha. Em 1967, a cidade recebeu o primeiro computador de toda a região Nordeste do Brasil, que ficou no Núcleo de

Processamento de Dados da Universidade Federal da Paraíba, Campus II (hoje Universidade Federal de Campina Grande). Hoje, tantos anos depois, Campina Grande é referência em se tratando de desenvolvimento de software e de indústrias de informática e eletrônica.

De acordo com dados do IPEA do ano de 1996, o PIB era estimado em 591,93 milhões de reais, sendo que 3,3% correspondia às atividades baseadas na agricultura e na pecuária, 19,8% à indústria e 76,9% ao comércio e setor de serviços. O PIB *per capita* era de 1.717,09 reais .

Em 2002, conforme estimativas do IBGE, o PIB havia evoluído para 1,6 bilhão e o PIB *per capita* para 4.387,00 reais, o que pode demonstrar um considerável crescimento e desenvolvimento nos setores econômicos da região, com destaque para indústria.

Como atrativo, a cidade conta ainda com diversos equipamentos de lazer e cultura como teatros, museus, bibliotecas, centro de convenções, centro cultural, cinemas, rádios, televisões, clubes sociais, ginásios de esportes, estádios de futebol, bares, restaurantes, danceterias e casas de show, garantindo um leque de opções de lazer, diurnas e noturnas aos seus habitantes e visitantes. Há vários eventos culturais que compõem o calendário turístico do município, com destaque para as Vaquejadas, o carnaval fora de época, o Festival de Inverno e "O Maior São João do Mundo".

3.1.2 - Dados estatísticos

- Educação

Quadro 3.1 Quantidade de alunos e professores do município Campina Grande (IBGE. 2003)

IBGE (2003)		
Ensino	Alunos matriculados	Professores
Fundamental	80.427	3.688
Médio	19.764	1.108

- Analfabetos com mais de quinze anos: 17,12% (IBGE, Censo 2000).
- Em Campina Grande estão sediadas a Universidade Federal de Campina Grande (UFCG) e a Universidade Estadual da Paraíba (UEPB), além das faculdades particulares.

- Índice de Desenvolvimento Humano (IDH)

Quadro 3.2 Índice de desenvolvimento humano, Campina Grande (PNUD, 2000)

PNUD (2000)		
IDH	1991	2000
Renda	0,615	0,678
Longevidade	0,585	0,641
Educação	0,741	0,844
Total	0,647	0,721

- Saneamento Urbano

Quadro 3.3 saneamento urbano, Campina Grande (IBGE, 2000)

IBGE (2000)	
Serviço	Domicílios (%)
Água	96,6%
Esgoto sanitário	81,0%
Coleta de lixo	94,6%

- Saúde

- 2.634 leitos hospitalares, dos quais 2.148 disponíveis para pacientes do sistema único de saúde (2003, IBGE).
- Mortalidade infantil: 76,6 p/mil (Ministério da Saúde/1998).
- Esperança de vida ao nascer: 63,5 anos (IBGE, Censo 2000).

3.2 - A urbanidade

3.2.1 - Infraestrutura Básica

A rede de água e esgotos do município é de responsabilidade da Companhia de Águas e Esgotos do Estado da Paraíba - CAGEPA, a qual conta com três adutoras do Açude Epitácio Pessoa (Boqueirão). São registrados 60.673 domicílios particulares permanentes com banheiro ligados à Rede Geral de Esgoto, 84.422 domicílios particulares permanentes com abastecimento ligado à Rede Geral de Água, e 81.646 domicílios particulares permanentes têm lixo coletado.

O sistema de abastecimento de energia elétrica integra o sistema da Companhia Hidro Elétrica do São Francisco - CHESF, sendo controlado e distribuído pela Companhia de Eletricidade da Borborema - CELB. São 85.110 consumidores residenciais, 487 industriais e 25.129 de outras categorias.

A cidade de Campina Grande é compreendida de 53 bairros, com 77.643 domicílios e 38 favelas ou assemelhados com 12.179 domicílios, totalizando 89.822 residências em sua área urbana, tendo ainda em seus cadastros algumas travessas em sua região urbana (IBGE, 2001). Segundo dados da Secretaria de Planejamento do Município – SEPLAN (2005), a cidade de Campina Grande conta ainda com 2.381 ruas e 159 avenidas,(ver quadro 3.4), com resumo da infra-estrutura do município.

Quadro 3.4: Dados Quantitativos da infra-estrutura de Campina Grande (SEPLAN,2005)

Resumo Quantitativos da infra-estrutura de Campina Grande			
Modalidade	Quantidade	Modalidade	Quantidade
Avenidas	159	Praças	39
Ruas	2.381	Açudes urbanos	2
Travessas	219	Parques	3
Vilas	3	-	-

3.2.2 - Transportes

O serviço de transporte público coletivo de Campina Grande – STPC-CG encontra-se estruturado no atendimento ao usuário por intermédio de linhas diretas através do serviço convencional e do serviço opcional, (OLIVEIRA,2005).

Entende-se por serviço convencional aquele que é estruturado para atender ao maior deslocamento dos usuários por intermédio da tecnologia ônibus de capacidade de transporte superior a 23 passageiros sentados por veículo, atendendo os deslocamentos pendulares (casa/trabalho – trabalho/casa). O serviço convencional é composto de linhas urbanas radiais e inter-áreas, e linhas Distritais,(OLIVEIRA, 2005). Oito empresas integram este

sistema, sendo seis urbanas com 196 linhas e duas distritais com 16 linhas, ligando Campina Grande as cidades de Galante, Massapé, Jenipapo e Catolé de Boa Vista.

A cidade também conta com um sistema de taxi com 583 unidades em 33 praças distribuída por todo o município, assim como o sistema alternativo de moto taxi, que atualmente não dispõe de dados numéricos devido o processo de legalização da categoria que não permite quantificar a real situação estatística desta modalidade de transporte público.

A frota de veículos na cidade no ano de 2004, segundo o IBGE, esta exposto no Quadro 3.5.

Quadro 3.5: Frota de Veículos de Campina Grande (IBGE,2004)

Frota de veículos de Campina Grande			
Automóveis	33.759	Micro ônibus	139
Caminhões	3.430	Motocicletas	16.981
Caminhões Trator	472	Motonetas	1.659
Caminhonetes	2.339	Ônibus	615

A cidade conta com um aeroporto (Aeroporto João Suassuna) administrado pela Infraero, com pista de 1.600m e balizamento noturno, que recebe atualmente vôos comerciais diários das empresas GOL, VARIG e BRA Linhas Aéreas. O tráfego anual é de 5.284 pousos e decolagens (2005). 44.147 passageiros embarcam e desembarcam anualmente. Campina Grande possui também um aeroclube, situado no distrito de São José da Mata, cuja pista serve também de campo de pouso alternativo.

Grande parte do transporte de cargas é feita através da rede ferroviária, que conta com uma estação ferroviária e cruza os principais distritos industriais da cidade. O porto mais próximo é o Porto de Cabedelo, distante 147 km do centro da cidade.

O terminal rodoviário opera em um dos circuitos de tráfegos mais intensos do Nordeste, com linhas de ônibus para todos os estados e principais cidades do país. As rodovias federais que cruzam o município são a BR 230 (transamazônica) e a BR 104, que cruzam a cidade no sentido Leste-Oeste e Norte-Sul, respectivamente; e a BR 412, que faz conexão com o Cariri e interior de Pernambuco, ver Figura 3.2.



Figura 3.2 – Mapa de acesso rodoviário, (enciclopédia livre, 2005)

A população local também usufrui dos serviços portuários, rodoviários e aeroportuários de cidades como João Pessoa, Recife e Natal, devido à sua proximidade. O quadro abaixo relaciona algumas distâncias rodoviárias entre Campina Grande e as principais cidades Nordesteanas:

Quadro 3.6: Distâncias de Campina Grande para as principais cidades do Nordeste (SEPLAN,2005)

Campina Grande a	Distância (km)
João Pessoa	125
Recife	191
Natal	307
Maceió	374
Aracaju	541
Fortaleza	709
Salvador	879

3.3 - Clima e Vegetação

A distribuição do clima da Paraíba está relacionada com a localização geográfica, ou seja, quanto mais próximo do litoral, mais úmido será o clima: quando mais longe mais seco. Essa variação climática do litoral para o interior reflete-se, também, na ocorrência de diferentes tipos de solo e vegetação do Estado.

A cidade de Campina Grande situa-se no agreste paraibano, entre o litoral e o sertão, usufruindo assim, de um clima semi-árido, que predomina no interior do Estado e na região ocidental do município. Por estar localizada também em uma região alta, beneficia-se de temperaturas menores e de uma ótima ventilação, o que proporciona um clima ameno e agradável em todos os meses do ano. A temperatura média anual oscila em torno dos 22 graus centígrados, podendo atingir 30 °C nos dias mais quentes e 15 °C nas noites mais frias do ano. A umidade relativa do ar, na área urbana, varia entre 75 a 83%. . As mais baixas temperaturas acontecem entre os meses de maio a agosto e as mais altas ocorrem de janeiro a março e de outubro a dezembro.

Entre dezembro e março, são comuns as “trovoadas”, acompanhadas de fortes aguaceiros de grande intensidade e pequena duração, os períodos de chuvas mais intensas, abril a agosto, a precipitação pluviométrica chega a atingir, em média 520,55 mm.

A cidade situa-se na fronteira entre microrregiões de clima e vegetação diferentes. Ao nordeste, a paisagem é verde e arborizada, típica do brejo presente nas partes mais altas do planalto. Ao sudeste, encontra-se uma paisagem típica do agreste, com árvores e pastagens. As regiões oeste e sul do município são dominadas pelo clima e vegetação do Cariri, com vastas áreas de vegetação rasteira (Caatinga) e clima seco.

Quanto à arborização, a cidade desfruta de inúmeras espécies de plantas. Levando em consideração as 132 espécies de árvores encontradas, 51,2% são originadas de outros países, e das 28.423 árvores da cidade, 32,8% são espécies nativas (SUPLAN,2004).

A bacia hidrográfica da cidade de Campina Grande é formada pelos riachos Bodocongó, afluente do rio Paraíba, que corta a cidade no sentido norte-sul, riacho do Catolé, afluente do rio Paraíba e o rio Ingá onde a nascente se encontra localizada no município de Campina Grande afluente também do rio Paraíba. Riacho Marinhoa, Tatu e Câmara, ambos afluentes do rio Mamanguape.

3.4 - Projeto de Pavimentação da Via Expressa

3.4.1 - Características do Trecho em Estudo e a Importância do Empreendimento no Contexto Regional

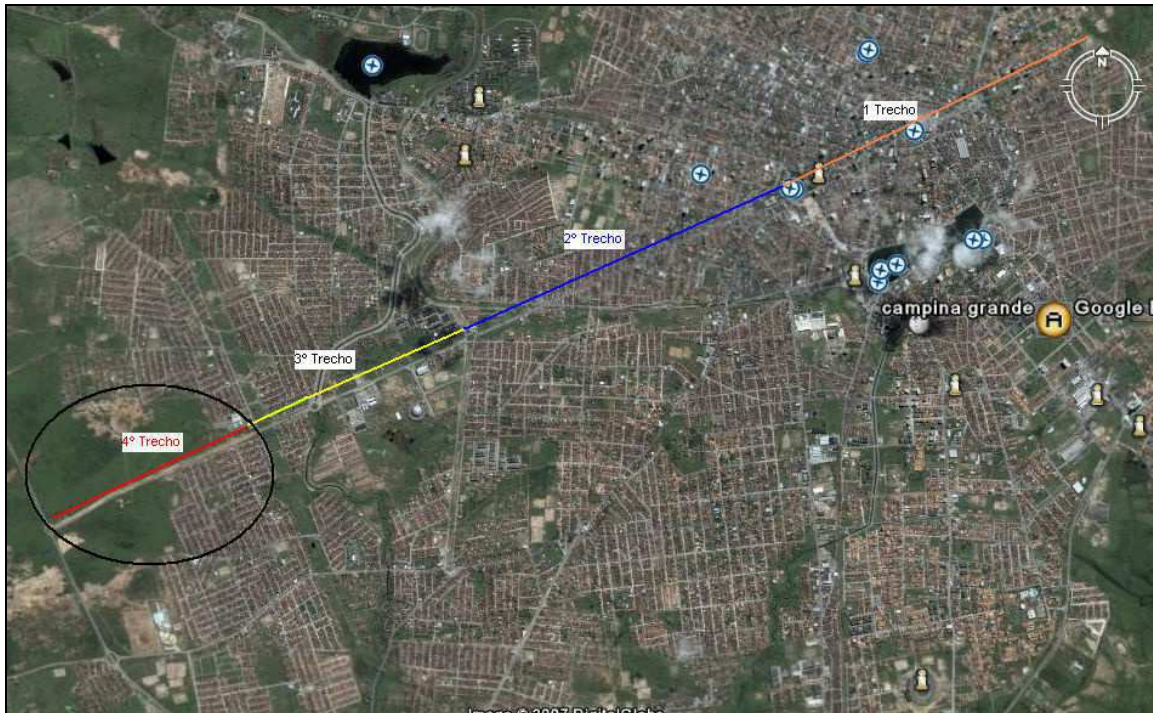


Figura 3.3: Foto Aérea de Campina Grande (Google Earth, 2007)

A via expressa tem início no bairro do Santo Antônio, Zona Leste da cidade e atinge o bairro das Malvinas, Zona Oeste. A partir daí, segue o trecho, que corresponde ao segmento entre a Rua Plínio Lemos, Malvinas e a BR230 (Alça Sudoeste), objeto específico do presente trabalho, com extensão aproximada de 1,7Km.

O primeiro segmento existente da Av. Marechal Floriano Peixoto, (trecho1): Santo Antônio/Centro, foi implantado pela prefeitura municipal, em meados da década de 70. Devido ao crescimento da cidade, foi dada continuidade a avenida que passaria a ser a principal avenida do município em 1980, se estendendo até a Av. Dinamérica no bairro da Santa Rosa, (trecho 2). Já em 1990 foram realizadas as obras de mais uma etapa do empreendimento, que compreendeu o trecho, Av. Dinamérica/ Rua Plínio Lemos, no bairro das Malvinas, (trecho 3).

A implantação deste projeto viário, vem sendo planejado desde o final da etapa que envolveu o trecho Av. Dinamérica/Rua Plínio Lemos. Nesta época foram elaborados, pela então Secretaria de Obras do Município de Campina Grande, os estudos preliminares, visando essa ligação.

Em junho de 2000, a Secretaria de Planejamento e Gestão de Campina Grande elaborou o projeto com o objetivo de viabilizar a implantação do prolongamento da via que só foi posto em prática 5 anos depois, já pela administração da Superintendência de Planejamento da Paraíba - SUPLAN. Este segmento encontra-se implantado e em operação desde abril de 2006.

Em toda a sua extensão, a avenida Floriano Peixoto tem cerca de 7,2km, e se constitui, principalmente, em via alternativa para a ligação entre o Centro da Cidade de Campina Grande a maioria dos seus bairros, já que cruza toda a cidade no sentido Leste Oeste.

A implantação desse trecho beneficiará diretamente toda a Região Oeste do município, com uma população aproximada de 50 mil habitantes. Várias solicitações foram enviadas ao órgão gestor para que fossem disponibilizados os arquivos contendo o volume de veículos trafegando no trecho, no entanto, todas elas esbarraram em dificuldades intransponíveis, sendo-nos fornecido apenas a quantidade aproximada de habitantes na área.

Um outro fator relevante para a implantação do prolongamento da via expressa é que a população dos bairros que surgem as margens da rodovia BR 230 terão mais uma rota para alcançar o centro comercial da cidade em menos tempo, pois esta via encurta bastante a distância entre a periferia e a região central do município, onde se concentra as maiores oportunidades de trabalho, hospitais e centros de lazer, assim como se tornou uma via alternativa para os veículos vindos do sertão do estado através da rodovia BR230.

É neste sentido, portanto, que se destaca o importante papel do prolongamento da Av. Floriano Peixoto. Essa via, na sua área de influência, contribuirá, tanto para melhorar o acesso da população da zona Oeste ao centro comercial da cidade, quanto para ligação de vários bairros de sua periferia.

3.4.2 - Especificações do Projeto Executado

O presente tópico trata das soluções propostas para execução do Projeto Final de Engenharia da continuação da Avenida Marechal Floriano Peixoto, trecho compreendido

entre a Rua Plínio Lemos, localizada no Conjunto Deputado Álvaro Gaudêncio (Malvinas) a Rodovia BR-230 – Alça Sudoeste.

Foram adotadas as normas e especificações gerais do então Departamento Nacional de Estradas de Rodagens - DNER para execução dos serviços de terraplenagem, pavimentação e drenagem.

3.4.2.1 - Estudos Realizados

Com a finalidade de se coletar dados para elaboração do projeto, foram providenciados os seguintes trabalhos de campo e de escritório:

- a) Levantamentos topográficos com locação dos eixos da via, nivelamento, contranivelamento e seções transversais dos eixos locados;
- b) Estudos de jazidas de base e sub-base e ensaios de subleito para definição dos materiais a serem utilizados como subsídio para definição do pavimento;
- c) Estudos hidrológicos para avaliação das bacias contribuintes ao local do acesso e cadastro das obras de drenagem existentes; e
- d) Estudo do tráfego, estimado através de informações adquiridas no Departamento de Engenharia Civil da então Universidade Federal da Paraíba, e trabalhos similares executados pela ATECEL em outras obras, considerando que somente os veículos comerciais provocam esforços capazes de produzir danos aos pavimentos.

3.4.2.2 - Estudos Geotécnicos

Com objetivo de coletar dados que permitissem de maneira técnica definir as características dos solos existentes na região, foram desenvolvidos trabalhos de campo e laboratório.

As jazidas de solos para execução das camadas de base e sub-base, bem como de sub-leito, foram prospectadas para obtenção do perfil de solos a escavar e a área necessária para o volume requerido e caracterização dos materiais.

Foram também coletados dados sobre distâncias de transporte, proprietário das jazidas e acessos viários, afim de permitir melhor identificação do local.

As amostras de solos foram coletadas, classificadas visualmente e separadas por horizontes, e encaminhadas ao laboratório para preparação e execução de ensaios.

Os ensaios empregados para caracterização física e mecânica foram os seguintes:

- DNER-ME 080/94 – Solos - análise granulometria por peneiramento;
- DNER-ME 122/94 – Solos - determinação do limites de liquidez;
- DNER-ME 082/94 – Solos - determinação do limites de plasticidade;
- DNER-ME 129/94 – Solos – compactação utilizando amostras não trabalhadas; e
- DNER-ME 08/94 – Solos – determinação do índice de suporte Califórnia.

As energias de compactação utilizadas foram do Proctor Normal (Sub-leito), Proctor Intermediário (Sub-base e Base).

No Apêndice A, são apresentados os resultados dos ensaios para os materiais de Sub-leito, Sub-base e Base.

3.4.2.3 - Projeto de Pavimentação

O projeto de pavimentação foi elaborado de acordo com as recomendações do DNER, atualmente DNIT.

Segundo relatório fornecido pela empresa responsável, optou-se pelo pavimento flexível com revestimento asfáltico, por ser uma forma convencional de pavimentação rodoviária, onde o revestimento é executado em concreto asfáltico, proporcionando uma boa estrutura de suporte às cargas do tráfego, funcionando muito bem para esforços verticais necessitando um pouco mais de reforço em áreas de giro onde os esforços tangenciais são mais acentuados.

Para o dimensionamento do pavimento flexível, foram considerados os seguintes fatores:

- a) volume de tráfego;
- b) solos locais;
- c) declividade dos acessos;
- d) drenagem;
- e) esforços tangenciais; e

f) facilidades atuais de execução.

Adotou-se a metodologia para dimensionamento de pavimento flexíveis, proposta pelo Eng. Murillo Lopes de Souza, adaptada às condições de solos e drenagem locais. O valor definido para o número de operações do eixo padrão de 8,2 toneladas foi de $6,0 \times 10^4$, adotando-se para o revestimento superficial um concreto asfáltico com 5,0cm de espessura, apesar de que, segundo o método de dimensionamento, para $N < 10^6$, o revestimento deveria ser executado em tratamento superficial betuminoso. A opção feita pelo concreto asfáltico com 5,0cm de espessura foi determinada principalmente pelas condições do tipo de atuação do tráfego no pavimento, nos acessos com giros e frenagens constantes, em situações de pequena declividade, acrescentando-se a isto o fato de que a execução com este tipo de material seria bem mais rápida e mais eficiente do que a execução com outro tipo de revestimento.

