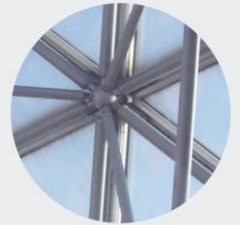
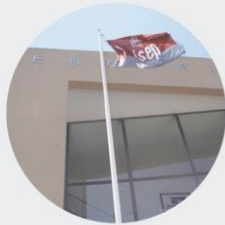




# **ANÁLISE MECANICISTA COMPARATIVA DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS PARA USO EM CORREDORES DE AUTOCARROS**

**RAPHAEL KHOURY GREGORIO**

novembro de 2016



# Análise Mecanicista Comparativa de Estruturas de Pavimentos para Uso em Corredores de Autocarros

Raphael Khoury Gregorio

Outubro de 2016



# **Análise Mecanicista Comparativa de Estruturas de Pavimentos para Uso em Corredores de Autocarros**

Raphael Khoury Gregorio

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**Mestre em Engenharia Civil – Ramo de Infraestruturas**

Orientador: Prof. Ângelo Manuel Gonçalves Jacob

Co-orientador: Prof<sup>a</sup>. Patricia Barboza Da Silva (Universidade Presbiteriana Mackenzie)

**Outubro de 2016**



# Índice Geral

Índice Geral .....	iii
Resumo .....	v
Abstract .....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice de Texto .....	xi
Índice de Figuras .....	xii
Índice de Tabelas .....	xv
Índice de quadros .....	xvii
Abreviaturas e siglas .....	xix
1. Introdução .....	1
2. Revisão da literatura .....	4
3. Estudo comparativo .....	40
4. Conclusão .....	65
Referências Bibliográficas .....	67
Anexo e Apêndices .....	73



## Resumo

Os congestionamentos se tornaram o grande problema de mobilidade nos grandes centros urbanos brasileiros. Afim de reduzi-los, os órgãos públicos cada vez mais investem no transporte público, em especial em corredores de autocarros e Bus Rapid Transit (BRT).

Em corredores de autocarros e BRTs o pavimento está suscetível a grandes deformações acarretadas pela baixa velocidade e grande peso dos veículos. Assim são comumente empregados pavimentos rígidos em betão, que possuem grande resistência a deformações.

Este trabalho teve como finalidade comparar mecanicamente as estruturas de um pavimento rígido com pavimentos semi-rígidos que adotam materiais ainda pouco empregados no Brasil, o Stone Mastic Asphalt (SMA) e misturas betuminosas de alto módulo de deformabilidade (MBAM), que possuem maior resistência a deformação permanente quando comparadas com misturas betuminosas comuns.

Esta pesquisa foi baseada no projeto de implantação do sistema de transporte rápido de autocarros (BRT) na rodovia BR-101/PE, na cidade de Recife-PE na região nordeste do Brasil, objetivando a comparação do pavimento rígido adotado no projeto com pavimentos semi-rígidos dimensionados pelos métodos do DNER (1981) e Shell (1977) em que foram utilizadas misturas betuminosas tipo SMA para a camada de revestimento e de alto modulo de deformabilidade para a camada de base. As estruturas dos pavimentos foram simuladas através do software Elsym5. Com os dados das simulações foram calculados os números de repetições que cada estrutura suporta até o colapso dos materiais por fadiga. Os resultados demonstraram que o pavimento semi-rígido dimensionado pelo método do DNER (1981) sofreria fadiga em sua base antes que terminasse o período de vida útil do projeto. Já os pavimentos rígido e semi-rígido dimensionado pelo método Shell (1977) apresentaram desempenho satisfatório para as condições de projeto.

Palavras chave: SMA. EME. MBAM. Elsym5. Misturas betuminosas. Módulo elevado. Fadiga.



## **Abstract**

Congestion has become the major problem of mobility in large Brazilian cities. In order to reduce them, public bodies increasingly invest in public transport, especially in bus lanes and Bus Rapid Transit (BRT).

In bus lanes and BRT pavement is susceptible to large deformations brought about by low speed and heavy weight vehicles. So commonly are used hard concrete pavements, which have high resistance to permanent deformations.

This work aimed to mechanically compare the structures of a rigid pavement with flexible pavements adopting materials rarely used in Brazil, Stone Mastic Asphalt (SMA) and bituminous mixtures of high deformability module (MBAM), which have greater resistance to permanent deformation when compared to common bituminous mixtures.