A camada de base foi executada com uma mistura do material da jazida Alça Sudoeste, na proporção de 70% em peso e brita de diâmetro máximo de 25mm na proporção de 30%, também em peso. A compactação para definição da densidade máxima e umidade ótima, obedeceu a energia do Proctor intermediário e com CBR >60%. A espessura da camada de base, após compactação, foi de 20 cm

A camada de sub-base foi executada com material da jazida Alça Sudoeste, após desmatamento e limpeza da área, com energia do Proctor intermediário. A compactação para definição da densidade máxima e umidade ótima de aplicação do solo foi obtida pela energia correspondente ao Proctor intermediário e com CBR > 20%.

Nos locais onde forem feitos rebaixo para implantação do pavimento e o substrato final não eram material rochoso, este substrato foi escarificado e compactado na espessura de no máximo 20 cm, umedecido e compactado para formar a camada de regularização do sub-leito, antes da colocação da camada de sub-base.

Detalhes das seções tipo do pavimento são apresentados na Figura 3.4.

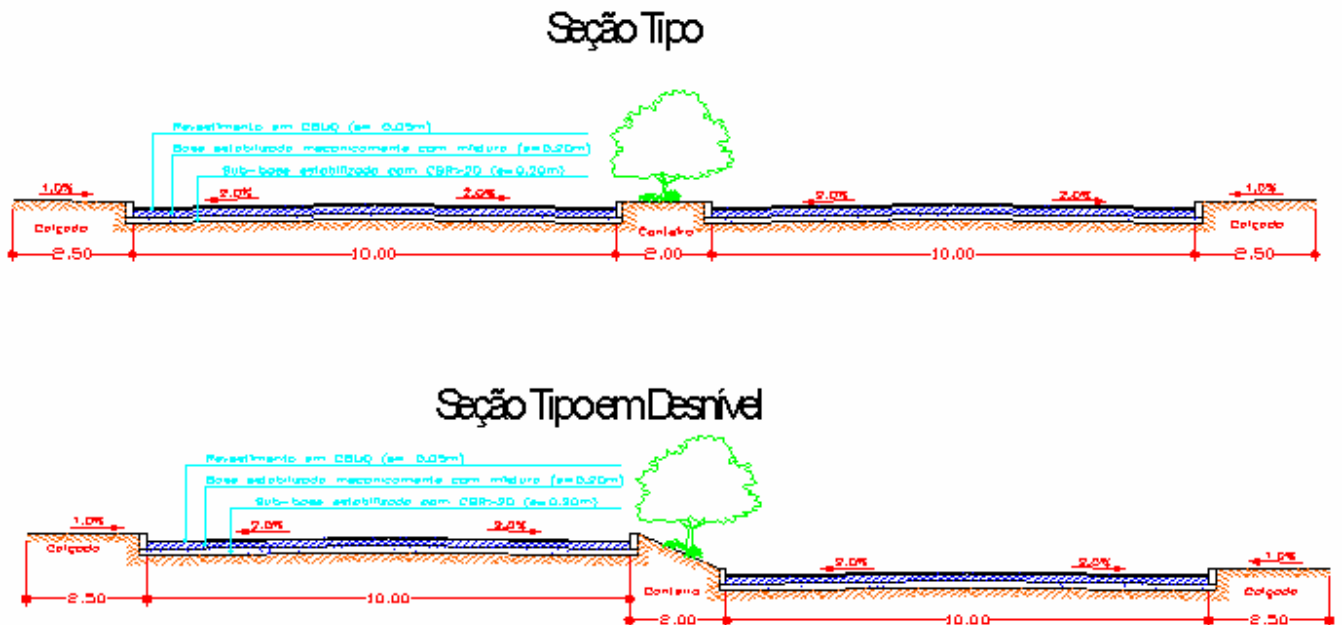


Figura 3.4: Seção tipo da Av. Floriano Peixoto

3.5 - A Construção e o Controle de Qualidade – Exigências de Projeto

Apesar das exigências constatadas no projeto do trecho em estudo, não foram disponibilizados para esta pesquisa os relatórios referentes ao controle tecnológico durante a construção, mesmo sendo requeridas várias vezes à construtora e ao órgão responsável pela fiscalização.

3.5.1 - Terraplenagem

A superfície do Sub-leito foi regularizada na largura de toda pista, de modo que assumiu a forma determinada pela seção transversal do projeto, como pode ser visto na Figura 3.5.

Em seguida, foram feitas a escarificação e umedecimento do material, até o teor ótimo de umidade. A compressão iniciou-se nos bordos e progrediu para o centro onde cada passada do compressor cobriu, pelo menos, metade da faixa coberta na passada anterior. Nas curvas, a compressão foi iniciada no bordo interno progredindo até o bordo externo.

Nas zonas onde foi impossível passar-se o rolo compressor, a compressão foi executada com soquetes mecânicos. A compressão foi terminada quando estava atingido 95% da densidade máxima obtida no ensaio DNER ME 048/94.

Terminada a compressão, o acabamento foi verificado por meio de réguas, onde as saliências e reentrâncias foram corrigidas. O subleito preparado obteve a mesma conformação do pavimento, onde foi construído com CBR mínimo de 10%.



Figura 3.5: Execução da terraplenagem Av. Floriano Peixoto (2006)

3.5.2 -Pavimentação

3.5.2.1 - Sub-base Estabilizada Mecanicamente

Materiais

De acordo com as especificações de projeto, os materiais que foram empregados em sub-base apresentariam um Índice de Suporte Califórnia igual ou superior a 20% e expansão máxima de 1%, determinados segundo o método DNER-ME 49/94, com energia de compactação correspondente ao método DNER-ME 48/94.

O Índice de Grupo igual a zero.

O agregado retido na peneira nº 10, segundo as especificações, foi constituído de partículas duras e duráveis, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, isento de material vegetal ou outra substância prejudicial.

Execução

Compreende as operações de espalhamento, mistura e pulverização, umedecimento ou secagem, compactação e acabamento dos materiais importados, realizados na pista, devidamente preparada na largura desejada, nas quantidades que permitam, após a compactação, atingir a espessura projetada.

Os materiais da sub-base foram explorados, preparados e espalhados de acordo com o constante nas Especificações Complementares.

Consta em projeto que, quando houvesse necessidade de executar camadas da sub-base com espessura final superior a 20 cm, estas fossem subdivididas em camadas parciais. Nenhuma delas excedeu a espessura de 20 cm. A espessura mínima de qualquer camada de sub-base foi de 10 cm, após a compactação.

A compactação teria que ser iniciada logo após o espalhamento, começando dos bordos para o centro e do bordo interno para o externo, nas curvas.

Controle Tecnológico

Ensaios

De acordo com as especificações de projeto, deveriam ser procedidos:

- a) determinações de massa específica aparente "*in situ*", com espaçamento máximo de 100m de pista, nos pontos onde foram coletadas as amostras para os ensaios de compactação;
- b) uma determinação do teor de umidade, cada 100m, imediatamente antes da compactação, como pode ser visto na Figura 3.6;
- c) ensaios de caracterização (limite de liquidez, limite de plasticidade e granulometria, respectivamente, segundo os métodos DNER-ME 44/94, DNER-ME 82/93 E DNER-ME 80/94), com espaçamento máximo de 150m de pista e, no mínimo, dois grupos de ensaios por dia;

d) um ensaio do Índice de Suporte Califórnia, com energia de compactação do método DNER-ME 48/94, com espaçamento máximo de 300m de pista e, no mínimo, um ensaio a cada dois dias;

e) um ensaio de compactação segundo o método DNER-ME 48/94, para determinação da massa específica aparente seca máxima, com espaçamento máximo de 100m de pista, com amostras coletadas em pontos obedecendo sempre a ordem: bordo direito, eixo, bordo esquerdo, eixo, bordo direito, etc., a 60 cm de bordo.

O número de ensaios de compactação poderia ser reduzido, desde que se verifique, a critério da fiscalização, a homogeneidade do material.



Figura 3.6: Coleta de amostras para determinação da umidade, Av. Floriano Peixoto (2006)

3.5.2.2 - Base Estabilizada Granulometricamente

Materiais

Os materiais a serem empregados nas camadas de base foram aqueles indicados em projeto, provenientes dos materiais estocados, devendo apresentar $CBR > 80\%$ e expansão máxima de 0,5% determinados segundo o método do DNER-ME 50/94 com energia de Proctor Intermediário.

Execução

Compreende as operações de espalhamento, mistura e pulverização, umedecimento ou secagem, compactação e acabamento dos materiais importados, realizados na pista, devidamente preparada na largura desejada, nas quantidades que permitam, após compactação, atingir a espessura projetada, como pode ser vista na Figura 3.7.

Consta em projeto que, quando houvesse necessidade de executar camadas de base com espessura final superior a 20 cm, estas serão subdivididas em camadas parciais. Nenhuma delas excedeu a espessura de 20 cm. A espessura mínima de qualquer camada de base será de 10cm, após a compactação.

Não foi permitido o preenchimento de depressões com material solto, sem a prévia escarificação das partes superiores das depressões, de modo a se ter uma espessura total a compactar de no mínimo 0,10m.

A compactação foi iniciada logo após o espalhamento, devendo começar dos bordos para o centro e do bordo interno para o externo, nas curvas.

O grau de compactação, de acordo com as especificações, deveria ser, no mínimo, 100%, em relação à massa específica aparente seca máxima, obtida no ensaio DNER-ME 48/94, e o teor de umidade deveria ser a umidade ótima do ensaio citado +/- 2%.



Figura 3.7 : Execução da Base, Av. Floriano Peixoto (2006)

3.5.2.3 - Imprimação

Materiais

Segundo as especificações de projeto, todos os materiais devem satisfazer às especificações aprovadas pelo DNER.

Foram empregados asfaltos diluídos, tipo CM-30.

Consta em projeto que, a escolha do material betuminoso adequado foi feita em função da textura do material de base.

A taxa de aplicação é aquela que pode ser absorvida pela base em 24 horas, devendo ser determinada experimentalmente, no canteiro da obra. A taxa de aplicação varia de 0,8 a 1,6 l/m², conforme tipo e textura da base e do material betuminoso escolhido.

Execução

Após a perfeita conformação geométrica da base, procede-se a varredura da sua superfície, de modo a eliminar o pó e o material solto existentes.

Aplica-se, a seguir, o material betuminoso adequado, na temperatura compatível com o seu tipo, na quantidade certa e de maneira uniforme, como pode ser observado na Figura 3.8.



Figura 3.8 : Execução da conformação da base e imprimação, Av. Floriano Peixoto (2006)

O material betuminoso não deve ser distribuído quando a temperatura ambiente estiver abaixo de 10°C, ou em dias de chuva, ou quando esta for iminente. A temperatura de aplicação é função da relação temperatura x viscosidade. Deve ser escolhida a temperatura que proporcione a melhor viscosidade para espalhamento. As faixas de viscosidade recomendadas para espalhamento são de 20 a 60 segundos, Saybolt-Furol, para asfaltos diluídos, e de 6 a 20 graus, Engler, para alcatrões.

Deve-se imprimir a pista inteira em um mesmo turno de trabalho e deixá-la, sempre que possível fechada ao trânsito. Quando isto não for possível, trabalhar-se-á em meia pista, fazendo-se a imprimação da adjacente, assim que a primeira for permitida a sua abertura ao trânsito. O tempo de exposição da base imprimado ao trânsito será condicionado pelo seu comportamento, não devendo ultrapassar a 30 dias.

Onde a largura da base necessitar de duas ou mais passagens, deverá haver um recobrimento de aproximadamente 0,20 m entre suas faixas adjacentes.

A fim de evitar a superposição, ou excesso, nos pontos inicial e final das aplicações, devem-se colocar faixas de papel transversalmente, na pista, de modo que o início e o término da aplicação do material betuminoso situem-se sobre essas faixas, as quais serão a seguir, retiradas. Qualquer falha na aplicação do material betuminoso deve ser imediatamente corrigida. Onde ocorrer excesso ou deficiência de ligante betuminoso, será feita correção, colocando-se, respectivamente, mais ligante betuminoso ou procedendo-se o espalhamento normal dos excessos. Na ocasião da aplicação do material betuminoso, a base deve se encontrar levemente úmida.

Consta em projeto que a determinação do tempo de cura será feita pela Fiscalização, em nenhum caso, porém, será inferior a 4 horas.

Controle de Qualidade

De acordo com as especificações de projeto, o material betuminoso deveria ser examinado em laboratório obedecendo a metodologia indicada pelo DER, e considerando de acordo com as especificações em vigor.

O controle constou de:

a) para asfaltos diluídos:

- um ensaio de viscosidade Saybolt-Furol, para todo carregamento que chegar à obra;
- um ensaio do ponto de fulgor, para cada 100 t;
- um ensaio de destilação, para cada 100 t;

Controle de Temperatura

A temperatura de aplicação deveria ser a estabelecida para o tipo de material betuminoso em uso.

3.5.2.4 - Concreto Asfáltico

A solução adotada para execução da camada de revestimento exigida em projeto refere-se a norma DNER 313/97.

Para o projeto e fabricação do CBUQ foi indicada a norma DNER 043/95

Ligantes

De acordo com as especificações dos cimentos de petróleo (CAP), com classificação por penetração, onde os limites são: CAP. 30 45, 50 70, 85 100 e 150 200, foi proposto em projeto o uso do CAP 50 70.

Temperatura de mistura do Asfalto: correspondente a faixa de viscosidade 75-150 segundo SF não devendo, entretanto cair fora do intervalo 101°C - 111°C.

Agregados

Graúdo: Pedra britada, escória britada e seixo rolado britado ou não: valor máximo do Los Angeles-50%, submetido ao ensaio de durabilidade, com sulfato de sódio, não deve apresentar perda superior a 12% em 5 ciclos; o Índice de Forma não deve ser inferior a 0,5 (quanto mais baixo, mais lamelar é o agregado).

Miúdo: areia, pó de pedra ou mistura de ambos. O Equivalente de Areia (EA) deve ser igual ou maior a 55.

Filler: materiais minerais finamente divididos, inertes em relação aos demais componentes da mistura, não plásticos e que atendam a granulometria contida no Quadro 3.7:

Quadro 3.7 Granulometria Filler

Peneiras	Porcentagens
Nº 40	100 %;
Nº 80	No mínimo 95 %;
Nº 200	No mínimo 65 %.

A granulometria da mistura dos agregados, foi incluída na faixa C do DNER ES 313/97, como pode ser observada no Quadro 3.8:

Quadro 3.8 Granulometria faixa C do DNER ES 313/97

Peneiras	Granulometria da Mistura (Média)	Faixa de Trabalho	Faixa de Especificação "C" DNIT
3/4	100,0	100 -100	100
1/2	93,3	96,3,-100	85 – 100
3/8	88,5	81,5 - 95,5	75 – 100
Nº4	81,3	76,3 – 85	50 – 85
Nº10	55,3	50,3 - 60,3	30 – 75
Nº40	28,9	24,0 - 34,0	15 – 40
Nº80	15,8	13,8 - 17,8	8 – 30
Nº200	6,6	5,0 - 8,0	5 – 10

Os agregados, exceto o filler, deveriam ser aquecidos de 10°C a 15°C acima da temperatura do asfalto.

Controle

Consta em projeto que o cimento asfáltico deveria ter como controle:

Um ensaio de viscosidade Saybolt-Furol para todo o carregamento que chegar à obra - um ensaio de ponto de fulgor para 500 t.

- um ensaio de espuma para todo o carregamento que chegar à obra
- uma determinação de Pfeiffer para cada 500 t. Os ensaios nos agregados constam do seguinte: dois ensaios de granulometria do agregado de cada silo quente por dia
- um ensaio Los Angeles por mês - um ensaio de Índice de Forma para 900 m³
- um ensaio de equivalente de areia por dia.

A mistura é verificada efetuando-se duas extrações de asfalto por dia de amostras coletadas na pista; o teor de asfalto deve cair no intervalo $p (\pm) 0,3$ sendo p a percentagem indicada na dosagem. Nos agregados resultantes da extração faz-se uma análise granulométrica, devendo a curva granulométrica manter-se contínua e dentro da faixa especificada.

Serão efetuadas quatro medidas de temperatura por dia: do agregado no silo quente da usina - do ligante na usina - da mistura asfáltica na saída do misturador - da mistura no momento do espalhamento e no início da rolagem em cada caminhão antes da descarga, será tomada pelo menos uma vez a temperatura. As temperaturas devem satisfazer aos limites especificados anteriormente.

O controle da compressão deve ser feito de preferência extraindo-se, com trocas rotativas, corpos de prova da mistura já fixa e medindo-se sua densidade; deve-se fazer 01(uma) determinação para cada 500 m de meia pista exigindo-se densidade mínima de 95% da do projeto; não se possuindo extrator coloca-se sobre a base, antes do espalhamento da mistura, anéis de aço de 10 cm de diâmetro interno e de altura 5 mm inferior a espessura da camada - após a compressão são retirados os anéis e medida a densidade aparente dos corpos de prova neles moldados.

A espessura do revestimento é controlada por ocasião da extração de prova, ou fazendo o nivelamento do eixo e dos bordos do espalhamento e depois da compressão.

Admite-se de $(\pm) 10\%$ em pontos isolados e $(\pm) 5\%$ em 10 medidas sucessivas em relação a espessura de projeto.

O controle do acabamento é feito diariamente com duas réguas, uma de 0,90m paralela ao eixo e outra de 3,00 m em ângulo reto; a variação da superfície entre dois pontos quaisquer de contato não deve exceder a 0,5 cm quando verificada com qualquer das réguas.

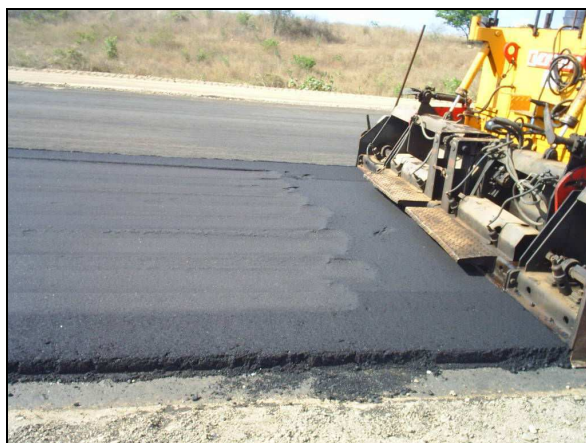


Figura 3.9 : Execução do revestimento, Av. Floriano Peixoto (2006)

3.6 - Metodologia Aplicada na Pesquisa

3.6.1 - Materialização do Segmento

Para o presente estudo, o sentido Malvinas – Alça sudoeste foi considerado lado direito (LD) e o sentido Alça sudoeste – Malvinas o lado esquerdo (LE), critérios estes necessários para normatizar os locais onde foram retiradas amostras de materiais para estudo em laboratório assim como para análises feitas em campo. Na Figura 3.10, pode ser visto os trechos existentes da Av. Floriano Peixoto, incluindo o 4º trecho, objeto desta pesquisa.