This research was based on the project of bus rapid transit system (BRT) on the highway BR-101/PE in the city of Recife-PE in the northeast of Brazil, in order to compare the concrete pavement adopted in the project with flexible pavements dimensioned by the methods of DNER (1981) and Shell (1977) where were used SMA mixture in the surface coarse and high modulus asphalt in the base coarse. The structures were simulated by Elsym5 software. With the data from the simulations the number of repetitions that each structure support until the collapse of materials by fatigue were calculated. The results demonstrated that the flexible pavement designed by DNER (1981) method suffer fatigue at its base before it ended the useful life of the project. The rigid pavement and flexible pavement scaled by Shell (1977) method showed satisfactory performance for the design conditions.

Key words: SMA. EME. MBAM. Elsym5. Asphalt mixtures. High modulus. Fatigue.



## **Agradecimentos**

Aos meus pais Wilson Gregorio Júnior e Zarifa Khoury Gregorio que sempre me apoiaram e tornaram tudo possível.

Aos meus familiares e amigos que me deram força para continuar essa jornada.

Aos meus orientadores Patrícia Barboza e Ângelo Jacob pela atenção despendida ao longo deste trabalho.

A todos que de alguma forma contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

**MUITO OBRIGADO A TODOS!**



# Índice de Texto

1	Introdução .....	1
1.1	Objetivos.....	1
1.2	Metodologia.....	2
1.3	Estrutura do Trabalho.....	3
2	Revisão da Literatura .....	4
2.1	Corredores de Autocarros .....	4
2.1.1	Definição .....	4
2.1.2	Estrutura do Pavimento de um Corredor de Autocarros .....	4
2.2	Misturas Betuminosas Tipo SMA.....	5
2.2.1	Conceito Geral .....	5
2.2.2	Características Físico-Mecânicas .....	6
2.2.3	Agregados .....	7
2.2.4	Mástique.....	10
2.2.5	Fibras.....	11
2.3	Misturas Betuminosas de Alto Módulo EME.....	12
2.3.1	Conceito .....	12
2.3.2	Principais Constituintes .....	13
2.3.3	Características Mecânicas.....	16
2.4	Mecânica dos Pavimentos .....	17
2.4.1	Comportamento dos Pavimentos Flexíveis .....	17
2.4.2	Comportamento dos Pavimentos Semirrígidos.....	19
2.4.3	Comportamento dos Pavimentos Rígidos .....	20
2.5	Pavimentos Rígidos.....	22
2.5.1	Conceito .....	22
2.5.2	Materiais.....	22
2.5.3	Método de Dimensionamento .....	24
2.6	Pavimentos Flexíveis.....	26
2.6.1	Conceito .....	26
2.6.2	Materiais.....	27
2.6.3	Métodos de Dimensionamento.....	28

3	Estudo Comparativo.....	38
3.1	Sistema BRT – BR-101/PE.....	38
3.2	Dimensionamento das Estruturas para o Estudo Comparativo.....	39
3.2.1	Pavimento Rígido .....	40
3.2.2	Pavimentos Semi-Rígidos .....	41
3.3	Simulação das Estruturas de Pavimentos .....	49
3.3.1	Simulação dos Pavimentos Semi-Rígidos.....	49
3.3.2	Simulação do Pavimento Rígido.....	55
3.4	Número de Repetições Máximas Previstas.....	55
3.4.1	Fadiga das Camadas Betuminosas .....	55
3.4.2	Deformação Permanente no Subleito .....	57
3.4.3	Fadiga da Placa de Betão .....	58
3.4.4	Repetições Previstas Calculadas .....	59
3.5	Análise dos Resultados.....	61
4	Conclusão .....	63
4.1	Considerações Finais .....	63
4.2	Desenvolvimentos Futuros .....	64
	Referências Bibliográficas.....	65
	Anexo – Tabela de Dimensionamento do Pavimento Rígido .....	70
	Apêndice I – Quadro de Cálculo do Número N de Repetições.....	72
	Apêndice II – Quadro de Cálculo do Número N80 de Repetições.....	74
	Apêndice III – Quadro de Cálculo do Módulo de Deformabilidade e Deformações Admissíveis da Camada de Revestimento .....	76
	Apêndice IV – Quadro de Cálculo do Módulo de Deformabilidade e Deformações Admissíveis da Camada de Base .....	78

## Índice de Figuras

Figura 2.1 – Componentes Básicos do SMA .....	6
Figura 2.2 – Distribuição de Cargas entre Agregados .....	8
Figura 2.3 – Curvas granulométricas típicas de betão betuminoso comum (traço contínuo) e SMA (tracejado) .....	9
Figura 2.4 – Curvas granulométricas das camadas betuminosas do pavimento .....	15
Figura 2.5 – Comportamento mecânico do pavimento flexível com base granular .....	18
Figura 2.6 – Comportamento mecânico de pavimentos flexíveis com base em material betuminoso	19
Figura 2.7 – Comportamento mecânico do pavimento semirrígido .....	20
Figura 2.8 – Distribuição dos esforços provenientes do tráfego em pavimentos flexíveis e rígidos....	20
Figura 2.9 – Comportamento mecânico do pavimento rígido .....	21
Figura 2.10 – Espessuras das camadas do pavimento .....	30
Figura 2.11 – Espessuras do pavimento .....	30
Figura 2.12 – Temperatura de serviço das camadas betuminosas .....	33
Figura 3.1 – Localização do BRT .....	38
Figura 3.2 – Autocarros Articulado .....	39
Figura 3.3 – Camadas do pavimento rígido.....	41
Figura 3.4 – Estrutura do pavimento DNER .....	45
Figura 3.5 – Estrutura do pavimento Shell.....	46
Figura 3.6 – Entrada das camadas do pavimento SHELL no programa .....	50
Figura 3.7 – Configuração do carregamento do eixo no programa .....	51
Figura 3.8 – Dados de carregamento .....	51
Figura 3.9 – Pontos para análise do pavimento SHELL .....	52
Figura 3.10 – Deformações de tração na camada de revestimento do pavimento SHELL .....	52
Figura 3.11 – Deformações de tração na camada de base do pavimento SHELL .....	53
Figura 3.12 – Deformação de compressão vertical no subleito do pavimento SHELL.....	53



## Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Número de repetições dos eixos .....	40
Tabela 3.2 – Fatores de equivalência de carga dos eixos simples de roda simples e simples de rodas duplas .....	43
Tabela 3.3 – Fatores de veículos calculados .....	43
Tabela 3.4 – Temperaturas mensais médias e fatores de correção calculados.....	47
Tabela 3.5 – Temperaturas de serviço .....	48
Tabela 3.6 – Módulos de deformabilidade das camadas.....	48
Tabela 3.7 – Deformações máximas admissíveis de tração e compressão.....	49
Tabela 3.8 – Deformações no pavimento dimensionado pelo método DNER.....	54
Tabela 3.9 – Deformações no pavimento dimensionado pelo método Shell .....	54
Tabela 3.10 – Tensões e deformações devido eixo de 80kN .....	55
Tabela 3.11 – Números de repetições até a ruína da estrutura Shell.....	60
Tabela 3.12 – Número de repetições até a ruína da estrutura DNER.....	60
Tabela 3.13 – Numero de repetições até a ruína da estrutura do pavimento rígido .....	61



## Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Faixas granulométricas de SMA .....	9
Quadro 2.2 – Faixa granulométrica para uma camada de base em MBAM 0/20.....	15
Quadro 2.3 – Coeficientes de equivalência estrutural.....	28
Quadro 2.4 – Espessura mínima do revestimento betuminoso .....	29
Quadro 3.1 – Pesos dos eixos.....	40



## Abreviaturas e Siglas

A	Parâmetro adimensional
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
B	Espessura da camada de base
BGS	Brita Graduada Simples
BR	Brasil
BRT	Bus Rapid Transit
CAP	Betão Betuminoso de Petróleo
CBR	Califórnia Bearing Ratio
CCR	Betão Compactado à Rolo
CEPSA	Compañía Española de Petróleos
CET-IEP	Caderno de Encargos-tipo do Instituto das Estradas de Portugal
CNI	Confederação Nacional da Indústria
CONTRAN	Conselho Nacional de Trânsito
CP	Cimento Portland
Def	Densidade efetiva da mistura de agregados
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EAPA	European Asphalt Pavement Association
Em	Módulo de deformabilidade da mistura betuminosa
Embam	Módulo de deformabilidade da mistura de alto módulo
EME	Enrobé à Module Élevé
EMTU	Empresa Metropolitana de Transportes Urbanos
Ef	Módulo de deformabilidade da fundação
Es	Módulo de deformabilidade da camada granular
ESRD	Eixo Simples Rodas Duplas
ESRS	Eixo Simples Rodas Simples
Ext	Deformação de tração máxima
f	Percentagem de agregados menores que 0,075mm
fct,f	Resistência à tração na flexão estática do betão.
Fe	Fator de equivalência de carga