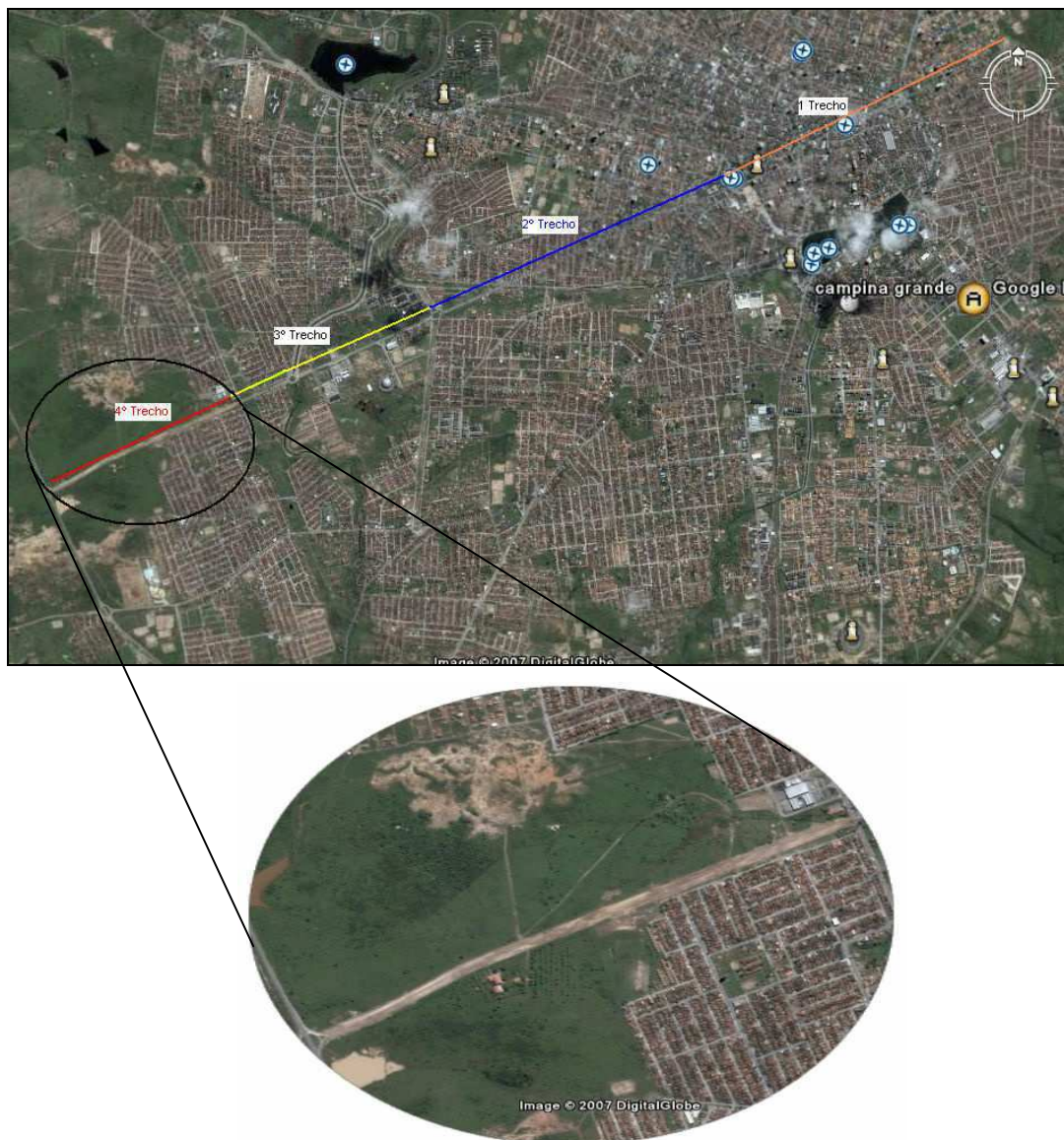


Figura 3.10: Foto de Campina Grande e o trecho em estudo (Google Earth, 2007)

Nos Quadros 3.9, 3.10, 3.11, estão expostos as localizações dos furos para coleta de amostras do revestimento, assim como, as respectivas localidades onde foram feitas medidas de deflexão.

Quadro 3.9 – Localização dos furos para coleta de amostras do revestimento.

Ponto de Coleta	Sentido	Posição	Amostra
1 (ponto inicial)	Centro/Bairro	Esquerdo	FP 1.1
			FP 1.2
			FP 1.3
			FP 1.4
2 (à 30m do ponto 1)	Centro/Bairro	Esquerdo	FP 2.1
			FP 2.2
			FP 2.3
			FP 2.4
3 (à 100m do ponto 1)	Centro/Bairro	Direito	FP 3.1
			FP 3.2
			FP 3.3
			FP 3.4
4 (à 111m do ponto 1)	Centro/Bairro	Eixo	FP 4.1
			FP 4.2
			FP 4.3
			FP 4.4

Nota: FP - Floriano Peixoto

Quadro 3.10: Estaqueamento e posicionamento dos pontos para análise deflectométrica

Estaca	Posição	Sentido
2*	Direita	Centro/Bairro
5	Esquerda	Centro/Bairro
10	Direita	Centro/Bairro
20*	Esquerda	Centro/Bairro
30	Direita	Centro/Bairro
40*	Esquerda	Centro/Bairro
50	Direita	Centro/Bairro
60	Esquerda	Centro/Bairro
70	Direita	Centro/Bairro
80	Esquerda	Centro/Bairro

* Nota: Estacas onde foram calculadas as bacias deflectométricas;

A distância entre cada estaca é de 20m.

Quadro 3.11: Estaqueamento e posicionamento dos pontos para análise deflectométrica

Estaca	Posição	Sentido
2-1 *	Esquerda	Bairro/Centro
5-1	Direita	Bairro/Centro
10-1*	Esquerda	Bairro/Centro
20-1	Direita	Bairro/Centro
30-1	Esquerda	Bairro/Centro
40-1*	Direita	Bairro/Centro
50-1	Esquerda	Bairro/Centro
60-1	Direita	Bairro/Centro
70-1	Esquerda	Bairro/Centro
80-1	Direita	Bairro/Centro

* Nota: Estacas onde foram calculadas as bacias deflectométricas;

A distância entre cada estaca é de 20m.

3.6.2 - Coleta de Amostras e Ensaio Realizados

Para análise mais detalhada do trecho, foram coletadas amostras das camadas do pavimento. Os materiais das camadas granulares foram coletados diretamente da jazida para análise e caracterização através de ensaios convencionais como granulometria, limites de liquidez e plasticidade, compactação, Índice Suporte Califórnia (CBR), absorção e módulo resiliente.

Os ensaios de caracterização dos materiais granulares foram realizados de acordos com as seguintes normas técnicas:

- DNER-ME 080/94 – Solos - análise granulometria por peneiramento;
- DNER-ME 122/94 – Solos - determinação do limites de liquidez;
- DNER-ME 082/94 – Solos - determinação do limites de plasticidade;
- DNER-ME 129/94 – Solos – compactação utilizando amostras não trabalhadas;
- DNER-ME 08/94 – Solos – determinação do índice de suporte Califórnia;
- NBR 6458 ME – determinação da massa específica aparente e da absorção de água; e
- DNER-ME131/94 – Solo – determinação do módulo resiliente.

Amostras da camada de CBUQ foram extraídas da estrutura do pavimento, utilizando a extratora rotativa, em pontos de coleta mostrados na Quadro 3.1, as quais foram submetidas a ensaios de módulo resiliente e resistência a tração.

Os ensaios com amostras do revestimento foram realizados de acordos com as seguintes normas técnicas:

- DNER-ME 133/94 – Mistura Betuminosa – determinação do módulo resiliente; e
- DNER-ME 138/94 – Mistura Betuminosa – determinação da resistência à tração por compressão diametral

Objetivando a efetividade de uma reconstituição de dosagem e análise da qualidade do CBUQ aplicado, foram utilizados 09(nove) corpos de prova extraídos do pavimento, com espaçamento de 400m alternando-se bordo e eixo.

Para a consecução dos objetivos pretendidos, as amostras coletadas foram submetidas aos seguintes ensaios (ver apêndice D):

- tração por compressão diametral – DNER – ME 138/94;

- estabilidade Marshall e fluência – DNER – ME 043/95;
- porcentagem de betume – DNER – ME - 043/94;
- granulometria por peneiramento – DNER – ME 083/98;
- densidade aparente – DNER – ME 117/94;
- densidade real – Frasco de Chapman – DNER – ME 194/98; e
- densidade real – Frasco de Chatelier – DNER – ME 085/94.

Em seguida foram realizados os cálculos para determinação dos parâmetros Marshall, através da equação 3.1.

$$p = K \sum^{0,2} \quad (3.1)$$

Sendo:

p – % de asfalto residual, em relação ao peso total dos agregados;

Σ – superfície específica do agregado(m² /Kg);

K – coeficiente denominado módulo de riqueza, (sendo para CBUQ, K = 3,5 a 4,0)

Para a determinação das deflexões, o trecho em estudo foi dividido em segmentos a cada 20m, como mostrado nos quadros 3.2 e 3.3, onde a cada 200 metros foram feitas medidas de deflexões de acordo com a norma DNER - ME 024/94, determinação das deflexões pela viga Benkelman

Todos os ensaios aqui citados foram realizados no Laboratório de Engenharia de Pavimentos – LEP, na Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, campus I.

3.6.3 - Levantamento Deflectométrico

Foram levantadas deflexões máximas em cada estaca, assim como bacias de deflexão nas ocorrências de $D_{máx}$, $D_{méd}$ e D_{mim} do pavimento, tanto em um sentido da pista quanto no outro, totalizando assim 6(seis) medidas de bacia deflectométrica, cujas estacas foram descritas nos quadros 3.2 e 3.3, sendo as medidas de deflexão aferidas na trilha da

roda externa a 0,90cm da borda do revestimento, a cada 200 m, com alternância de faixas, esquerda e direita.,

Para o levantamento das deflexões utilizou-se a viga Benkelman, de propriedade do Departamento de Estradas e Rodagens do Estado da Paraíba – DER/PB, bem como um caminhão caçamba com eixo simples de roda dupla contendo 8,2tf de carga no eixo traseiro, simetricamente distribuído em relação as rodas e pneus com pressão de 5,6kgf/cm², ver fotos, Figura 3.11



Figura 3.11 : levantamento deflectométrico, Av. Floriano Peixoto

Para o calculo das deflexões do pavimento no ponto de prova utilizou-se a equação 3.2:

$$D_0 = (L_0 - L_f) a/b \quad (3.2)$$

Sendo:

D_0 – deflexão real ou verdadeira, em centésimo de milímetro;

L_0 – leitura inicial, em centésimo de milímetro;

L_f – leitura final, em centésimo de milímetro; e

a e b – dimensões da viga Bemkelman.

Onde para viga utilizada no presente estudo tem-se, $a/b = 4,0$, como pode ser visto na Figura 3.12.

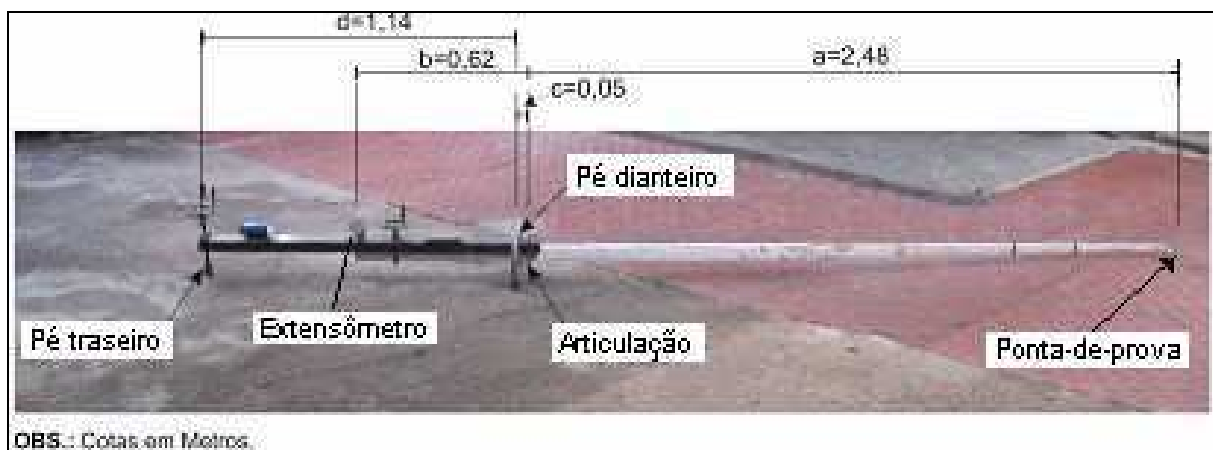


Figura 3.12 : Viga Benkelman utilizada no levantamento deflectométrico na Av. Floriano Peixoto

Para o cálculo do raio de curvatura da bacia de deformações no ponto de prova utilizou-se a equação 3.3:

$$R = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})} \quad (3.3)$$

Sendo:

D_0 – deflexão real ou verdadeira, em centésimo de milímetro;

R – raio da curva, em metros; e

D_{25} – deflexão a 25cm do ponto de prova, em centésimo de milímetro.

Para auxiliar na análise do experimento, utilizou-se a técnica da retroanálise para identificar os módulos de trabalho do pavimento do trecho em estudo.

Para retroanalisar as bacias, foram utilizadas o programa RETRAN5L. O autor do presente estudo contou com o auxílio de Cláudio Albernaz, engenheiro do DER – MG, que gentilmente fez as retroanálises das 6 estacas, localizadas no referido trecho, usando o programa RETRAN5L.

A retroanálise caracteriza-se pela determinação analítica dos módulos elásticos (de rigidez/resiliência) de todas as camadas do pavimento e do subleito a partir das bacias de deformação, as quais podem ser medidas com a viga Benkelman, com a viga eletrônica ou com equipamentos tipo FWD (Falling Weight Deflectometer).

3.6.4 - Análise Mecânica

Para análise mecânica, foram utilizados programas computacionais com emprego da teoria das camadas elásticas a partir dos parâmetros obtidos em ensaios de laboratório. Um dos programas utilizados foi o programa FEPAVE II, que foi desenvolvido, em 1969, na Universidade da Califórnia, Berkeley, que considera o pavimento como um sistema em camadas horizontais e infinitas, com exceção de uma das dimensões, a espessura; e utiliza a teoria da elasticidade cuja solução para o cálculo das tensões e deformações se obtêm pelo método dos elementos finitos. Empregando-se os parâmetros elásticos obtidos em ensaios triaxiais dinâmicos de carga repetida objetivou a determinação dos módulos de resiliência das camadas granulares.

Em seguida foi utilizado o programa ELSYM5, que assim como o Fepave II também foi desenvolvido na Universidade da Califórnia, em Berkely, que permite calcular tensões, deformações e deslocamentos em qualquer ponto de um sistema constituído por até cinco camadas elásticas. Trata-se, na realidade, do modelo de Burmister generalizado com aplicação do método das diferenças finitas com característica elástico-linear. Sendo este utilizado para determinação das tensões e das deformações nos pontos mais críticos da estrutura, fazendo-se assim uma análise mecânica linear da estrutura em estudo.

Como descrito anteriormente, além dos ensaios tradicionais de caracterização nos materiais granulares e dos ensaios triaxiais de carga repetida em corpos-de-prova com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, de acordo com o procedimento adotado pela COPPE (1988) para os solos e britas. As amostras do revestimento retiradas da pista foram submetidas a ensaios de compressão diametral para determinação da resistência à tração estática e, módulo de resiliência à temperatura de 25°.

Para representação dos resultados, dos ensaios dinâmicos dos solos, foi utilizado o modelo composto proposto por MACÊDO (1996), por ser do ponto de vista estatístico, mais representativo do que os modelos tradicionais. No modelo composto, a deformação específica resiliente é obtida através da seguinte equação (3.4):

$$\varepsilon_r = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (3.4)$$

Sendo:

ε_r – deformação específica resiliente;

σ_3 – pressão confinante;

σ_d – tensão desvio; e

k_i – parâmetros obtidos experimentalmente.

Sabe-se que o módulo resiliente é, por definição, a relação entre a tensão desvio e a deformação específica resiliente, conforme equação 3.5:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (3.5)$$

Sendo:

MR – módulo resiliente.

Com os valores das deformações, foram encontrados, por regressão não-linear os coeficientes k_1 , k_2 e k_3 . Assim, fazendo as devidas substituições, têm-se:

$$MR = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3} \quad (3.6)$$

Que compõe o modelo chamado composto.

Para o revestimento, o módulo resiliente obtido por compressão diametral é:

$$MR = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_a} \quad (3.7)$$

Sendo:

σ_t – tensão de tração no centro do corpo de prova, decorrente do carregamento repetido;

ε_a – deformação específica resiliente.

Com o objetivo de realizar uma análise elástico-linear, utilizou-se o programa ELSYM5 para obter os deslocamentos, tensões e deformações nos pontos $x = 0$ (centro da roda do eixo padrão), $x = 10.8$ (raio da área de atuação) e $x = 15.0$ (centro do eixo padrão) de acordo com o esquema mostrado na Figura 3.13.

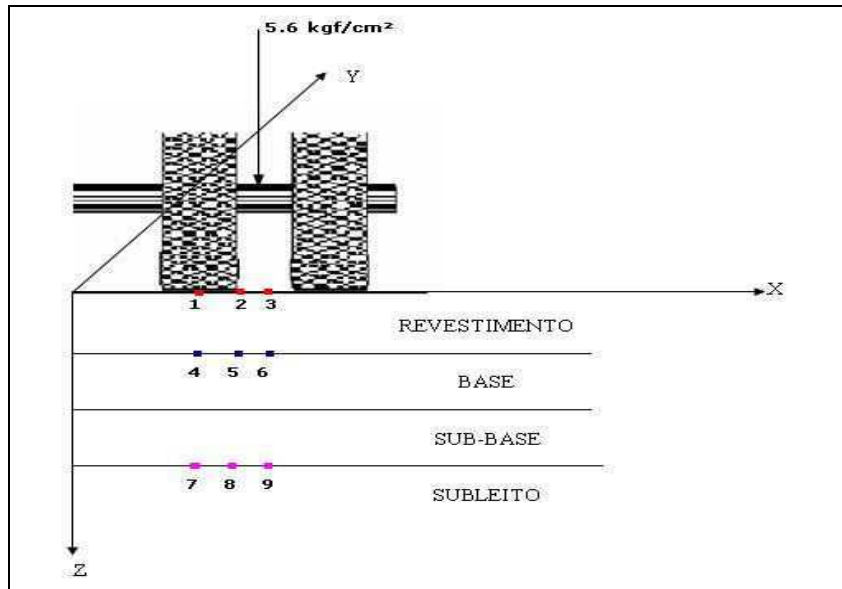


Figura 3.13 : Pontos de análise para obtenção dos parâmetros de estudo do pavimento

A partir desta análise, foi feita a previsão da vida de fadiga do trecho em estudado. O modelo analítico-empírico empregado para avaliação é o desenvolvido por PINTO (1996), para seis misturas betuminosas ensaiadas a tensão controlada:

$$N_{lab} = 9,07 \times 10^{-9} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,65} \left(\frac{1}{MR} \right)^{0,0633} ; n = 82 \text{ pontos, } r^2 = 0,96. \quad (3.8)$$

Sendo:

ε_t - deformação específica sob o revestimento; e

MR - módulo de resiliência da mistura betuminosa (kgf/cm^2).

Este modelo fornece o número de aplicações do carregamento necessário para provocar a ruptura completa de um concreto asfáltico em laboratório. Para estimativa do número de operações do eixo padrão necessário para que o revestimento atinja um

trincamento de 20%, em PINTO (1996) o autor propõe um fator campo-laboratório igual a 10^4 para o caso de ensaio de compressão diametral a 25 °C. Portanto, o modelo empregado para a análise é representado pela Equação 3.9:

$$N = 9,07 \times 10^{-5} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,65} \left(\frac{1}{MR} \right)^{0,0633} \quad (3.9)$$

Quanto ao critério de tensão vertical admissível no topo do subleito proposta por HEUKELOM & KLOMP (1996):

$$\sigma_v = \frac{0,006.Mr_{Sub}}{1 + 0,7.LogN} \quad (3.10)$$

Sendo:

σ_v - tensão vertical no topo do subleito, em kgf /cm²)

MR_{sub} - módulo de resiliência do subleito adotado como sendo 500 kgf /cm²; e

N – número de solicitações do eixo-padrão rodoviário com 8,2tf.

CAPITULO 4

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 - Ensaio de Laboratório

Foram realizados ensaios de caracterização, de compactação e CBR dos solos constituintes das camadas de base, sub-base e sub-leito do trecho em estudo. Além dos ensaios tradicionais de caracterização nos materiais granulares, foram realizados ensaios triaxiais a cargas repetidas em corpos-de-prova com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, de acordo com o procedimento adotado pela COPPE (1996) para os solos e britas. Foram retiradas amostras do revestimento asfáltico através de sonda rotativa e encaminhadas ao laboratório para a realização ensaios de compressão diametral para determinação da resistência à tração estática e de módulo de resiliência à temperatura de 25°, de acordo com suas respectivas especificações. A seguir serão expostos os resultados obtidos durante os estudos realizados em laboratório para todas as camadas do pavimento e subleito.

4.1.1 - Ensaio dos materiais granulares

As amostras previamente secas foram quarteadas de forma a promover sua melhor homogeneização. Em seguida foram separadas em diferentes porções contendo quantidade de material suficiente para realização dos estudos. Os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais encontram-se sumarizados no quadro 4.1, contendo às classificações HRB, umidade ótima, a massa específica aparente seca de compactação e o CBR. Para subleito foi empregada a energia do Proctor Normal, sub-base Proctor Intermediário e para base Proctor Modificado. O CBR foi realizado após imersão de quatro dias.