FV	Fator de veículo
G	Porcentagem de agregados superiores a 6,3mm
Hm	Espessura do pavimento até o subleito
Hn	Espessura do pavimento até a camada de sub-base
H <sub>20</sub>	Espessura do pavimento até a camada de base
h <sub>n</sub>	Espessura da camada de reforço do subleito
hs	Espessura da camada granular
h <sub>20</sub>	Espessura da camada de sub-base
IP	Índice de penetração corrigido
K	Coefficiente de equivalência estrutural
k	Modulo de riqueza
K <sub>B</sub>	Coefficiente de equivalência estrutural da camada de base
K <sub>R</sub>	Coefficiente de equivalência estrutural da camada de revestimento
K <sub>Ref</sub>	Coefficiente de equivalência estrutural da camada de reforço do subleito
K <sub>S</sub>	Coefficiente de equivalência estrutural da camada de sub-base
ks	Probabilidade de sobrevivência do pavimento
MBAM	Mistura Betuminosa de Alto Módulo
MEPDG	Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide
N	Número de repetições do eixo padrão de 8,2tf
N1	Número de repetições do eixo 1
N2	Número de repetições do eixo 2
N80	Número de repetições do eixo padrão de 80kN
P	Peso do eixo
PCA	Portland Cement Association
PCCP	Placa de Betão de Cimento Portland
PE	Pernambuco
Pen25	Penetração característica do betume
Pen25r	Penetração corrigida do betume
P1	Peso do eixo 1
P2	Peso do eixo 2
R	Espessura da camada de revestimento
S	Porcentagem de agregados entre 6,3mm e 0,315mm
s	Porcentagem de agregados entre 0,315mm e 0,075mm

Sb	Rigidez do betume
SMA	Stone Matrix Asphalt
Sm108	Parâmetro adimensional
Sm3109	Parâmetro adimensional
S68	Parâmetro adimensional
S89	Parâmetro adimensional
T	Temperatura de serviço do material
Tab	Temperatura de amolecimento do betume
Tabr	Temperatura de amolecimento do betume corrigida
tc	Tempo de carregamento
Tmmap	Temperatura média mensal do ar ponderada
USACE	United States Army Corps of Engineers
V	Volume de veículos
Va	Percentagem volumétrica de agregados
Vb	Percentagem volumétrica de betume
W	Fator de correção mensal da temperatura do ar
$\alpha$	Coeficiente de correção da densidade do agregado
$\Sigma$	Superfície específica dos agregados
$\epsilon_t$	Deformação de tração
$\epsilon_v$	Deformação vertical
$\epsilon_6$	Deformação de tração que leva a mistura à ruína
$\sigma_t$	Tensão de tração na flexão



# 1 Introdução

Segundo pesquisa de mobilidade urbana realizada pela CNI (2015) 24% da população brasileira utiliza o autocarros como principal meio de locomoção para se deslocar para suas tarefas diárias. Para suprir essa demanda os municípios investem cada vez mais em corredores exclusivos de autocarros e BRTs.

Segundo Vizzoni (2010) a circulação dos autocarros em grandes avenidas e ruas nos dois sentidos ocasiona excesso de carga pesada, localizada e repetitiva nos corredores exclusivos, tanto pelo peso dos veículos quanto pelo volume de viagens realizadas. Além disso as altas temperaturas, curvas acentuadas, subidas e descidas íngremes são fatores que contribuem para o desgaste dos pavimentos urbanos.

Vizzoni (2010) afirma ainda que, no Brasil, para pavimentar corredores de autocarros o pavimento rígido é o mais utilizado, por não sofrer deformações plásticas, assim evitando a formação de buracos e trilhas de roda.