Quadro 4.1 – Resumo dos ensaios de caracterização dos materiais granulares

Resumo dos Ensaio de Caracterização					
Camada			SubLeito	Sub-Base	Base
GRANULOMETRIA	PENEIRA % PASSANDO	2"	100	100	100
		1"	100	100	96,0
		3/8"	95,0	93,0	84,0
		Nº 4	92,0	91,0	71,0
		Nº 10	88,0	87,0	57,0
		Nº 40	68,0	69,0	32,0
		Nº 200	26,0	24,0	12,0
Resumo total da Granulometria	PED. ACIMA DE 2mm		11,6	12,3	42,6
	AREIA GROSSA		20,4	18,3	25,4
	AREIA FINA		41,7	45,3	20,2
	SILTE + ARGILA ABAIXO 0,074mm		26,3	24,1	11,8
LL(%)			NL	NL	NL
IP(%)			NP	NP	NP
IG			0	0	0
C.B.R. 12 Golpes(%)			8	-	-
C.B.R. 26 Golpes(%)			-	49	-
C.B.R. 55 Golpes(%)			-	-	65
γ (g/cm³)			1,985	2,012	2,145
n_{at}(%)			6,1	7,6	5,4
EXPANSÃO (%)			0,179	0	0
CLASSIF. HRB			A-2-4	A-2-4	A-2-4

Analisando-se os resultados, observa-se que todos os solos são essencialmente granulares, não apresentando expansão e plasticidade. Os solos do subleito e da sub-base são, em sua maioria, constituído de material de granulometria média e fina (areia) com uma porcentagem considerável de silte e argila (ver quadro 4.1) cujos CBR são de 8% e 49% respectivamente, o que de acordo com as especificações gerais do DNER, para as devidas funções, estes atender as especificações. A base é constituída de material estabilizado granulometricamente, sendo predominante a presença de pedregulho, apresentando CBR de 62%, que segundo a norma DNER ES-303/97 para o número de repetições do eixo padrão (N), durante o período do projeto de $N < 5 \times 10^6$, podem ser empregados materiais com $CBR \geq 60\%$ e expansão máxima de 0,5% para base.

Como discutido no capítulo anterior, para representação dos resultados, dos ensaios dinâmicos dos solos, foi utilizado o modelo composto proposto por MACÊDO (1996), por

ser do ponto de vista estatístico, mais representativo do que os modelos tradicionais. No modelo composto, a deformação específica resiliente é obtida através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_r = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$$

Sendo:

ε_r – deformação específica resiliente;

σ_3 – pressão confinante;

σ_d – tensão desvio;

k_i – parâmetros obtidos experimentalmente.

Sabe-se que o módulo resiliente é, por definição, dado por:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r}$$

Sendo:

MR – módulo resiliente.

Tem-se que,

$$M_R = \frac{\sigma_d}{a \sigma_3^b \sigma_d^c} = \frac{1}{a} \sigma_3^{-b} \sigma_d \sigma_d^c = \frac{1}{a} \sigma_3^{-b} \sigma_d^{(1-c)}$$

fazendo as seguintes substituições:

$$\frac{1}{a} = k, \quad k_2 = -b \quad e \quad 1 - c = k_3$$

Logo, tem-se o modelo composto:

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$$

A partir da aplicação, conforme mostrado no quadro 4.2, de diferentes pares de tensão utilizados no ensaio triaxial dinâmico, obtêm-se as respectivas deformações específicas resilientes.

Quadro 4.2 – Pares de tensão aplicados no ensaio triaxial dinâmico

Pressão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio, σ_d (MPa)	Razão de Tensões (σ_1/σ_3)
0.21	0.21	2
	0.41	3
	0.62	4
0.34	0.34	2
	0.69	3
	1.03	4
0.51	0.51	2
	1.03	3
	1.55	4
0.69	0.69	2
	1.37	3
	2.06	4
1.03	1.03	2
	2.06	3
	3.09	4
1.37	1.37	2
	2.75	3
	4.12	4

Com os valores das deformações, são encontrados, por regressão não-linear, os coeficientes k_1 , k_2 e k_3 . Assim, fazendo as devidas substituições, têm-se: $MR = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$ que compõe o modelo composto. No quadro 4.3, estão apresentados os resultados dos coeficientes obtidos a partir da regressão, baseados neste modelo.

Quadro 4.3 - Resultados coeficientes baseado no modelo composto.

Amostra	k_1	k_2	k_3	R^2	$K_1 = 1/k_1$	$K_2 = -k_2$	$K_3 = 1-k_3$
Base	0,00017701	-0,32	1,54	0,926	5649,40	0,32	-0,54
Sub-base	0,00019251	-0,46	1,46	0,963	5194,54	0,46	-0,46
Subleito	0,00024630	-0,41	1,47	0,929	4060,09	0,41	-0,47

Segundo Macêdo(1996), os modelos tradicionais empregados para representar o comportamento resiliente de solos de camadas de pavimento, em função apenas da pressão

confinante ou da tensão desvio, $MR = K_1 \sigma_3^{K_2}$ e $MR = K_1 \sigma_d^{K_2}$, apresentam as seguintes inconsistências:

- para o modelo cujo módulo é função da tensão desvio, a formulação é tendenciosa do ponto de vista estatístico, podendo haver indução a erros sistemáticos na estimativa do coeficiente de determinação, visto que o módulo resiliente é calculado ao invés de medido diretamente no ensaio. A expressão usualmente empregada na representação do comportamento de solos finos argilosos significa na verdade $\sigma_d / \varepsilon_r = K_1 \sigma_d^{K_2}$, onde a presença de σ_d em ambos os membros da equação representa uma inconsistência do ponto de vista da teoria da regressão;
- demonstra-se que, em todas as expressões do tipo potencial obtida por regressão linear simples, nos casos onde o expoente K_2 é muito baixo, sempre se observará um coeficiente de correlação muito baixo, sem que necessariamente o parâmetro estimado represente comportamento linear do material ensaiado na estrutura analisada, o que ocorre no caso de ensaios triaxiais dinâmicos, pois a faixa de variação do nível de tensão é bem inferior à faixa de variação de módulos observados;
- para modelos cujo módulo é função da tensão confinante, as expressões não são adequadas para representar o comportamento resiliente de solos finos argilosos, devido as características físico-químicas desses solos; a variação do módulo, nesse tipo de solo, não é explicado suficientemente pelas variações das tensões confinantes empregadas para realização do ensaio.

Obtidas as constantes do modelo composto, foram calculados os módulos resilientes das camadas granulares utilizando-se do programa FEPAVE-II. No quadro 4.4, estão apresentados os valores médios calculados a partir do programa em função da tensão desvio e da tensão confinante.

Quadro 4.4 - Módulos médios obtidos no programa FEPAVE II

Camada	Módulo Resiliente Médio (Kgf/cm²)
Base	2475
Sub-base	1261
Subleito	1316

De acordo com os resultados expostos no quadro acima, pode-se observar que em concordância com os tipos de materiais das camadas do pavimento e do subleito, os resultados obtidos com o programa FEPAVE II condiz com os valores encontrados na literatura, onde para as camadas de base, subbase e subleito, tem-se uma faixa de módulos típica de materiais granulares arenosos e solo fino silto-argiloso, variando de 1.000 kgf/cm² a 4.000 kgf/cm².

4.1.2 - Ensaios realizados com CBUQ

As amostras do revestimento extraídas utilizando a sonda rotativa, em pontos específicos de coleta como descrito no capítulo anterior, foram submetidas aos ensaios de módulo de resiliência a cargas repetidas e de resistência à tração por compressão diametral.

O módulo resiliente é obtido por:

$$MR = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_a}$$

Sendo:

MR – módulo resiliente.

ε_a – deformação específica resiliente;

σ_t – tensão de tração no centro do corpo de prova.

No quadro 4.5, apresenta-se, resumidamente, os resultados dos ensaios de compressão diametral para mistura asfáltica empregada no revestimento do trecho analisado.

Quadro 4.5 - Resultados dos ensaios de módulo de resiliência a cargas repetidas do revestimento em CBUQ.

Amostras	σ_T (MPa)	Densidade Aparente	Módulo Resiliente (Kgf/cm ²)	Módulo Resiliente Médio (Kgf/cm ²)
FP 1-1	0,51	*	*	20561
FP 1-2	0,66	*	*	
FP 1-3	0,56	2,30	*	
FP 1-4	0,64	2,33	*	
FP 2-1	*	3,45	*	
FP 2-2	0,67	2,25	18057	
FP 2-3	*	2,24	*	
FP 2-4	0,67	2,30	20830	
FP 3-1	0,79	1,94	22433	
FP 3-2	0,74	2,36	*	
FP 3-3	0,83	2,34	19317	
FP 3-4	0,72	2,35	*	
FP 4-1	*	2,39	*	
FP 4-2	0,77	2,37	*	
FP 4-3	*	*	*	
FP 4-4	0,87	2,38	22170	

*Não determinado

De acordo com a literatura, a faixa de módulos típica de um CBUQ novo convencional, executado com CAP 50/70, variam de 20.000 kgf/cm² e 35.000 kgf/cm², estando os valores no quadro acima inseridos neste intervalo.

No quadro 4.6 constam os resultados da resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas analisadas. O valor médio encontrado neste estudo pode ser considerado adequado para a mistura estudada, pois atende a nova especificação do DNIT 031/2006 ES, que preconiza uma Resistência à Tração mínima para camada de rolamento de 0,65 MPa. Parece não sofrer influência do tipo de mistura nesta propriedade mecânica, pelo menos quando analisada isoladamente.

Quadro 4.6 - Resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas estudadas.

Amostras	Resistência à tração a 25°C (Kgf/cm ²)
FP 2B	6,71
FP 2D	6,74
FP 3A	7,90
FP 3C	8,33
FP 4D	8,76
RT média	7,70

Uma forma de inferir a flexibilidade da mistura pode ser feita através da relação entre o módulo de resiliência e a resistência à tração por compressão diametral, ou seja, a

relação MR/RT. No quadro 4.7 estão apresentados os resultados dos módulos de resiliência (MR) e o valor da flexibilidade do material betuminoso.

Muitos autores representam a relação MR/RT como um parâmetro de comparação entre as misturas no que diz respeito ao comportamento à fadiga. Pinto et al (2003) e Leite et al (2000) sugerem que misturas com relações na ordem de 3000 apresentam um bom comportamento estrutural, ou seja, são flexíveis enquanto possui boa resistência a tração. Portanto, para uma mesma RT, uma relação menor de MR/RT é uma vantagem, porque permite o uso de camada menos espessa para uma mesma vida de fadiga.

Quadro 4.7 - Flexibilidade das misturas asfálticas.

Amostras	Módulo de Resiliência Médio (Kgf/cm ²)	Resistência à tração a 25°C (Kgf/cm ²)	Flexibilidade (MR/RT)
FP 2B	18057	6,71	2691
FP 2D	20830	6,74	3091
FP 3 ^a	22433	7,90	2840
FP 3C	19317	8,33	2319
FP 4D	22170	8,76	2531
Valores médios	20561	7,70	2694

Outra relação bastante importante que avalia o desempenho estrutural do pavimento é a relação entre o módulo resiliente do revestimento e o módulo resiliente da camada de base (MR_1/MR_2). Esta relação pode nos indicar se as tensões e deformações de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico levará a camada asfáltica a um trincamento prematuro.

A relação (MR_1/MR_2) \rightarrow (Revestimento/Base), para o caso em estudo apresenta um valor de (MR_1/MR_2) = (20561/2475) = 8, para os módulos médios. Este resultado indica do ponto de vista estrutural, para o tráfego em questão (tráfego muito leve), que a estrutura pode não vir a romper por trincamentos prematuros.

Quando esta relação fornece um valor muito elevado indica que a camada de base do pavimento é muito deformável com relação a rigidez do revestimento, ou seja, quanto maior esta relação, maior serão as tensões que geram as deformações de tração na fibra inferior do revestimento. Então, para que uma estrutura esteja bem dimensionada,

garantindo um não rompimento prematuro do revestimento betuminoso, é necessário que os módulos do material da base e da mistura sejam o menos discrepantes possíveis.

4.2 - Reconstituição da Dosagem Marshall do CBUQ

Com o auxílio do Eng. Armando Ataíde Ribeiro Filho, foi feita a reconstituição da dosagem Marshall para o CBUQ do trecho analisado, obtendo-se os resultados expostos nos quadros 4.8 e 4.9.

Quadro 4.8 Granulometria da Mistura

Peneiras	Granulometria da Mistura (Média)	Faixa de Trabalho	Faixa de Especificação "C" DNER ES 313/97
¾	100,0	100 -100	100
½	93,3	96,3,-100	85 - 100
3/8	88,5	81,5 - 95,5	75 - 100
Nº4	81,3	76,3 - 85	50 - 85
Nº10	55,3	50,3 - 60,3	30 - 75
Nº40	28,9	24,0 - 34,0	15 - 40
Nº80	15,8	13,8 - 17,8	8 - 30
Nº200	6,6	5,0 - 8,0	5 - 10

De posse dos resultados expostos no quadro acima, foi traçada a curva granulométrica média da mistura, juntamente com a faixa C do DNER ES 313/97, especificações utilizada na execução de projeto do trecho analisado, (Figura 4.1).

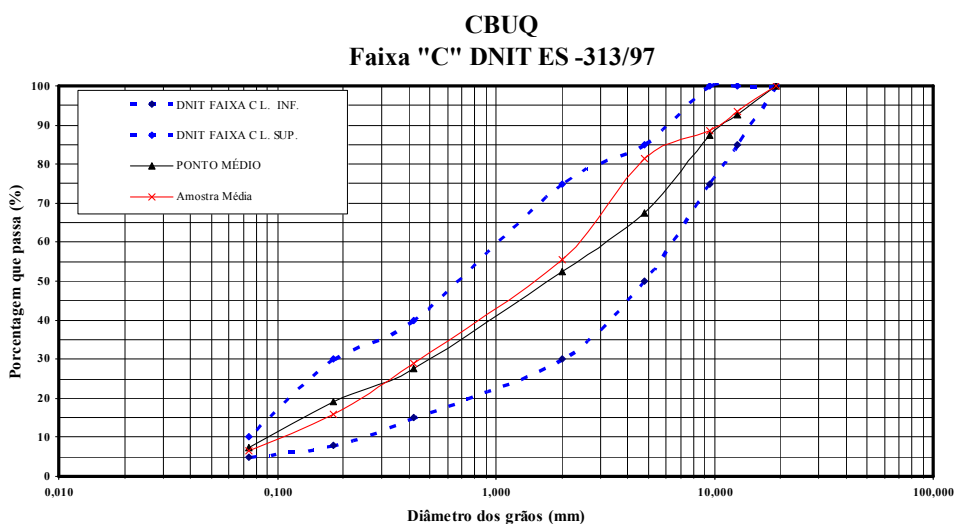


Figura 4.1: Curva granulométrica, faixa C, DNIT ES 313/97.

Considerando os parâmetros Marshall e a curva granulométrica definida na DNER – ES 313/97, pode-se concluir que a mistura betuminosa projetada atende aos requisitos exigidos pela norma brasileira então vigente.

Entretanto, ao se considerar os valores específicos na DNIT – ES 031/2006, verifica-se que a mistura betuminosa não atenderia a alguns parâmetros cujos valores foram alterados na nova versão da Especificação do Serviço, como pode ser observado na figura 4.2.

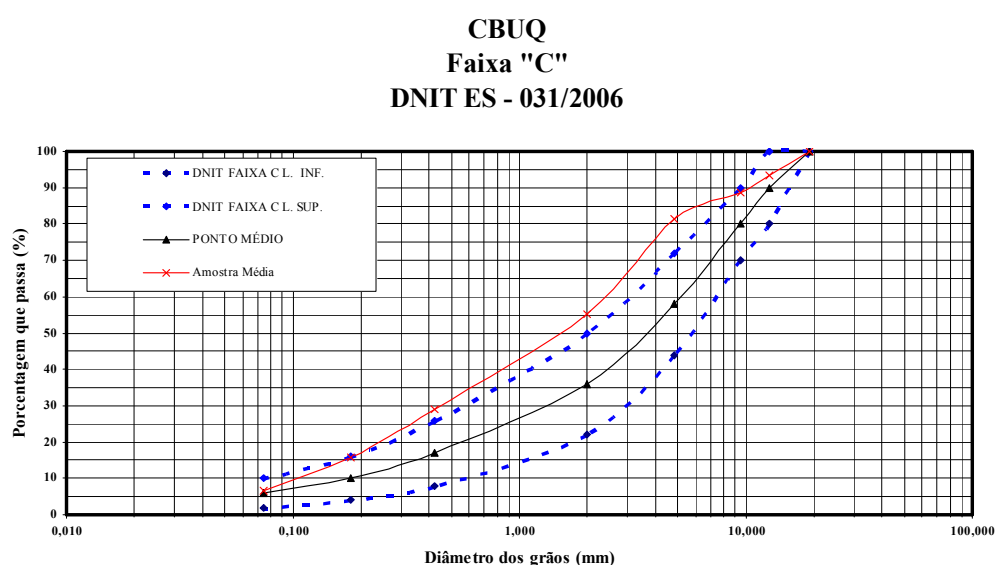


Figura 4.2: Curva granulométrica, faixa C, DNIT ES 031/2006.

Assim a curva granulométrica não é compatível com o novo conceito e necessita de correções nas peneiras Nº 4, Nº 10 e Nº 40, inobstante tangenciar os valores máximos definidos. Do mesmo modo, os valores para Estabilidade Marshall encontrados são inferiores aqueles atualmente exigidos. Ressalva-se que o valor encontrado no ensaio de tração por compressão diametral é superior ao exigido pela nossa norma.

Por outro lado parece que o processo construtivo do CBUQ foi inadequado, conforme se constata ao se analisar a relação densidade X vazios como pode ser observado no quadro 4.9. A compactação produziu baixas densidades, elevados volumes de vazios que

conduziu a um pequeno valor da relação betume/vazios. Como consequência, estes aspectos poderão comprometer a vida de serviço do revestimento betuminoso.

A partir da curva granulométrica média, calculou-se o teor ótimo de asfalto através da fórmula de Duriez, para dosagem de misturas asfálticas, como descrito no capítulo anterior.

O teor de asfalto é obtido por:

$$P = K \sum^{0,2}$$

Obteve-se então o valor de 6,2%, portanto compatível com o teor de asfalto médio encontrado nos ensaios de laboratório (ver apêndice D).

No quadro 4.9, estão expostos os resultados dos ensaios realizados com os corpos de prova moldados com o teor ótimo.

Quadro 4.9 Moldagem da Dosagem Marshall Reconstituída

	Teor	Densidade	Estabilidade	Fluência	% Vv	VAM	RBV
CP1	6,2%	2308	1030	10,1	3,8	17,7	78,5
CP2	6,2%	2322	1030	10,1	3,2	17,2	81,4
Média		2315	1030	10,1	3,5	17,4	79,9

O grau de compactação calculado pelos valores médios atinge o valor de 96,5%, abaixo do valor mínimo exigido, novamente confirma a inadequabilidade do processo construtivo.

4.3 - Ensaios de Campo

4.3.1 - Ensaios Deflectométricos

Nos quadros 4.10 e 4.11, são apresentadas as deflexões máximas do pavimento analisado obtidos através do emprego da viga Benkelman.

Quadro 4.10 - Deflexões máximas obtidas no trecho pela viga Benkelman, sentido centro/alça.

Estaca	Posição	Lf	Deflexão(0,01mm)
2	Direita	34,0	136,0
05	Esquerda	12	48,0
10	Direita	9,0	36,0
20	Esquerda	9,0	36,0
30	Direita	6,0	24,0
40	Esquerda	6,0	24,0
50	Direita	7,0	28,0
60	Esquerda	6,0	24,0
70	Direita	8,0	32,0
80	Esquerda	4,0	16,0*

* Eliminada , contem erro de leitura

Quadro 4.11 - Deflexões máximas obtidas no trecho pela viga Benkelman, sentido alça/centro

Estaca	Posição	Lf	Deflexão(0,01mm)
2 -1	Esquerda	16,0	64,0
5 -1	Direita	11,0	44
10 -1	Esquerda	9,0	36,0
20 -1	Direita	11,0	44
30 -1	Esquerda	10,0	40
40 -1	Direita	4,0	16,0
50 -1	Esquerda	5,0	20
60 -1	Direita	7,0	28
70 -1	Esquerda	5,0	20
80 -1	Direita	7,0	28

A partir das deflexões medidas com a viga, foram calculados, por retroanálise, os módulos de resiliência das camadas do pavimento e do subleito, utilizando as bacias medidas nas leituras de $D_{\text{máx}}$, $D_{\text{méd}}$ e D_{min} em ambos os sentidos da pista, apresentadas no quadro 4.12 a seguir.