Rohde (2007) relata que a literatura científica tem destacado experiências bem-sucedidas com novos tipos de misturas betuminosas, como o SMA (*Stone Mastic Asphalt*), originado na Alemanha no final dos anos 1960, e as misturas EME (*Enrobé à Module Élevé*), também conhecidas como MBAM (mistura betuminosa de alto módulo) desenvolvida na França a partir dos anos 1980. Essas misturas trazem a possibilidade de um pavimento flexível com maior resistência a deformações plásticas, podendo ser uma alternativa na pavimentação de corredores de autocarros.

Devido à alta resistência a deformações plásticas de um pavimento flexível que emprega SMA em sua camada de desgaste e EME em sua camada de base, este trabalho apresentara um estudo comparativo entre a estrutura deste pavimento e a estrutura de pavimento rígido não armado, que não sofre deformações plásticas, a serem empregados em um corredor de autocarros.

## 1.1 Objetivos

Segundo o DNIT (2004) os pavimentos rígidos necessitam de cura imediatamente após a aplicação do betão, e este levará 28 dias até que atinja a sua resistência de projeto. Assim a via permanecerá interditada por mais tempo quando comparada a uma via em que foi utilizado pavimento betuminoso, onde a liberação pode ser feita em um dia.

Em cidades onde há um grande fluxo de veículos este tempo superior de interdição trará grandes transtornos à população. Um exemplo disso é a obra do corredor da Avenida Engenheiro Luís Carlos Berrini, em São Paulo, onde segundo reportagem do R7 Notícias (2014), a avenida teve as duas faixas

da esquerda junto ao canteiro central dos dois sentidos interditadas por 60 dias, o que congestionou completamente o trânsito na via especialmente nos horários de pico.

Um pavimento em betão betuminoso não necessita de cura, assim o tempo de interdição da via é reduzido.

Outra vantagem que a utilização de um pavimento betuminoso com camada de desgaste em SMA proporciona é que, segundo Blazejowski (2013), a macrotextura da superfície de rolamento do pavimento leva a dispersão da água da superfície, o que não acontece em pavimentos de betão, onde há formação de lamina d'água na superfície do pavimento em dias chuvosos, o que pode levar os veículos a aquaplanar.

Assim como um pavimento em betão não armado, um pavimento com base de alto módulo EME possui uma elevada resistência a deformações plásticas.

O objetivo geral deste trabalho foi analisar e comparar a mecânica das estruturas de pavimentos flexíveis, semi-rígidos e rígidos utilizados em corredores de autocarros.

Para isso foram dimensionadas estruturas de pavimento semi-rígidos com base de módulo elevado e revestimento em SMA, empregando os métodos de dimensionamento utilizados no Brasil e em Portugal.

As estruturas dos pavimentos dimensionados foram analisadas através de software de análise estrutural, juntamente com a estrutura do pavimento rígido empregado no sistema BRT (*bus rapid transit*) da cidade do Recife-PE.

Os resultados das análises foram comparados utilizando modelos de fadiga, a fim de verificar se os pavimentos são equivalentes quanto a vida de fadiga e deformações.

### **1.2 Metodologia**

Este trabalho foi desenvolvido por meio de pesquisa bibliográfica e de estudo comparativo de estruturas de pavimentos utilizando análise mecanicista por meio de software específico.

Foi realizada pesquisa bibliográfica, a fim de aprofundar o conhecimento sobre estruturas de pavimentos semi-rígidos que utilizam com base de alto módulo e pavimentos rígidos em betão não armados.

Para a análise mecanicista comparativa foram dimensionadas duas estruturas de pavimentos semi-rígidos, ambas com revestimento em mistura betuminosa do tipo SMA e base de alto módulo, sendo

uma delas dimensionada pelo método DNER (1981) (utilizado no Brasil) e outra pelo método Shell (1977) (utilizado em Portugal); foi utilizado ainda um pavimento rígido que emprega revestimento de betão de cimento Portland não armado, dimensionada pelo método PCA (1984), que foi empregada no sistema BRT de Recife-PE.

Com as estruturas dimensionadas foi feita uma análise mecanicista fazendo uso de software de análise estrutural.

A partir dos dados obtidos na análise, foi feita comparação das tensões e deformações sofridas pelas estruturas em estudo.

### **1.3 Estrutura do Trabalho**

Este trabalho estará estruturado em quatro seções.

A secção 1 apresentará a Introdução, composta por objetivos, justificativa, metodologia e a estrutura do trabalho.

A secção 2 apresentará uma revisão da literatura sobre pavimentos rígidos, pavimentos flexíveis e base de módulo elevado e dos tipos de materiais empregados nessas estruturas.

A secção 3 trará o dimensionamento e a análise mecanicista dos pavimentos, apresentando os resultados obtidos.

A secção 4 trará as conclusões finais do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

## 2 Revisão da Literatura

### 2.1 Corredores de Autocarros

#### 2.1.1 Definição

Segundo a EMTU (2013) corredor de autocarros é um sistema viário com segregação de faixas de tráfego e possuem estações de embarque e desembarque com tratamentos diferenciados e acessíveis, terminais de integração para conexão entre linhas estruturais e alimentadoras tendo como finalidade potencializar a malha urbana.

A EMTU (2013) relata que a implantação de corredores de autocarros tem como objetivos: eficiência, qualidade, segurança, maior velocidade operacional, ampliação da acessibilidade e mobilidade, requalificação urbana das áreas do entorno e consequente redução dos tempos das viagens.

#### 2.1.2 Estrutura do pavimento de um corredor de autocarros

Suzuki (2012) afirma que pavimentos de corredores urbanos de autocarros constituem uma situação de aplicação crítica, pois além do tráfego pesado, intenso e canalizado, está sujeito ao derramamento de óleos e combustíveis, aos esforços de aceleração e frenagem e qualquer interrupção para sua manutenção gera enormes dispêndios.

Segundo Link (2009) o pavimento de um corredor de autocarros sofre com o tráfego canalizado, cargas elevadas e baixas velocidades dos coletivos, o que, em pavimentos com baixo módulo de deformabilidade, trona-os mais suscetíveis a trilhas de rodas de valores significativos.

Link (2009) afirma ainda que os pavimentos a serem utilizados em corredores podem ser flexíveis, semi-rígidos ou rígidos. Para um grande fluxo de cargas pesadas, como nos corredores de autocarros, o controle granulométrico das misturas betuminosas deve ser rigoroso para se obter um pavimento de qualidade. Nos corredores de autocarros brasileiros são mais utilizados os pavimentos rígidos, dadas as condições com que as misturas betuminosas são executadas. O pavimento betuminoso (flexível ou semirrígido) pode ser utilizado, porém a condição ideal das misturas betuminosas é de difícil alcance se comparado ao pavimento rígido, que emprega revestimento de betão de cimento Portland.

## 2.2 Misturas Betuminosas Tipo SMA

### 2.2.1 Conceito geral

Segundo Blazejowski (2013), a mistura SMA foi criada por Dr. Zichner na Alemanha na década de 60, e foi uma tentativa de resolver o dano que os pneus pitonados causavam aos pavimentos.

Ainda segundo Blazejowski (2013), Dr. Zichner reparou que os agregados graúdos possuíam grande resistência a fragmentação dinâmica e esmagamento, assim deveriam ser os componentes principais das misturas e, para manter os agregados unidos, deveriam ser utilizadas grandes quantidades de mástique, produzindo um pavimento resistente e duradouro. Assim a ideia inicial de SMA consistiu em uma estrutura de agregados graúdos e espaços vazios preenchidos com mástique. Essa ideia mudou pouco, e atualmente admite-se que SMA seja uma mistura betuminosa que contem grandes quantidades de agregados graúdos, filer, betume e frequentemente um aditivo estabilizante, para prevenir que o ligante betuminoso escorra da superfície dos agregados.

Balbo (2007) afirma que o SMA é um revestimento betuminoso usinado a quente que possui em torno de 70% a 80% de agregados retidos na peneira de abertura 4,75 mm. Essa alta quantidade de agregados graúdos é necessária para que se forme a estrutura chamada esqueleto de agregados, que será a responsável por absorver os esforços de compressão gerados pelo tráfego através da interação entre os grãos.

Para preencher os espaços vazios entre os agregados graúdos é utilizado o mástique, uma mistura de filer, betume e agregados finos. Blazejowski (2013) relata que a função principal do mástique é a de intertravar os agregados graúdos, e prevenir que eles percam contato entre si, mantendo a estrutura do esqueleto de agregados.