Para evitar os erros de cálculo das deflexões decorrentes de um possível posicionamento dos pés dianteiros da viga dentro da área de influência da bacia de deformação, as deflexões definidoras das bacias medidas foram corrigidas utilizando a equação proposta por ALBERNAZ (1997).

$$D_x = \frac{1}{(M \times r_x^{E_x} + B)}$$

Onde:

D_x é a deflexão no ponto referente à distância radial r_x ;

r_x é a distância radial;

D_0 é a deflexão máxima, que ocorre sempre na área carregada ($r_x = 0$ cm);

B é um dos coeficientes da equação $B=1/D_0$; e

M , E_x são os coeficientes da equação obtidos na correção da bacia.

Quadro 4.12 – Bacias de deflexões medidas nos pontos de $D_{máx}$, D_{med} e D_{min}

Estacas	Bacia	Deflexões medidas na pista (0,01mm)						Deflexões corrigidas (0,01mm)					
		D_0	D_{25}	D_{50}	D_{75}	D_{100}	D_{125}	D_0	D_{25}	D_{50}	D_{75}	D_{100}	D_{125}
2	Máxima	108	96	52	24	16	8	111	98	54	25	17	9
20	Média	36	32	16	8	1	1	36	32	16	8	1	1
30	Mínima	24	8	4	2	1	1	24	8	4	2	1	1
2-1	Máxima	76	28	12	6	1	1	78	29	12	7	2	2
10-1	Média	20	4	2	1	1	1	20	4	2	1	1	1
40-1	Mínima	24	12	8	8	4	1	29	16	12	11	7	4

Observando as medições na tabela acima, pode-se notar que nem sempre reproduziu-se a situação original esperada da medida de deflexão máxima. Isto pode ocorrer por falha nas medidas de leituras ou pelo fato de que a viga Benkelman não automatizada produzir erros acentuados.

Com base nos resultados obtidos acima, foram plotadas as bacias máxima, média e mínima dos dois sentidos da pista, como também a bacia calculadas pelo programa ELSYM5 considerando a pressão de 5.6 Kg/cm^2 em uma área circular com raio de 10.8 cm, como exposto na figura 4.3. Os módulos das camadas granulares foram os obtidos através do FEPAVE II.

Bacias de deflexão -Viga Benkelman

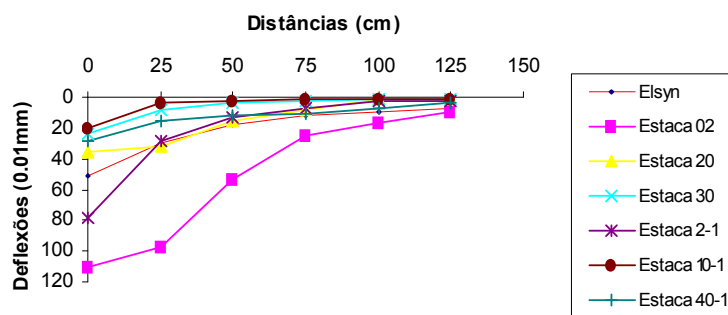


Figura 4.3 – Bacias de deflexões e bacia obtida pelo programa ELSYM5

4.4 - Análise Utilizando o Programa Retran-5L

Para retroanalisar as bacias usando o programa RETRAN5L, o autor do presente estudo contou com o auxílio do Eng. Cláudio Ângelo Valadão Albernaz, do DER – MG, que gentilmente realizou as retroanálises das 6 estações estudadas. No Quadro 4.13 é apresentado o resumo deste estudo.

Quadro 4.13 – Resumo da retroanálise pelo programa RETRAN5L

SEÇÃO	REVESTIMENTO			BASE			SUB-BASE			SUB-LEITO		
	MR1	POIS1	ESP1	MR2	POIS2	ESP2	MR3	POIS3	ESP3	MR4	POIS4	ESP4
Estaca	Kgf/cm ²	-	Cm	Kgf/cm ²	-	cm	Kgf/cm ²	-	cm	Kgf/cm ²	-	cm
2	90000	0.35	5.0	1400	0.35	20.0	100	0.35	20.0	1000	0.45	Infín.
20	90000	0.35	5.0	6400	0.35	20.0	175	0.35	20.0	6400	0.45	Infín.
30	70000	0.35	5.0	2400	0.35	20.0	5600	0.35	20.0	6400	0.45	Infín.
2-1	20000	0.35	5.0	700	0.35	20.0	1000	0.35	20.0	2800	0.45	Infín.
10-1	(Bacia Eliminada)											
40-1	70000	0.35	5.0	4800	0.35	20.0	2000	0.35	20.0	2400	0.45	Infín.

Para a retroanálise dos módulos das camadas do pavimento e do subleito, foi gerado um banco de dados com 32.000 estruturas teóricas similares, em termos de espessuras e materiais, ao pavimento em análise. Esse banco de dados foi criado a partir das seguintes faixas de variação modular:

- Para o revestimento, a variação da faixa foi de 25.000 à 35.000 kgf/cm², faixa de módulos típica de um CBUQ novo convencional, executado com CAP 50/70; e

- Nos casos da base, da sub-base e o subleito, foi adotada uma faixa de módulos típica de materiais granulares arenosos e solos finos silto-argilosos. 100 a 4.000 kgf/cm².

Os resultados da retroanálise baseados no banco de dados gerado a partir das faixas de módulos citadas anteriormente, não foram muito consistentes, pois quatro, das seis bacias retroanalizadas (67%), apresentaram erros percentuais de comparação entre as bacias medidas e teóricas (RMS%) superiores a 5% (a bacia da estaca 10-1 foi eliminada).

Constatada a inconsistência dos resultados da retroanálise inicial, decidiu-se ampliar as faixas de valores modulares do banco de dados, com o objetivo de melhorar os ajustes das bacias durante a retroanálise. Dois bancos de dados complementares foram gerados e testados, abrangendo as faixas de módulos indicadas a seguir.

- Para o revestimento, a variação da faixa foi de 25.000 à 90.000 kgf/cm²; e
- Para base, a sub-base e o subleito, foi adotada uma faixa de 100 kgf/cm² a 7.000 kgf/cm².

No quadro 4.13, observa-se que os módulos do CBUQ, com exceção da estaca 2-1, são bastante elevados para uma mistura fabricada recentemente, e não oxidada. Observando os módulos da base da estação 20, da sub-base da estação 30 e do subleito da estação 30 constata-se que os módulos destas camadas podem ser comparados aos dos materiais tratados com cimentados como os solos melhorados com cimento, escória consolidada etc.

Os resultados dessa segunda retroanálise mostram que os erros de comparação entre as bacias medida e teórica (RMS%) foram reduzidos em todas as estacas, mas ainda assim três (50%), das seis bacias retroanalizadas apresentaram erros superiores a 5% (a bacia da estaca 10-1 foi eliminada, também, desta vez). Diante desta constatação, o responsável pela retroanálise sugeriu as seguintes providências:

- 1^a) Refazer o levantamento deflectométrico com maior quantidade de bacias;
- 2^a) Melhorar a definição da estrutura-tipo representativa do pavimento existente, no que se refere às espessuras e aos tipos de materiais das camadas e do subleito; e

3ª) Se for o caso, subdividir o trecho em dois ou mais segmentos homogêneos quanto à estrutura-tipo representativa do pavimento avaliado.

Os resultados detalhados da retroanálise emitidos pelo programa RETRAN5- L estão apresentados nos apêndice C.

Diante do que foi descrito anteriormente, pode-se supor que por não ter havido controle de campo para realização do levantamento deflectométrico ou pelo fato de que a quantidade de bacias não tenha sido representativa a ponto de permitir uma análise estatística com maior confiabilidade, os resultados dos ensaios de campo não podem ser confrontados com os obtidos em laboratório.

4.5 - Análise Utilizando os Programas ELSYM 5 e FEPAVE II

Com o objetivo de realizar uma análise elástico-linear utilizou-se o programa ELSYM5 para obter tensões e deformações nos pontos $x = 0$ (centro da roda do eixo padrão), $x = 10.8$ (raio da área de atuação) e $x = 15.0$ (centro do eixo padrão) expressos respectivamente nos quadros 4.14 e 4.15.

A partir desta análise, foi feita a previsão da vida de fadiga do trecho estudado. O modelo analítico-empírico empregado para avaliação é o desenvolvido por Pinto(1996) para seis misturas betuminosas ensaiadas a tensão controlada:

$$N_{lab} = 9,07 \times 10^{-9} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,65} \left(\frac{1}{MR} \right)^{0,0633} ; n = 82 \text{ pontos, } r^2 = 0,96.$$

Sendo:

ε_t - deformação específica sob o revestimento; e

MR - módulo de resiliência da mistura betuminosa (kgf/cm^2).

Este modelo fornece o número de aplicações do carregamento necessário para provocar a ruptura completa de um concreto asfáltico em laboratório. Para estimativa do número de operações do eixo padrão necessário para que o revestimento atinja um trincamento de 20%, em PINTO (1996) o autor propõe um fator campo-laboratório igual a 10^4 para o caso de ensaio de compressão diametral a 25 °C. Portanto, o modelo empregado para a análise é representado pela seguinte equação:

$$N = 9,07 \times 10^{-5} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,65} \left(\frac{1}{MR} \right)^{0,0633}$$

No quadro 4.14 estão sendo apresentadas as deformações específicas de tração atuantes sob o revestimento e a deformação admissível para o $N=6 \times 10^4$, utilizando o modelo proposto por PINTO(1996).

Quadro 4.14 - Deformação específica de tração sob o revestimento obtidas com o ELSYM5.

Espessuras	x=0	x=10,8	x=15	ε_{adm}
2	7,10E-05	8,70E-05	2,33E-05	3,70E-04
4	3,00E-04	2,70E-04	2,30E-04	3,70E-04
5	3,30E-04	3,00E-04	2,70E-04	3,70E-04
6	3,40E-04	3,20E-04	2,90E-04	3,70E-04
8	3,20E-04	3,30E-04	3,00E-04	3,70E-04
10	2,90E-04	2,90E-04	2,80E-04	3,70E-04
12	2,60E-04	2,60E-04	2,60E-04	3,70E-04
14	2,30E-04	2,35E-04	2,33E-04	3,70E-04
16	2,00E-04	2,10E-04	2,10E-04	3,70E-04
18	1,80E-04	1,88E-04	1,87E-04	3,70E-04
20	1,61E-04	1,68E-04	1,68E-04	3,70E-04

Quanto ao critério de tensão vertical admissível vertical no topo do subleito proposta por Heukelom e Klomp, (1996):

$$\sigma_v = \frac{0,006.Mr_{Sub}}{1 + 0,7.LogN}$$

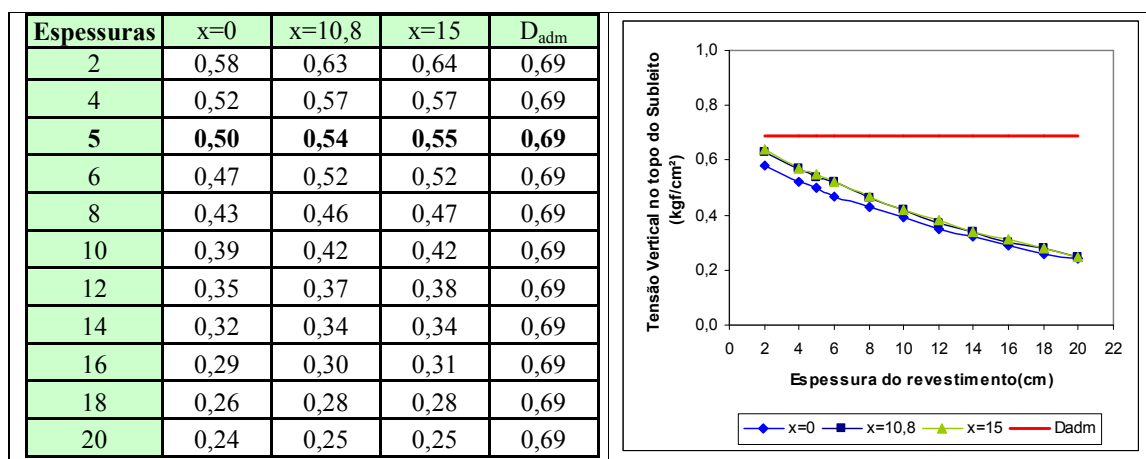
Sendo:

σ_v - tensão vertical no topo do subleito, em kgf/cm^2)

MR_{sub} - módulo de resiliência do subleito adotado como sendo $500 \text{ kgf}/\text{cm}^2$;

N – número de solicitações do eixo-padrão rodoviário com 8,2tf.

Quadro 4.15 - Tensão vertical no topo do subleito obtidas com o ELSYM 5.



Observa-se nos quadros 4.14 e 4.15, que os critérios de fadiga do revestimento asfáltico e a deformação permanente foram atendidos, tendo em vista, que as deformações e tensões atuantes são menores que a admissível para um número $N = 6 \times 10^4$.

Os resultados a seguir foram obtidos na análise com o FEPAVE II com características não-lineares. Nesta análise a deflexão máxima recuperável obtida foi de $27 \times 10^{-2} \text{ mm}$, considerando a estrutura executada com 5 cm de revestimento, 20 cm de base e 20 cm de sub-base.

Os resultados da análise estrutural pelo FEPAVE II do trecho estudado utilizando-se as expressões de MR obtidas em laboratório são apresentadas no quadro 4.16, e apresentam também a contribuição de cada camada para a deflexão total, a tensão vertical atuante no subleito, deformação sob o revestimento na reta vertical que passa entre os pneus de uma das rodas duplas do eixo padrão, contendo também a variação dos módulos no interior de cada camada.

Tabela 4.16 – Resultados obtidos no programa FEPAVE2V

Camada	Contribuição para Deflexão Total (%)	Varição do Módulo resiliente (Kgf/cm ²)	Deformação sob o revestimento (cm)	Tensão vertical no Subleito (Kgf/cm ²)
Revestimento	4	Const.	1,89 x 10 ⁻⁴	0,17
Base	41	2475 (+/- 725)		
Sub-base	18	1261 (+/- 89)		
Subleito	37	1316 (+/- 32)		

Nas tabelas 4.17 e 4.18 apresenta-se o comparativo dos resultados de tensões verticais de compressão no topo do subleito e de deformações sob o revestimento obtidas através de análises elástico-linear e não-linear.

Quadro 4.17 – Tensões sobre Subleito a partir do FEPAVE II e ELSYM5

Tensões sobre subleito (Kgf/cm²)		
Pontos de Inspeções	Tensões Verticais de Compressão FEPAVE2(σ_v)	Tensões Verticais de Compressão ELSYM5(σ_v)
x = 0	0,19	0,50
X = 10.8	0,17	0,54
x = 15	0,17	0,55

Quadro 4.18 – Deformação específica sob o revestimento a partir do FEPAVE2V e do ELSYM5

Deformação sob o Revestimento (cm)		
Pontos de Inspeções	Deformação Radial (ϵ_r) FEPAVE2	Deformação Radial (ϵ_r) ELSYM5
x = 0	2,31 x 10 ⁻⁴	3,3 x 10 ⁻⁴
x = 10.8	2,26 x 10 ⁻⁴	3,0 x 10 ⁻⁴
X = 15	1,89 x 10 ⁻⁴	2,7 x 10 ⁻⁴

Observam-se nos tabelas 4.17 e 4.18, que as análises elástico-linear e não-linear apresentaram valores discrepantes no que concerne à tensão vertical de compressão no topo do subleito, em que as tensões obtidas com o programa ELSYM5 foram relativamente maiores que as obtidas pelo FEPAVE II. Em contra partida, as deformações específicas de tração sob o revestimento apresentaram certa coerência entre as duas metodologias.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 - Conclusões

Com base nos resultados obtidos nesta pesquisa, pode-se concluir:

- os materiais granulares utilizados na execução das camadas de base, sub-base e regularização de sub-leito, estão de acordo com as especificações gerais do DNER;
- levando em consideração os Módulos Resilientes obtidos através do programa FEPAVE para as camadas granulares, observa-se que os resultados se encontram dentro do esperado, assim como os valores do MR do CBUQ que estão de acordo com os valores encontrados na literatura especializada;
- fazendo-se uma análise quanto à relação MR/RT, observa-se que o revestimento apresenta um bom comportamento estrutural, pelo menos quando se analisa este parâmetro isoladamente, assim como a relação MR_{rev}/MR_{base} demonstra que por apresentar um valor moderado a estrutura não virá a romper precocemente;
- quanto à reconstituição da dosagem MARSHALL, pode-se concluir que considerando os valores específicos na DNIT – ES 031/2004, a mistura betuminosa não atende a faixa granulométrica especificada. Observa-se também que a baixa densidade e o elevado volume de vazios proporciona um pequeno valor da relação betume/vazios, o que poderá comprometer a vida de serviço do revestimento betuminoso.
- observando as bacias deflectométricas obtidas na pista de rolamento, vê-se a discrepância de valores entre o conjunto e juntamente com a análise utilizando o programa RETRAN5L para obtenção dos módulos resilientes. Chega-se a conclusão de que as bacias coletadas não

condizem com a realidade, estando as mesmas apresentando erros elevados. Sendo assim, as análises deflectométricas não puderam ser utilizadas nesta pesquisa;

- a análise utilizando os programas computacionais ELSYM5 e FEPAVE II mostra que o revestimento asfáltico satisfaz tanto ao critério de fadiga quanto ao de deformação permanente. No entanto, pode-se perceber que tanto as tensões quanto as deformações obtidas nas camadas granulares divergem quando obtidas por cada um dos programas, o que é aceitável uma vez que ELSYM5 considera os materiais com características elástico linear e o FEPAVE II utiliza modelagem elástico-não linear; e

- os processos de avaliação estrutural de pavimentos sempre estão sujeitos a considerações de ordem subjetiva, apesar dos diferentes métodos disponíveis no Brasil e no exterior, evidenciando que, em qualquer situação, haverá sempre dúvidas sobre o melhor critério a ser adotado e conseqüentemente incertezas associadas aos resultados obtidos.

5.2 – Sugestões

Da experiência adquirida na avaliação estrutural do trecho analisado, pode-se sugerir:

- que seja realizado um novo levantamento deflectométrico com maior quantidade de bacias e, se for o caso, subdividir o trecho em dois ou mais segmentos homogêneos quanto à estrutura-tipo representativa do pavimento avaliado;

- obter a carga de roda equivalente para esta estrutura, uma vez que a análise utilizando o programa FEPAVE considera apenas a carga de um roda e não uma carga que equivale ao efeito real produzido por um veículo padrão; e

- seja dada continuidade a esta pesquisa podendo ser feitas análises completas do pavimento em questão, com avaliação estrutural, funcional e de segurança.

CAPÍTULO 6

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (1993). Guide for Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., U.S.A.
- AASHTO (2002). Guide for Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., U.S.A..
- ARANOVICH, L.A.S., (1985), Desempenho de pavimentos de baixo custo no estado do Paraná. Tese de M.Sc., Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- AYRES JR., M., (1997), Development of a rational probabilistic approach for flexible pavement analysis. Ph.D. dissertation, University of Maryland, College Park, USA.
- ARANOVICH, L.A.S, (1985), Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo no Estado do Paraná, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- APPEA, A. K., AL-QADI, I. L., (2000), “Assessment of FWD Deflection Data in Stabilized Flexible Pavements” Transportation Research Board, Washington, 26pp.
- ALBERNAZ, C.A.V, (1997), Método Simplificado de Retroanálise de Módulos de Resiliência de Pavimentos Flexíveis a partir da Bacia de Deflexão, Tese de Mestrado, COPPE / UFRJ, 99p.
- BENEVIDES, S.A.S. (2000). Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos: Empíricos do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em Rodovias do Estado do Ceará. Tese de Mestrado, COPPE/ UFRJ, Riode Janeiro, RJ, Brasil.
- BENEDETTO, H.D., DE LA ROCHE, C.; FRANCKEN, L. (1997), “Fatigue of bituminous mixtures: Different approaches and RILEM interlaboratory tests”. In: Mechanical Tests for Bituminous Materials, RILEM, pp. 15 – 26.

- BARKSDALE, R.D.; ALBA, J., (1997), Laboratory Determination of resilient Modulus for Flexible Pavement Design. Final Report prepared for National Cooperative Highway Research Program Transportation Reserch Board National Research Council.
- CERATTI, J.A.P., (1991), Estudo do Comportamento à Fadiga de Solos Estabilizados com Cimento. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ.
- CERATTI, J.A.P.; PREUSSLER, E.S.; PINTO, S.; AGUIAR, A., (1988), Um Sistema Automático para Realização de Ensaios com Carregamento Repetido em Materiais de Pavimentos. Simpósio Sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e de Laboratório em Geotecnia, vol. 2, COPPE, ABMS, ABGE e Clube de Engenharia, Rio de Janeiro.
- CARDOSO, S.H., (1987), Procedure for flexible airfield pavement design based on permanent deformation. Ph.D. dissertation, University of Maryland, Maryland, USA.
- CARDOSO, S.H. (1995). “Faixas de Módulos Dinâmicos (elásticos) Obtidos por Retroanálise Durante Sete Anos”. In: 29a Reunião Anual de Pavimentação. V. 2, pp.377-401, Cuiabá, MG, Brasil.
- COELHO, V. (1996). Contribuição ao Estudo das Deformações Permanentes, nas Condições do Brasil, em Camadas de Concreto Asfáltico de Pavimentação. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP, Brasil.
- COPPE (1988) Procedimento para execução de ensaios com Carregamento Repetido (solos, britas, misturas betuminosas, misturas cimentadas), Setor de mecânica dos pavimentos, laboratório de geotecnia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- DNER (1996). Manual de Pavimentação. DNER/ IPR/ ABNT, 2ª ed., Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DNER (1998). Manual de Reabilitação de Pavimentos Asfálticos. DNER/ IPR/ ABNT, publ. 704, 1ª ed., 243p., Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DNER (2000), Especificações Gerais de Serviços. DNER/ IPR/ ABNT, 4ª ed., Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- DNER-ME 133/94, (1994), Misturas Betuminosas – Determinação do Módulo de Resiliência, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DNER-ME 138/94, (1994), Misturas Betuminosas – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FRANCO, F.A.C.P. (2000). Um Sistema para Análise Mecânica de Pavimentos Asfálticos. Tese de Mestrado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FERREIRA, J.G.H.M., (2002), Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaio Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.
- GONTIJO, P.R.A., GUIMARÃES, F.H.R., NOGUEIRA, C.L. (1994). “Metodologias Brasileiras para Avaliações das Características Funcionais e Estruturais de Pavimentos Rodoviários – Estado da Arte”. In: 28ª Reunião Anual de Pavimentação. V. 1, pp. 501-529, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- HUANG, Y. H., (1993), Pavement analysis and design. New Jersey, Prentice Hall Inc.
- HAAS, R., HUDSON, W.R.; ZANIEWSKI, J. Z., (1994), “Modern Pavement Management” Ed. Krieger, Malabar, Florida, U.S.A. 579p.
- HOFFMAN, M.S.; THOMPSON, M.R., (1982), “Comparative Study of Selected Nondestructive Testing Devices” Transportation Research Record 852, Washington, D. C., U.S.A, pp. 32-41.
- HARVEY, J., POPESCU, L, (2000), “Accelerated Pavement Testing of Rutting Performance of Two Caltrans Overlay Strategies” Transportation Research Record – cd, paper nº00-0427. Washington, D. C., U.S.A.
- INSTITUTO DE ASFALTO, (2001), Tradução do Manual de Asfalto. Série do Manual nº. 4 (MS-4), Edição 1989, Instituto de Asfalto.
- JACOB, U. (1978). JULEA - Jacob Uzan Layered Elastic Analysis. U.S.A..

- KALOUSH, K. E., (1999), Statistical Analysis and Modeling of the Permanent to Elastic Strain Ratio with Asphalt Mixture Properties and Test Conditions. Inter- Team Technical Report, University of Maryland, February, 1999.
- LOUREIRO, T. G. (2003). Estudo da evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas. Tese de M.Sc., Universidade Federal do Ceará, Fortaleza
- LEAHY, R. B., (1989), Permanent deformation characteristics of asphalt concrete. Ph.D. Dissertation, University of Maryland, College Park, USA.
- MACÊDO, J.A.G. (1996), Interpretação de Ensaios Defletométricos para Avaliação estrutural de Pavimentos Flexíveis – A experiência com FWD no Brasil, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MEDINA, J. de, (1997), Mecânica dos Pavimentos. 1 ed. Rio de Janeiro, UFRJ.
- MOTTA, L.M.G., MEDINA, Jacques de, SOUSA, Ana M., (2002), “Características de Fadiga e Resiliência de Concretos Asfálticos Brasileiros”. In: Anais do 16°
- MERIGHI, J.V., SUZUKI, C.Y., (2000), “O Ensaio de Creep Dinâmico na Previsão de Deformação Permanente de Misturas Asfálticas”. In: Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico, São Paulo, São Paulo, Brasil.
- MOTTA, L. M. G.; SÁ, M. F. P.; OLIVEIRA, P.M.F., et al., (1996), “O Ensaio de Creep Estático e Dinâmico na Avaliação das Misturas Asfálticas”. In: Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 30ª RAPv, v. 01, pp. 115-135, Salvador, Bahia, Brasil, 24-29 Novembro.
- MOTTA, L.M.G., TONIAL, I.; LEITE, L.F.M., et al., (1996), Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas. Tradução comentada: Background of SUPERPAVE Asphalt Mixture Design and Analysis, nº. FHWASA- 95-003, Petrobras, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MOTTA, L.M.G. – Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critérios de confiabilidade e ensaios de carga repetidas. Tese de Doutorado, Coppe/UFRJ, (1991).

- MOTTA, L. M. G.; MAHLER, C. F. (1982). Análise Comparativa de Diferentes Métodos de Cálculo de Sistemas em Camadas. Anais, 6º Encontro de Asfalto, IBP, p. 091 - 106, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MONISMITH, C. L.; BROWN, S. F. (1999), Developments in the structural design and rehabilitation of asphalt pavements over three quarters of a century. In: The Association of Asphalt Paving Technologists, 75th Anniversary Volume, March 1999.
- MAINA, J.W., INOUE, T., KASAHARA, A. et. al. (2002). “Backcalculation of Pavement Layer Moduli without Using D0 – Deflection”. In: Proceedings of the 6th Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. V. 1, pp. 647-657, Lisboa, Portugal.
- MEDINA, J., MACÊDO, J.A.G., MOTTA, L.M.G., et. al. (1994). “Utilização de Ensaio Defletométrico e de Laboratório para a Avaliação Estrutural de Pavimentos”. In: 28ª Reunião Anual de Pavimentação. V. 1, pp. 595-625, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- OLIVEIRA, D.S.C. (2005). Análise dos impactos provocados pela operacionalização do serviço mototáxi do sistema de transportes urbanos: o caso de Campina Grande – PB. Dissertação Mestrado, UFPB - João Pessoa, PB.
- PREUSSLER, E.S., VALE, A.F., CARVALHO, R.L.E. et. al. (2000). “Caracterização da Condição Elástica do Subleito”. In: 32ª Reunião Anual de Pavimentação. V. 1 pp. 331-336, Brasília, DF, Brasil.
- PINTO, S. (1991). Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos. Tese de Doutorado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PINTO, S., MOTTA, L.M.G., (1995), Catálogo de Curvas de Fadiga. Boletim Técnico nº. 16, Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv. Rio de Janeiro.
- PINTO, S., PREUSSLER, E.S., (2002), Pavimentação Rodoviária – Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis. 2.ed. Rio de Janeiro, Copiarte
- PINTO, S., PREUSSLER, E.S., (1980), Módulos Resilientes de Concretos Asfálticos. MT – DNER – Instituto de Pesquisas Rodoviárias (Divisão de Pesquisas), Rio de Janeiro.

- PREUSSLER, E.S.; PINTO, S. (1982). Proposição de Método para o Projeto de Pavimentos Flexíveis, Considerando a Resiliência. Anais, 17ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPV, V. 1, p. 367 - 89, Brasília, DF, Brasil.
- PREUSSLER, E. S.; PINTO, S. (1996). Método para o Projeto de Pavimentos Flexíveis, Método da Resiliência. Manual de Pavimentação. DNER/ IPR/ ABNT, 2ª ed., Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PREUSSLER (1983), Estudo da Deformação Resiliente de Pavimento Flexíveis e Aplicação ao projeto de Camadas de Reforço. Tes Dsc. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro - RJ.
- QUEIROZ, C.A.V.; Visser A.T. – Um programa para o cálculo de tensões e deformações em sistemas de camadas elásticas, Boletim Técnico no 10, Pesquisa ICR, MT-Geipot, 1978.
- RODRIGUES, R.M., (1991), Estudo do Trincamento dos Pavimentos/ Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 175p.
- RODRIGUES, R.M., S.D., Apostila do curso de pavimentação. Instituto Tecnológico de Aeronáutica, Divisão de Infra-estrutura Aeronáutica, S. José dos Campos, SP
- ROCHA FILHO, N.R., RODRIGUES, R.M. (1996). “A Avaliação Estrutural dos Pavimentos por Meio de Levantamentos Deflectométricos”. In: 30ª Reunião Anual de Pavimentação. V. 3 pp. 1119-1146, Salvador, BA, Brasil.
- RIBEIRO FILHO, ATAÍDE A. (2006) – Reconstituição de Sosagem Marshall para CBUQ, Av. Floriano Peixoto – Trecho Av. Plínio Lemos / Alça Sudoeste – BR 230). Comunicação pessoal, João Pessoa -PB
- SANTOS, A.M., MOREIRA, M.R.P. (1987). “Os Trechos Experimentais da Rodovia BR-104/PE: Análise do Desempenho do Reforço”. In: 22ª Reunião Anual de Pavimentação, v. 2, pp. 419-471, Maceió, AL, Brasil.
- SOUZA, A. C.V., (1997), Custos de Conservação de Rodovias, Velocidades de Tráfego e Módulos de Resiliência de Misturas Asfálticas. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- SVENSON, M. (1980). Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos argilosos. Dissertação de Mestrado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SANTOS, J.D.G., (1998), Contribuição ao estudo dos solos lateríticos granulares como camada de pavimento. Tese de D.Sc., COPPE / UFRJ, Rio de Janeiro.
- SILVA, P.D.E.A. (1995). Contribuição para o Aperfeiçoamento do Emprego do Programa FEPAVE2 em Estudos e Projetos de Pavimentos Flexíveis. Tese de Mestrado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- TRICHÊS, G. (1985). Determinação do Coeficiente de Poisson de Solos Compactados, Ensaio Triaxial Dinâmico e o Cálculo da Deflexão em Pavimentos. Tese de Mestrado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- TRICHÊS, G. (1999), “Avaliação Estrutural Durante o Processo Construtivo: uma Ferramenta para o controle Tecnológico da Execução” 3º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço, Belém, pp. 117-125.
- TSENG, K. H.; LYTTON, R L., (1989), Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials. Implication of aggregates in the design, construction and performance of flexible pavements, ASTM STP 1016, American Society for Testing Materials, Philadelphia, pp. 154-172.
- THE ASPHALT INSTITUTE (1982), Research and development of the Asphalt Institute’s Thickness Design Manual (MS1) Ninth Edition, Research Report no. 82-2, College Park, Maryland, Estados Unidos. Agosto de 1982.
- VERTAMATTI, E., (1988), Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com Base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resiliente. Tese de D.Sc., Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, SP, Brasil.
- VILLELA, A.R.A., MARCON, A.F. (2001). “Avaliação Estrutural de Pavimentos Utilizando um Método Simplificado de Retroanálise – Retran-2CL”. In: 33ª Reunião Anual de Pavimentação. pp. 622-633, Florianópolis, SC, Brasil.
- YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. (1975), Principles of pavement design. 2nd Edition, New York, John Wiley & Sons.

APÊNDICE A
RESUMO DOS ESTUDOS GEOTÉCNICOS DA AVENIDA
MARECHAL FLORIANO PEIXOTO.

RESUMO DE ENSAIOS DE SUBLEITO

OBRA: Projeto: Avenida Floriano Peixoto			TRECHO: Malvinas – Alça Sudoeste				SUB-TRECHO: Malvinas Alça Sudoeste				
PROCEDÊNCIA: Eixo			ESTACA LADO: Eixo				DATA: Maio/2000				
FURO N ^o	01	02	03	04	05	06	07	08	09		
PROFUNDIDADE (m)	0,0-0,40	0,0-0,47	0,0-0,54	0,30-0,30	0,0-0,30	0,30-0,80	0,30-1,0	0,35-1,00	0,30-1,00		
GRANULOMETRIA	PEMEIRA - % PASSANDO	2”	100	100	100	100	100	100	100	100	
		1”	100	100	100	94	97	97	100	100	
		3/8”	94	97	77	76	90	95	100	99	
		N ^o 4	93	95	73	65	89	94	100	98	
		N ^o 10	90	94	72	60	88	93	99	97	
		N ^o 40	72	76	60	54	80	81	88	85	
		N ^o 200	43	42	22	27	38	40	57	48	
LL		NL	28	NL	NL	NL	NL	30	NL	NL	
IP		NP	11	NP	NP	NP	NP	14	NP	NP	
IG		1	1	0	0	1	1	4	2	1	
CLASSIFICAÇÃO HRB		A-4	A-6	A-2-4	A-2-4	A-4	A-4	A-7-5	A-4	A-4	
COMPACTAÇÃO E CBR	12 GOLPES	D.MÁX.	1,870	1,840	2,000	2,032	1,950	1,770	1,760	7,765	1,835
		U.ÓTIMA	10,5	13,1	9,8	9,3	10,1	14,6	16,2	15,2	10,0
		C B R	14	3	25	14	13	3	1	3	3
		EXP.	0,273	1,710	0,008	0,120	0,085	1,094	0,190	0,836	0,155
	26 GOLPES	D.MÁX.	1,950	1,905	2,055	2,095	2,015	1,840	1,785	1,810	1,935
		U.ÓTIMA	9,7	11,5	8,3	8,2	8,6	13,2	15,8	14,5	9,3
		C B R	20	6	28	22	20	5	2	5	6
		EXP.	0,239	1,754	0,026	0,103	0,103	1,207	0,169	0,877	0,140
CAMPO	DENSIDADE										
	UMIDADE										
	% COMPACT.										
BSERVAÇÕES:											

RESUMO DE ENSAIOS DE SUB-BASE

OBRA: Projeto da Avenida Floriano Peixoto				TRECHO: Malvinas/Alça Sudoeste				SUB-TRECHO: Malvinas / Alça Sudoeste			
PROCEDÊNCIA: Jazida _____				VISTO: Laboratorista				DATA: Maio / 2000			
								LABORATÓRIO: Solos I			
FURO Nº		01	02								
LADO: D, E ou X (eixo)											
PROFUNDIDADE (m)		0,0 – 0,40	0,0 – 0,40								
GRANULOMETRIA	PEMEIRA - % PASSANDO	2”	100	100							
		1”	100	100							
		3/8”	99	99							
		Nº 4	98	98							
		Nº 10	96	96							
		Nº 40	78	79							
		Nº 200	27	28							
LL		NL	NL								
IP		NP	NP								
IG		0	0								
CLASSIFICAÇÃO HRB		A-2-4	A-2-4								
COMPACTAÇÃO E CBR	12 GOLPES	D.MÁX.									
		U.ÓTIMA									
		C B R									
		EXP.									
	26 GOLPES	D.MÁX.	1.940	1.935							
		U.ÓTIMA	8.1	7.6							
		C B R	47	44							
		EXP.	0.043	0.052							
CAMPO	DENSIDADE										
	UMIDADE										
	% COMPACT.										
OBSERVAÇÕES:											

RESUMO DE ENSAIOS DE BASE

OBRA: Projeto da Avenida Floriano Peixoto					TRECHO: Malvinas/Alça Sudoeste			SUB-TRECHO: Malvinas / Alça Sudoeste			
PROCEDÊNCIA: Jazida _____					VISTO: Laboratorista			DATA: Maio / 2000			
								LABORATÓRIO: Solos I			
FURO Nº		1e3	1e3	1e3	1e3						
LADO: D, E ou X (eixo)											
PROFUNDIDADE (m)		0,0-0,40	0,0-0,40	0,0-0,40	0,0-0,40						
GRANULOMETRIA	PEMEIRA - % PASSANDO	2"	100	100	100	100					
		1"	100	100	100	100					
		3/8"	70	68	72	74					
		Nº 4	69	67	68	77					
		Nº 10	68	66	67	68					
		Nº 40	55	53	55	57					
		Nº 200	18	17	19	20					
LL		NL	NL	NL	NL						
IP		NP	NP	NP	NP						
IG		0	0	0	0						
CLASSIFICAÇÃO HRB		A-2-4	A-2-4	A-2-4	A-2-4						
COMPACTAÇÃO E CBR	12 GOLPES	D.MÁX.									
		U.ÓTIMA									
		C B R									
		EXP.									
	26 GOLPES	D.MÁX.	2.020	2.020	2.047	2.060					
		U.ÓTIMA	8.0	8.0	7.1	7.8					
		C B R	85	88	91	95					
		EXP.	0.000	0.000	0.000	0.000					
CAMPO	DENSIDADE										
	UMIDADE										
	% COMPACT.										
OBSERVAÇÕES:											

RESUMO DE ENSAIOS DE EMPRÉSTIMO

OBRA: Projeto da Avenida Floriano Peixoto				TRECHO: Malvinas/Alça Sudoeste				SUB-TRECHO: Malvinas / Alça Sudoeste			
PROCEDÊNCIA: Jazida para Corpo de Aterro				VISTO: Laboratorista				DATA: Maio / 2000			
								LABORATÓRIO: Solos I			
FURO Nº		01	02								
LADO: D, E ou X (eixo)											
PROFUNDIDADE (m)		0,0-0,60	0,0-0,50								
GRANULOMETRIA	PEMEIRA - % PASSANDO	2"	100	100							
		1"	100	100							
		3/8"	100	100							
		Nº 4	99	99							
		Nº 10	98	98							
		Nº 40	87	87							
		Nº 200	31	31							
LL		NL	NL								
IP		NP	NP								
IG		0	0								
CLASSIFICAÇÃO HRB		A-2-4	A-2-4								
COMPACTAÇÃO E CBR	12 GOLPES	D.MÁX.	1.825	1.831							
		U.ÓTIMA	11.1	10.6							
		C B R	20	20							
		EXP.	0.000	0.000							
	26 GOLPES	D.MÁX.									
		U.ÓTIMA									
		C B R									
		EXP.									
CAMPO	DENSIDADE										
	UMIDADE										
	% COMPACT.										
OBSERVAÇÕES:											

APÊNDICE B
RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIL DINÂMICO
(AV. FLORIANO PEIXOTO)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
LABORATÓRIO DE ENGENHARIA DE PAVIMENTOS

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Amostra: Origem: N° do C.P.:
 Rodovia: Camada: Estaca/km:
 Operador(es): Interes.: Data (ensaio):

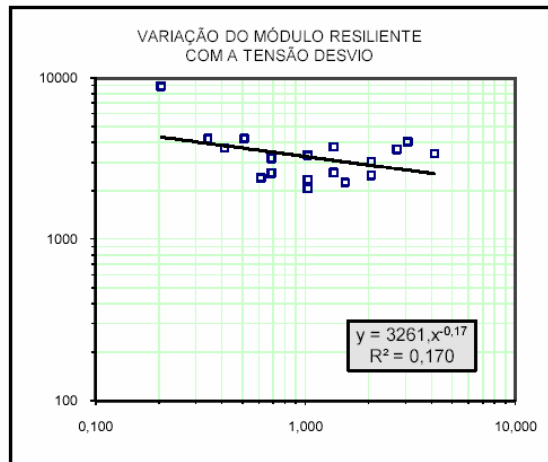
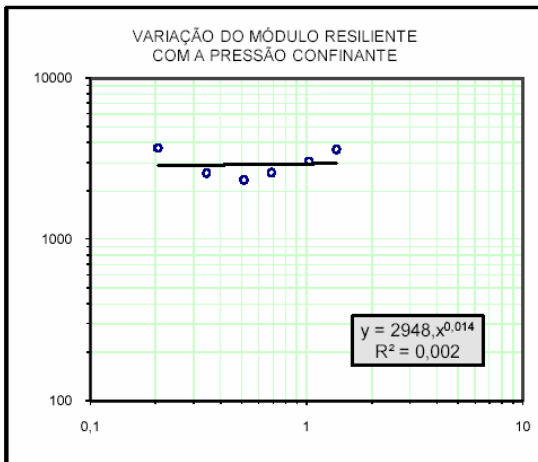
DADOS DO CORPO DE PROVA

Diâmetro : cm
 Altura: cm
 Peso úmido: g
 Umidade: %
 Mas. específica aparente seca: g/cm³

DADOS ADICIONAIS

Constante dos LVDTs: (mm/mV)
 Distância entre apoios: (mm)
 Energia de compactação:
 Umidade ótima (%) %
 Massa específica aparente seca, máxima: g/cm³

ciclo	Pressão Confinante (kgf/cm ²)	Tensão Desvio (kgf/cm ²)	Registro (div)	Sens. (mV/div)	Fator de calibração (mm/div)	Deslocamento (mm)	Deformação Específica Resiliente	Módulo Resiliente (kgf/cm ²)
1	0,206	0,206				0,004608	0,000023	8936
2		0,412				0,022238	0,000111	3703
3		0,618				0,051230	0,000256	2411
1	0,343	0,343				0,016427	0,000082	4178
2		0,686				0,053669	0,000268	2557
3		1,029				0,099449	0,000497	2070
1	0,515	0,515				0,024310	0,000122	4235
2		1,029				0,088310	0,000442	2331
3		1,544				0,136204	0,000681	2267
1	0,686	0,686				0,043225	0,000216	3175
2		1,373				0,106367	0,000532	2581
3		2,059				0,165719	0,000829	2485
1	1,029	1,029				0,061597	0,000308	3342
2		2,059				0,134657	0,000673	3058
3		3,088				0,152705	0,000764	4045
1	1,373	1,373				0,072988	0,000365	3761
2		2,745				0,152705	0,000764	3595
3		4,118				0,240566	0,001203	3423



COORDENADOR DO PROJETO:

RESPONSÁVEL PELO SETOR:



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
 UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
 LABORATÓRIO DE ENGENHARIA DE PAVIMENTOS

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Amostra: Origem: N° do C.P.:
 Rodovia: Camada: Estaca/km:
 Operador(es): Interes.: Data (ensaio):

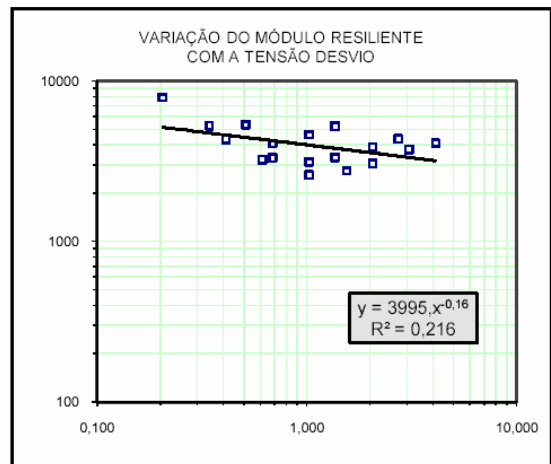
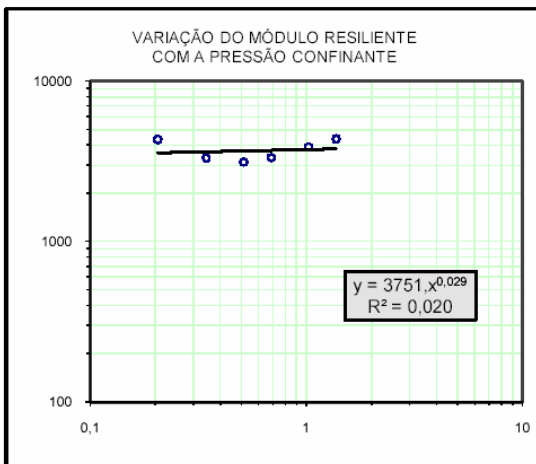
DADOS DO CORPO DE PROVA

Diâmetro : cm
 Altura: cm
 Peso úmido: g
 Umidade: %
 Mas. específica aparente seca: g/cm³

DADOS ADICIONAIS

Constante dos LVDTs: (mm/mV)
 Distância entre apoios: (mm)
 Energia de compactação:
 Umidade ótima (%) %
 Massa específica aparente seca, máxima: g/cm³

ciclo	Pressão Confinante (kgf/cm ²)	Tensão Desvio (kgf/cm ²)	Registro (div)	Sens. (mV/div)	Fator de calibração (mm/div)	Deslocamento (mm)	Deformação Específica Resiliente	Módulo Resiliente (kgf/cm ²)
1	0,206	0,206				0,005212	0,000026	7900
2		0,412				0,019129	0,000096	4305
3		0,618				0,038237	0,000191	3231
1	0,343	0,343				0,013081	0,000065	5246
2		0,686				0,041437	0,000207	3312
3		1,029				0,079757	0,000399	2581
1	0,515	0,515				0,019195	0,000096	5363
2		1,029				0,065627	0,000328	3137
3		1,544				0,111657	0,000558	2766
1	0,686	0,686				0,033641	0,000168	4080
2		1,373				0,082139	0,000411	3342
3		2,059				0,134814	0,000674	3054
1	1,029	1,029				0,044368	0,000222	4640
2		2,059				0,105692	0,000528	3896
3		3,088				0,165508	0,000828	3732
1	1,373	1,373				0,052670	0,000263	5212
2		2,745				0,126373	0,000632	4344
3		4,118				0,199846	0,000999	4121



COORDENADOR DO PROJETO:

RESPONSÁVEL PELO SETOR:



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
LABORATÓRIO DE ENGENHARIA DE PAVIMENTOS

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Amostra: Origem: N° do C.P.:
 Rodovia: Camada: Estaca/km:
 Operador(es): Interes.: Data (ensaio):

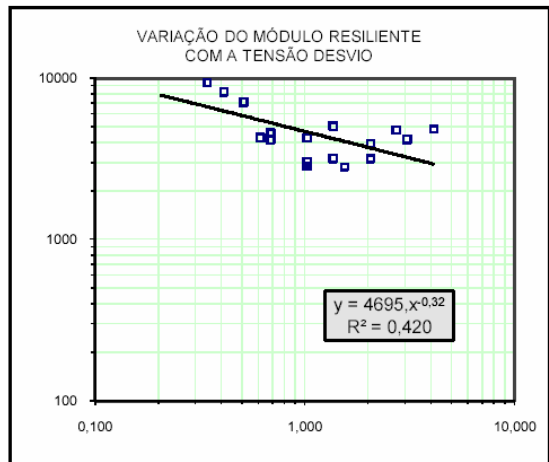
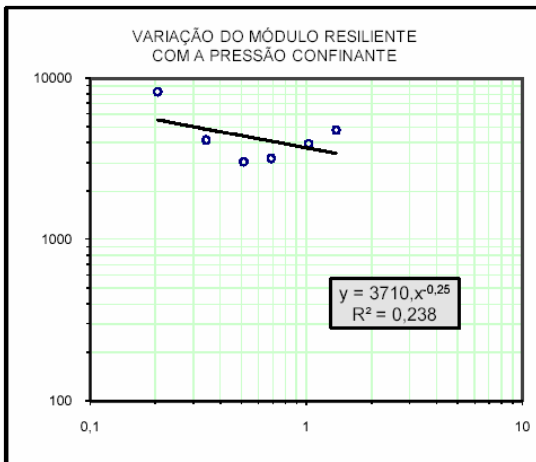
DADOS DO CORPO DE PROVA

Diâmetro : cm
 Altura: cm
 Peso úmido: g
 Umidade: %
 Mas. específica aparente seca: g/cm³

DADOS ADICIONAIS

Constante dos LVDTs: (mm/mV)
 Distância entre apoios: (mm)
 Energia de compactação:
 Umidade ótima (%) %
 Massa específica aparente seca, máxima: g/cm³

ciclo	Pressão Confinante (kgf/cm ²)	Tensão Desvio (kgf/cm ²)	Registro (div)	Sens. (mV/div)	Fator de calibração (mm/div)	Deslocamento (mm)	Deformação Específica Resiliente	Módulo Resiliente (kgf/cm ²)
1	0,206	0,206				0,003652	0,000018	11275
2		0,412				0,010046	0,000050	8198
3		0,618				0,029005	0,000145	4259
1	0,343	0,343				0,007284	0,000036	9422
2		0,686				0,033278	0,000166	4124
3		1,029				0,071720	0,000359	2871
1	0,515	0,515				0,014564	0,000073	7068
2		1,029				0,068221	0,000341	3018
3		1,544				0,109176	0,000546	2829
1	0,686	0,686				0,030104	0,000151	4559
2		1,373				0,086559	0,000433	3171
3		2,059				0,129518	0,000648	3179
1	1,029	1,029				0,048521	0,000243	4243
2		2,059				0,104567	0,000523	3938
3		3,088				0,148730	0,000744	4153
1	1,373	1,373				0,054777	0,000274	5011
2		2,745				0,115441	0,000577	4756
3		4,118				0,170098	0,000850	4841



COORDENADOR DO PROJETO:

RESPONSÁVEL PELO SETOR:

I
APÊNDICE C
FICHAS RESUMOS DA RETROANÁLISE

Retran5 - L

IDENTIFICAÇÃO

Rodovia: Cód. PNV: Arq.: AV-FLORI.rel Data: 13/12/2006
 Trecho: Av. Marechal Floriano Peixoto Subtr.: Rua P. Lemos - BR-230/Alça SO
 Lote: Est/Km: Extensão(km):

DEFLECTOMETRIA

Segm.: 1 Pista: Faixa: Data levant.:
 Est/Km: Extensão(km):
 Deflexões medidas sobre: CBUQ Esp.(cm): 5,0
 Equipamento: Viga Benkelman Carga: 8,2 tf Resp.:Ricardo Rodrigues UFCG
 Dist.radial(cm):R1= 0 R2= 25 R3= 50 R4= 75 R5= 100 R6= 125 R7= 0

SEÇÃO: 2

Bacia medida : D1= 111 D2= 98 D3= 54 D4= 25 D5= 17 D6= 9 D7= 0
 Bacia ajustada: 111 97 55 27 14 8 5
 Bacia teórica : 119 88 49 28 18 12 9
 Equação bacia ajustada: $Di = 1/(6371 \times Ri^{2,80} + 901)$ - Erro RMS%= 1,52
 Equação bacia teórica : $Di = 1/(4828 \times Ri^{2,00} + 840)$ - Erro RMS%= 1,18
 Erro entre as bacias ajust. e teór. RMS%: - Arq. teórico: 4120C27.PRN

CAM	MOD	POIS	ESP	CONTR	PROF	SXX	EXX	SYX	EYX	PROF	SZZ	EZZ
1	90000	0,34	5,0	0,0%	5,0	+13,44	+8,0E-6	+37,67	+3,7E-4	*	*	*
2	1400	0,34	20,0	15,1%	25,0	+1,42	+6,9E-4	+1,75	+1,0E-3	5,1	-1,46	-8,6E-4
3	100	0,34	20,0	54,6%	45,0	-0,19	+8,2E-5	-0,19	+1,1E-4	25,1	-0,48	-3,9E-3
4	1000	0,44	Inf.	30,2%	*	*	*	*	*	45,1	-0,37	-2,5E-4
5	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

SEÇÃO: 20

Bacia medida : D1= 36 D2= 32 D3= 16 D4= 8 D5= 1 D6= 1 D7= 0
 Bacia ajustada: 36 32 16 6 3 1 1
 Bacia teórica : 40 28 15 8 5 3 2
 Equação bacia ajustada: $Di = 1/(35294 \times Ri^{3,40} + 2778)$ - Erro RMS%= 2,79
 Equação bacia teórica : $Di = 1/(17230 \times Ri^{2,00} + 2500)$ - Erro RMS%= 0,95
 Erro entre as bacias ajust. e teór. RMS%: - Arq. teórico: 440F332.PRN

CAM	MOD	POIS	ESP	CONTR	PROF	SXX	EXX	SYX	EYX	PROF	SZZ	EZZ
1	90000	0,34	5,0	0,0%	5,0	-3,86	-7,2E-5	+9,09	+1,2E-4	*	*	*
2	6400	0,34	20,0	12,5%	25,0	+2,45	+2,3E-4	+3,14	+3,8E-4	5,1	-1,64	-1,9E-4
3	175	0,34	20,0	75,0%	45,0	-0,17	+8,0E-6	-0,17	+1,1E-5	25,1	-0,39	-1,7E-3
4	6400	0,44	Inf.	12,5%	*	*	*	*	*	45,1	-0,32	-3,0E-4
5	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

SEÇÃO: 30

Bacia medida : D1= 24 D2= 8 D3= 4 D4= 2 D5= 1 D6= 1 D7= 0
 Bacia ajustada: 24 8 3 2 1 1 1
 Bacia teórica : 22 9 4 2 1 1 1
 Equação bacia ajustada: $Di = 1/(74078 \times Ri^{1,60} + 4167)$ - Erro RMS%= 1,03
 Equação bacia teórica : $Di = 1/(70333 \times Ri^{1,75} + 4545)$ - Erro RMS%= 0,46
 Erro entre as bacias ajust. e teór. RMS%: - Arq. teórico: 423W892.PRN

CAM	MOD	POIS	ESP	CONTR	PROF	SXX	EXX	SYX	EYX	PROF	SZZ	EZZ
1	70000	0,34	5,0	0,0%	5,0	-4,74	-1,2E-4	+12,67	+2,1E-4	*	*	*
2	2400	0,34	20,0	54,5%	25,0	-0,55	+4,2E-5	-0,47	+8,9E-5	5,1	-2,02	-5,8E-4
3	5600	0,34	20,0	13,6%	45,0	-0,06	+3,6E-5	+0,00	+5,0E-5	25,1	-1,39	-2,3E-4
4	6400	0,44	Inf.	31,8%	*	*	*	*	*	45,1	-0,74	-1,0E-4
5	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

SEÇÃO: 2..1

Bacia medida : D1= 78 D2= 29 D3= 13 D4= 7 D5= 2 D6= 2 D7= 0
 Bacia ajustada: 78 29 11 6 4 2 2
 Bacia teórica : 77 32 11 6 3 2 1
 Equação bacia ajustada: $Di = 1/(26113 \times Ri^{1,79} + 1282)$ - Erro RMS%= 1,35
 Equação bacia teórica : $Di = 1/(29651 \times Ri^{2,00} + 1298)$ - Erro RMS%= 1,94
 Erro entre as bacias ajust. e teór. RMS%: - Arq. teórico: 477U766.PRN

CAM	MOD	POIS	ESP	CONTR	PROF	SXX	EXX	SYX	EYX	PROF	SZZ	EZZ
1	20000	0,34	5,0	1,2%	5,0	-4,37	-4,1E-4	+13,01	+7,6E-4	*	*	*
2	700	0,34	20,0	51,9%	25,0	-0,39	+2,6E-4	-0,26	+5,1E-4	5,1	-2,00	-2,0E-3
3	1000	0,34	20,0	24,6%	45,0	-0,28	+8,7E-5	-0,26	+1,2E-4	25,1	-1,36	-1,3E-3
4	2800	0,44	Inf.	22,0%	*	*	*	*	*	45,1	-0,80	-2,5E-4
5	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*



Retran5 - L

SEÇÃO: 10..1

Bacia medida : D1= 20 D2= 4 D3= 2 D4= 1 D5= 1 D6= 1 D7= 0
 Bacia ajustada: 20 4 2 1 1 1 1
 Bacia teórica : * * * * * * *
 Equação bacia ajustada: $D_i = 1/(105761 \times R_i^{1,20} + 5000)$ - Erro RMS%= 0,83
 Equação bacia teórica : *** - Erro RMS%= ***
 Erro entre as bacias ajust. e teór. RMS%: *** - Arq. teórico: ***

CAM	MOD	POIS	ESP	CONTR	PROF	SXX	EXX	SYX	EYX	PROF	SZZ	EZZ
1	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
2	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
3	*	*	*	*	***	[BACIA ELIMINADA]	***	*	*	*	*	*
4	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
5	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

SEÇÃO: 40..1

Bacia medida : D1= 29 D2= 16 D3= 12 D4= 11 D5= 7 D6= 4 D7= 0
 Bacia ajustada: 29 18 12 9 7 5 4
 Bacia teórica : 29 18 12 8 6 5 4
 Equação bacia ajustada: $D_i = 1/(11613 \times R_i^{1,20} + 3448)$ - Erro RMS%= 4,64
 Equação bacia teórica : $D_i = 1/(12328 \times R_i^{1,25} + 3448)$ - Erro RMS%= 0,48
 Erro entre as bacias ajust. e teór. RMS%: - Arq. teórico: 429J694.PRN

CAM	MOD	POIS	ESP	CONTR	PROF	SXX	EXX	SYX	EYX	PROF	SZZ	EZZ
1	70000	0,34	5,0	0,0%	5,0	-5,53	-1,1E-4	+7,35	+1,4E-4	*	*	*
2	4800	0,34	20,0	20,6%	25,0	+0,50	+1,1E-4	+0,86	+2,1E-4	5,1	-1,83	-2,6E-4
3	2000	0,34	20,0	24,1%	45,0	-0,03	+7,2E-5	+0,01	+9,9E-5	25,1	-0,95	-4,7E-4
4	2400	0,44	Inf.	55,1%	*	*	*	*	*	45,1	-0,51	-2,0E-4
5	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Retran5 - L

Identificação

Rodovia: Cód. PNV: Arquivo: AV-FLORI.CBL Data: 13/12/2006
 Trecho: Av. Marechal Floriano Peixoto Subtrecho: Rua P. Lemos - BR-230/Alça SO Lote:
 Pista: Faixa: Estaca/Km: Extensão (km):

Deflectometria

Segmento homogêneo: 1 Estaca/Km: Extensão (km):
 Deflexões medidas na camada de: CBUQ Equipamento: Viga Benkelman Carga (tf): 8,2 tf
 Data levantam.: Responsável: Ricardo Rodrigues UFCG

Seção: 2

Temperatura do revestimento (°C): ***

Ajuste da Bacia de Deformação

Dist. radial (cm)	0	25	50	75	100	125	150
Bacia medida	111	98	54	25	17	9	*
Bacia ajustada	111	97	55	27	14	8	5
Difer. absoluta	0	-1	1	2	-3	-1	*
Dif. percent.(%)	0	-1	1	2	-3	-1	*

Equação da Bacia Ajustada

$$D_i = 1 / (6371 \times R_i^{2,80} + 901) - \text{Erro} = 1,52$$

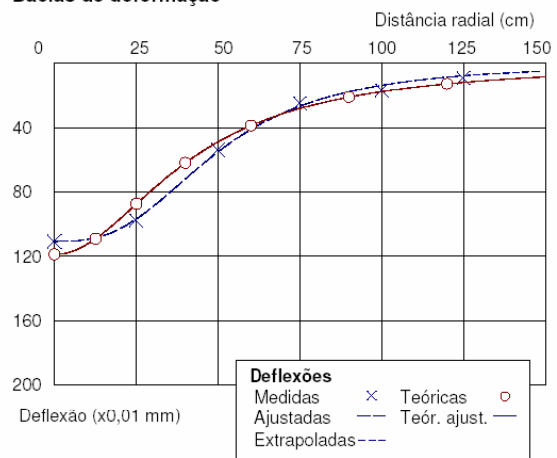
Resultados da Retroanálise

Bacia teórica	119	88	49	28	18	12	9
---------------	-----	----	----	----	----	----	---

Erro entre as bacias ajustada e teórica: 5,86

CAM	MÓDULO	POIS	ESP	%DFX	MATERIAL
1	90000	0,34	5,0	0,0	CBUQ
2	1400	0,34	20,0	15,1	Base - SEG
3	100	0,34	20,0	54,6	Sub-base - SEG
4	1000	0,44	0,0	30,3	SL- solo ar-silt
*	*	*	*	*	*

Bacias de deformação



Seção: 20

Temperatura do revestimento (°C): ***

Ajuste da Bacia de Deformação

Dist. radial (cm)	0	25	50	75	100	125	150
Bacia medida	36	32	16	8	1	1	*
Bacia ajustada	36	32	16	6	3	1	1
Difer. absoluta	0	0	0	-2	2	0	*
Dif. percent.(%)	0	0	0	-6	6	0	*

Equação da Bacia Ajustada

$$D_i = 1 / (35294 \times R_i^{3,40} + 2778) - \text{Erro} = 2,79$$

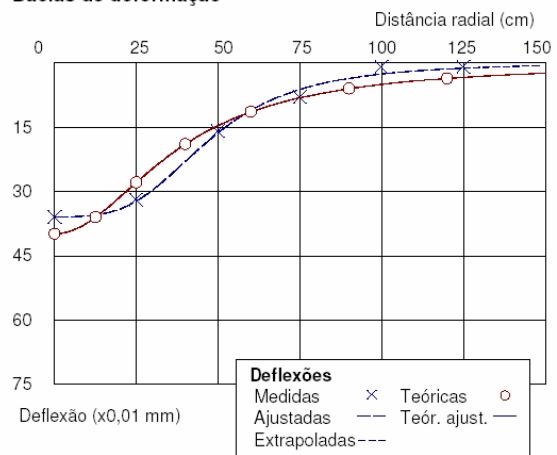
Resultados da Retroanálise

Bacia teórica	40	28	15	8	5	3	2
---------------	----	----	----	---	---	---	---

Erro entre as bacias ajustada e teórica: 7,04

CAM	MÓDULO	POIS	ESP	%DFX	MATERIAL
1	90000	0,34	5,0	0,0	CBUQ
2	6400	0,34	20,0	12,5	Base - SEG
3	175	0,34	20,0	75,0	Sub-base - SEG
4	6400	0,44	0,0	12,5	SL- solo ar-silt
*	*	*	*	*	*

Bacias de deformação



Unidades

Distâncias radiais e espessuras - [cm]
 Deflexões - [0,01 mm]
 Módulos elásticos - [kgf/cm²]
 Coeficiente de Poisson - [adim.]

Carregamento (bacias medida e teórica)

Carregamento - [eixo padrão de 8,2 tf]
 Pontos de carga - [4 x 2,050 tf]
 Raio da área de contato pneu-pavimento - [10,8 cm]
 Pontos de análise - [no plano vertical longitudinal situado entre os pneus da roda dupla]

Retran5 - L

Identificação

Rodovia: Cód. PNV: Arquivo: AV-FLORI.CBL Data: 13/12/2006
 Trecho: Av. Marechal Floriano Peixoto Subtrecho: Rua P. Lemos - BR-230/Alça SO Lote:
 Pista: Faixa: Estaca/Km: Extensão (km):

Deflectometria

Segmento homogêneo: 1 Estaca/Km: Extensão (km):
 Deflexões medidas na camada de: CBUQ Equipamento: Viga Benkelman Carga (tf): 8,2 tf
 Data levantam.: Responsável: Ricardo Rodrigues UFCG

Seção: 30

Temperatura do revestimento (°C): ***

Ajuste da Bacia de Deformação

Dist. radial (cm)	0	25	50	75	100	125	150
Bacia medida	24	8	4	2	1	1	*
Bacia ajustada	24	8	3	2	1	1	1
Difer. absoluta	0	0	-1	0	0	0	*
Dif. percent.(%)	0	0	-4	0	0	0	*

Equação da Bacia Ajustada

$$D_i = 1 / (74078 \times R_i^{1,60} + 4167) - \text{Erro} = 1,03$$

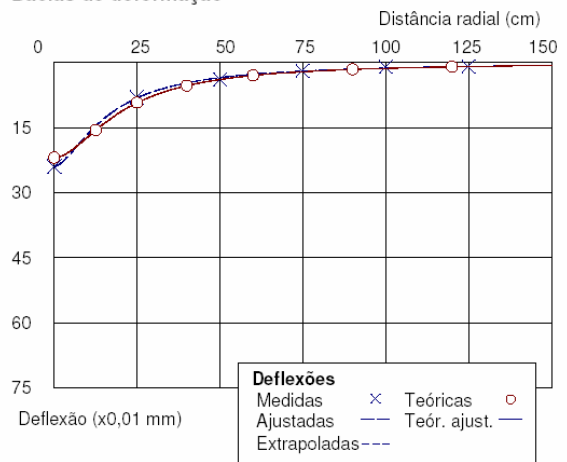
Resultados da Retroanálise

Bacia teórica	22	9	4	2	1	1	1
---------------	----	---	---	---	---	---	---

Erro entre as bacias ajustada e teórica: 4,45

CAM	MÓDULO	POIS	ESP	%DFX	MATERIAL
1	70000	0,34	5,0	0,0	CBUQ
2	2400	0,34	20,0	54,5	Base - SEG
3	5600	0,34	20,0	13,6	Sub-base - SEG
4	6400	0,44	0,0	31,8	SL- solo ar-silt
*	*	*	*	*	*

Bacias de deformação



Seção: 2..1

Temperatura do revestimento (°C): ***

Ajuste da Bacia de Deformação

Dist. radial (cm)	0	25	50	75	100	125	150
Bacia medida	78	29	13	7	2	2	*
Bacia ajustada	78	29	11	6	4	2	2
Difer. absoluta	0	0	-2	-1	2	0	*
Dif. percent.(%)	0	0	-3	-1	3	0	*

Equação da Bacia Ajustada

$$D_i = 1 / (26113 \times R_i^{1,79} + 1282) - \text{Erro} = 1,35$$

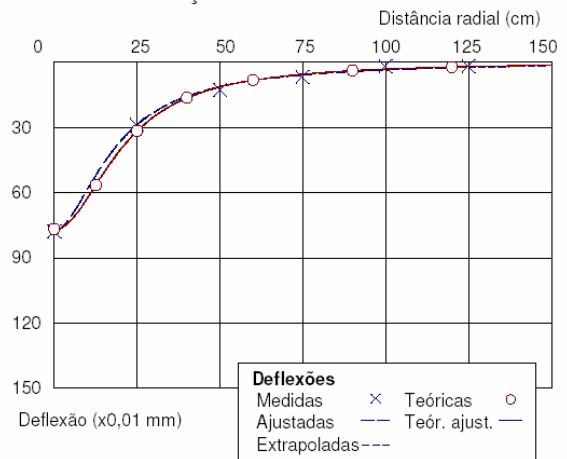
Resultados da Retroanálise

Bacia teórica	77	32	11	6	3	2	1
---------------	----	----	----	---	---	---	---

Erro entre as bacias ajustada e teórica: 2,74

CAM	MÓDULO	POIS	ESP	%DFX	MATERIAL
1	20000	0,34	5,0	1,3	CBUQ
2	700	0,34	20,0	51,9	Base - SEG
3	1000	0,34	20,0	24,7	Sub-base - SEG
4	2800	0,44	0,0	22,1	SL- solo ar-silt
*	*	*	*	*	*

Bacias de deformação



Unidades

Distâncias radiais e espessuras - [cm]
 Deflexões - [0,01 mm]
 Módulos elásticos - [kgf/cm²]
 Coeficiente de Poisson - [adim.]

Carregamento (bacias medida e teórica)

Carregamento - [eixo padrão de 8,2 tf]
 Pontos de carga - [4 x 2,050 tf]
 Raio da área de contato pneu-pavimento - [10,8 cm]
 Pontos de análise - [no plano vertical longitudinal situado entre os pneus da roda dupla]

Retran5 - L

Identificação

Rodovia: Cód. PNV: Arquivo: AV-FLORI.CBL Data: 13/12/2006
 Trecho: Av. Marechal Floriano Peixoto Subtrecho: Rua P. Lemos - BR-230/Alça SO Lote:
 Pista: Faixa: Estaca/Km: Extensão (km):

Deflectometria

Segmento homogêneo: 1 Estaca/Km: Extensão (km):
 Deflexões medidas na camada de: CBUQ Equipamento: Viga Benkelman Carga (tf): 8,2 tf
 Data levantam.: Responsável: Ricardo Rodrigues UFCG

Seção: 10..1

Temperatura do revestimento (°C): ***

Ajuste da Bacia de Deformação

Dist. radial (cm)	0	25	50	75	100	125	150
Bacia medida	20	4	2	1	1	1	*
Bacia ajustada	20	4	2	1	1	1	1
Difer. absoluta	0	0	0	0	0	0	*
Dif. percent.(%)	0	0	0	0	0	0	*

Equação da Bacia Ajustada

$$D_i = 1 / (105761 \times R_i^{1,20} + 5000) - \text{Erro} = 0,83$$

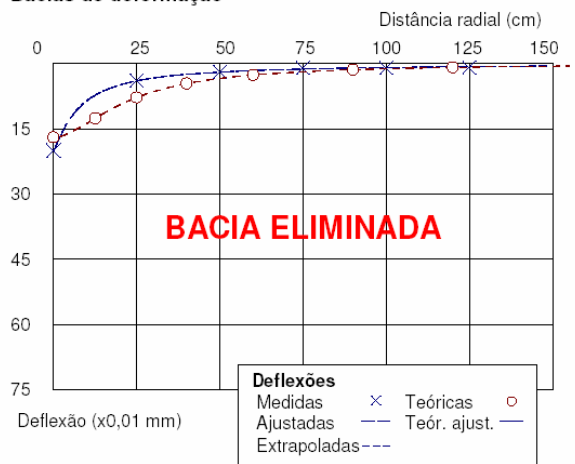
Resultados da Retroanálise

Bacia teórica * * * * *

Erro entre as bacias ajustada e teórica: ***

CAM	MÓDULO	POIS	ESP	%DFX	MATERIAL
1	*	*	*	*	CBUQ
2	*	*	*	*	Base - SEG
3	*	*	*	*	Sub-base - SEG
4	*	*	*	*	SL- solo ar-silt
*	*	*	*	*	*

Bacias de deformação



Seção: 40..1

Temperatura do revestimento (°C): ***

Ajuste da Bacia de Deformação

Dist. radial (cm)	0	25	50	75	100	125	150
Bacia medida	29	16	12	11	7	4	*
Bacia ajustada	29	18	12	9	7	5	4
Difer. absoluta	0	2	0	-2	0	1	*
Dif. percent.(%)	0	7	0	-7	0	3	*

Equação da Bacia Ajustada

$$D_i = 1 / (11613 \times R_i^{1,20} + 3448) - \text{Erro} = 4,64$$

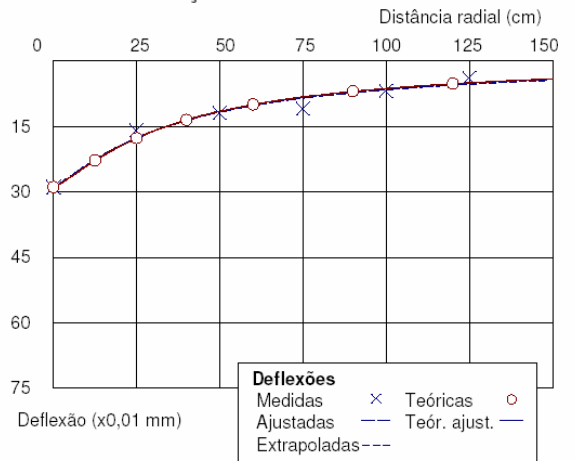
Resultados da Retroanálise

Bacia teórica 29 18 12 8 6 5 4

Erro entre as bacias ajustada e teórica: 2,26

CAM	MÓDULO	POIS	ESP	%DFX	MATERIAL
1	70000	0,34	5,0	0,0	CBUQ
2	4800	0,34	20,0	20,7	Base - SEG
3	2000	0,34	20,0	24,1	Sub-base - SEG
4	2400	0,44	0,0	55,2	SL- solo ar-silt
*	*	*	*	*	*

Bacias de deformação



Unidades

Distâncias radiais e espessuras - [cm]
 Deflexões - [0,01 mm]
 Módulos elásticos - [kgf/cm²]
 Coeficiente de Poisson - [adim.]

Carregamento (bacias medida e teórica)

Carregamento - [eixo padrão de 8,2 tf]
 Pontos de carga - [4 x 2,050 tf]
 Raio da área de contato pneu-pavimento - [10,8 cm]
 Pontos de análise - [no plano vertical longitudinal situado entre os pneus da roda dupla]

APÊNDICE D
RECONSTITUIÇÃO DA DOSAGEM MARSHALL

Quadro 1- Espessuras dos corpos de prova e densidade aparente

N° CPs	Lado	Espessura (cm)	Densidade Aparente(t/m ³)
1	E	5,44	2,211
2	E	4,80	2,227
3	E	5,91	2,247
4	E	5,49	2,254
5	D	5,25	2,224
6	D	4,76	2,234
7	D	5,10	2,229
8	D	4,32	2,233
9	D	6,03	2,263
Média		5,23	2,236

Quadro 2- Porcentagem de Betume

		Amostra N°1	Amostra N°1	Amostra N°1	Amostra N°1	Amostra N°1	Amostra N°1
Recipiente N°	A	CP N°5 - L.D	CP N°4 - L.E	CP N°9 - L.D	CP N°1 - L.E	CP N°8 - L.D	CP N°6 - L.D
Recip.+ Agreg. + Bet.	B = dfg	2454,50	2470,50	2505,00	2477,00	2203,00	2349,40
Recip.+ Agreg.	C	2395,00	2413,00	2455,40	2422,50	2170,00	2306,50
Recip.	D	1557,00	1554,50	1555,00	1556,00	1554,00	1555,40
agregado	e=c-d	838,00	858,50	900,40	866,50	616,00	751,10
Bet.	f=g-e	59,50	57,50	49,60	54,50	33,00	42,90
Agreg. + Bet.	g=b-d	897,50	916,00	950,00	921,00	649,00	794,00
% de Ligante(Betume)	g = f/g%	6,60	6,30	5,20	5,90	5,10	5,40

Média do teor de CAP(betume): 5,75%

Quadro 3- Granulometria dos Agregados

Amostra N°1				
Peneiras	Peso Retido	% Peso Retido	% Acumulada Peso Retido	% peso Passando
3/4				100,00
1/2	53,00	6,40	6,40	93,60
3/8	37,00	4,40	10,80	89,20
N°4	23,00	2,80	13,60	86,40
N°10	170,00	20,40	34,00	66,00
N°40	271,00	32,50	66,50	33,50
N°80	135,00	16,20	82,70	17,30
N°200	83,00	10,00	92,70	7,30
Fundo	61,00	7,30	100,00	
Total	833,00			

Amostra N°2

Peneiras	Peso Retido	% Peso Retido	% Acumulada Peso Retido	% peso Passando
3/4				100,00
1/2	75,00	8,80	8,80	91,20
3/8	28,00	3,30	12,10	87,90
N°4	31,00	6,00	18,10	81,90
N°10	207,00	24,40	42,50	39,40
N°40	254,00	29,90	72,50	27,20
N°80	105,00	12,40	84,80	15,20
N°200	75,00	8,80	93,60	6,40
Fundo	54,00	6,40	100,00	
Total	849,00			

Amostra N°3

Peneiras	Peso Retido	% Peso Retido	% Acumulada Peso Retido	% peso Passando
3/4				100,00
1/2	95,00	10,70	10,70	89,30
3/8	61,00	6,90	17,60	82,40
N°4	86,00	9,70	27,30	72,70
N°10	205,00	23,10	50,40	49,60
N°40	215,00	24,30	74,70	25,30
N°80	97,00	10,90	85,60	14,40
N°200	75,00	8,50	94,10	5,90
Fundo	52,00	5,90	100,00	
Total	886,00			

Amostra N°4

Peneiras	Peso Retido	% Peso Retido	% Acumulada Peso Retido	% peso Passando
3/4				100,00
1/2	68,00	7,91	7,91	92,09
3/8	23,00	2,67	10,58	89,42
N°4	48,00	5,58	16,16	83,84
N°10	198,00	23,02	39,19	60,81
N°40	266,00	30,93	70,12	29,88
N°80	123,00	14,30	84,42	15,58
N°200	82,00	9,53	93,95	6,05
Fundo	52,00	6,05	100,00	
Total	860,00			

Amostra N°5

Peneiras	Peso Retido	% Peso Retido	% Acumulada Peso Retido	% peso Passando
3/4				100,00
1/2	18,00	2,97	2,97	97,03
3/8	33,00	5,45	8,42	91,58
N°4	64,00	10,56	18,98	81,02
N°10	150,00	24,75	43,73	56,27
N°40	165,00	27,23	70,96	29,04
N°80	73,00	12,05	83,00	17,00
N°200	59,00	9,74	92,74	7,26
Fundo	44,00	7,26	100,00	
Total	606,00			

Amostra N°6

Peneiras	Peso Retido	% Peso Retido	% Acumulada Peso Retido	% peso Passando
3/4				100,00
1/2	32,00	4,29	4,29	95,71
3/8	46,00	6,17	10,46	89,54
N°4	61,00	8,18	18,63	81,37
N°10	189,00	25,34	43,97	56,03
N°40	208,00	27,88	71,85	28,15
N°80	97,00	13,00	84,85	15,15
N°200	68,00	9,12	93,97	6,03
Fundo	45,00	6,03	100,00	
Total	746,00			

Amostra N°7

Peneiras	Peso Retido	% Peso Retido	% Acumulada Peso Retido	% peso Passando
3/4				100,00
1/2	57,00	5,53	5,53	94,47
3/8	52,00	5,05	10,58	89,42
N°4	75,00	7,28	17,86	82,14
N°10	235,00	22,82	40,68	59,32
N°40	308,00	29,90	70,58	29,42
N°80	136,00	13,20	83,79	16,21
N°200	95,00	9,22	93,01	6,99
Fundo	72,00	6,99	100,00	
Total	1030,00			

Peneiras	Granulometria da	Faixa de Trabalho	Faixa de Especificação
	Mistura (Média)		"C" DNER-ES 313/97
3/4	100,0	100 -100	100
1/2	93,3	96,3,-100	85 - 100
3/8	88,5	81,5 - 95,5	75 - 100
Nº4	81,3	76,3 - 85	50 - 85
Nº10	55,3	50,3 - 60,3	30 - 75
Nº40	28,9	24,0 - 34,0	15 - 40
Nº80	15,8	13,8 - 17,8	8 - 30
Nº200	6,6	5,0 - 8,0	5 - 10

Quadro 4- Densidade Real da Mistura

Densidade Real - Frasco CHAPMAN			
Material : Agregado acima da peneira Nº 80			
Peso do Agregado Seco	g	500	500
Leitura Final	ml	390	390
Leitura Inicial	ml	200	200
Volume do Agregado	cm³	190	190
Densidade Real	g/cm³	2,632	2,632
Média			2,632

Quadro 5- Estabilidade, Fluência, Tração por Compressão Diametral

CP'S	ESTABILIDADE kgf	FLUÊNCIA	
		mm	0,01"
4	356	3,42	13,5
5	370	3,38	13,3
9	360	3,06	12

CP's	D(cm)	H(cm)	F	σt	
				Kg/cm2	Mpa
1	10,1	5,44	618,5	7,17	0,72
3	10,1	5,91	824,7	8,8	0,88

Quadro 6 - Calculo dos Parâmetros Marshall

N CP	TEOR	DENSIDADE		Vv %	Vcb%	VAM%	RBV%
	ASFALTO	Aparente	Máx. Teor				
1	6,6	2,227	2,387	6,7	14,3	21	68,1
2	6,3	2,247	2,397	6,3	13,7	20	68,5
3	5,2	2,254	2,435	7,4	11,7	19,1	61,2
4	5,9	2,224	2,411	7,7	12,7	20,4	62,2
5	5,1	2,234	2,438	8,4	11,1	19,5	56,9
6	5,4	2,229	2,428	8,2	11,7	19,7	59,4
M	5,76	2,236	2,46	7,4	12,5	19,9	62,8

Fórmula de Duriez – Teor Ótimo

Peneiras	% PASSANDO	% RETIDA
3/4	100,0	
1/2	93,3	7%
3/8	88,5	
Nº4	81,3	12%
Nº10	55,3	26%
Nº40	28,9	26%
Nº80	15,8	13%
Nº200	6,6	9%
<200		7%
Superfície específica Σ		

Calculo da Superfície específica

P3 $9,8/10 = 0,98$

P2 $3,3 + 6,6 / 10 = 3,96$

P1 $16,2 + 48,6 / 10 = 21,06$

S3 $54,0 + 162,0 / 10 = 91,26$

S3 $91,6 + 274,5 / 10 = 191,05$

S3 $1971 / 10 = 197,1$

F $9450 / 10 = 945$

$\Sigma(1378,41) / 100 = 13,78$

$P = K \cdot \Sigma^{0,2}$ $P = 3,5 \times 13,78^{0,2} = 5,90$

$P' = 100p/100+p$ $p' = 100 \times 5,90 / 100 + 5,90$
 $P' = 6,20\%$ (teor ótimo)