Devido ao pequeno percentual de finos, em relação aos agregados graúdos, na mistura SMA, ocorre o escorrimento do ligante betuminoso da superfície dos grãos. Para evitar que isso ocorra são utilizados estabilizadores, que, segundo Lanchas (1999, apud VALE, 2007), atuam de forma a evitar a segregação das misturas, quando essas são expostas às elevadas temperaturas de usinagem e compactação, além de possibilitar que a mistura seja submetida a baixas temperaturas sem sofrer degradação.

Martinho et al. (2013) relatam que as misturas SMA são misturas de agregados de granulometria descontínua e mástique betuminoso rico em betume e aditivos para inibir o escorrimento do ligante betuminoso.

Blazejowski (2013) divide o SMA em três componentes básicos:

- Esqueleto de agregados graúdos.

- Mástique, uma mistura de betume, filer, agregados finos e estabilizadores (fibras).
- Vazios na mistura betuminosa.

Podem ser observados os volumes aproximados de cada componente na Figura 2.1. Onde *Volume of air voids* é o volume de vazios, *Volume of mastic* é o volume de mástique e *Volume of coarse aggregates* é o volume de agregados graúdos.

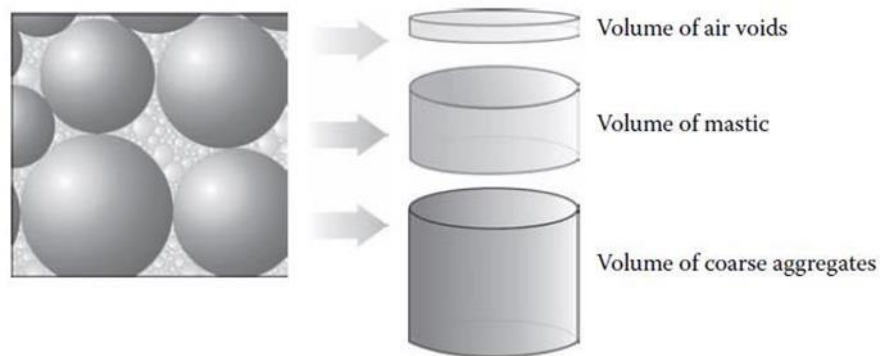


Figura 2.1 – Componentes Básicos do SMA

Fonte: Blazejowski, 2013

### 2.2.2 Características físico-mecânicas

As principais características do SMA, segundo Blazejowski (2013), European Asphalt Pavement Association (1998) e National Asphalt Pavement Association (2002), são:

- Resistência à derrapagem: a utilização de agregados graúdos com alta resistência ao polimento juntamente com a macrotextura da superfície de rolamento do SMA levam a dispersão da água da superfície e aprimoram a aderência pneu/pavimento proporcionado pela penetração da borracha do pneu na macrotextura da superfície do pavimento.
- Redução do spray de água: a textura da superfície do revestimento com SMA proporciona uma redução da água borrifada pelos veículos em dias de chuva.
- Redução do reflexo dos faróis no pavimento: a textura da superfície do SMA também reduz o reflexo proveniente dos faróis dos veículos e melhora a visibilidade da sinalização horizontal

- Superfície uniforme por mais tempo: a forte estrutura de agregados evita que a superfície do pavimento se deforme, mantendo-a uniforme por mais tempo quando comparado com revestimentos de betão betuminoso comum.
- Redução do ruído: a mistura SMA geralmente proporciona menores níveis de ruído provenientes do rolamento do pneu sobre o pavimento devido à textura do pavimento.
- Elevada resistência ao desgaste: devido ao elevado teor de betume no mástique a mistura se torna impermeável, fornecendo resistência ao envelhecimento, baixa sensibilidade à umidade e alta durabilidade.
- Boa flexibilidade a baixas temperaturas: devido ao mástique rico em ligante betuminoso que proporciona menor suscetibilidade a trincas.
- Boa estabilidade a altas temperaturas: a forte estrutura do esqueleto de agregados não permite deformações plásticas no pavimento.

### **2.2.3 Agregados**

Sefidmazgi (2011) define esqueleto de agregados como sendo uma estrutura de grãos de tamanhos variados que se apoiam uns sobre os outros, transferindo cargas e estão intertravados entre si.

Blazejowski (2013) relata que para que haja a transferência de cargas entre os grãos é necessário que eles estejam em contato, e para isso deve ser feita uma compactação forçando os agregados a entrar em contato, criando a estrutura do esqueleto. Assim a transferência dos esforços provenientes do tráfego ocorrerá como esquematizado na figura 2.2.

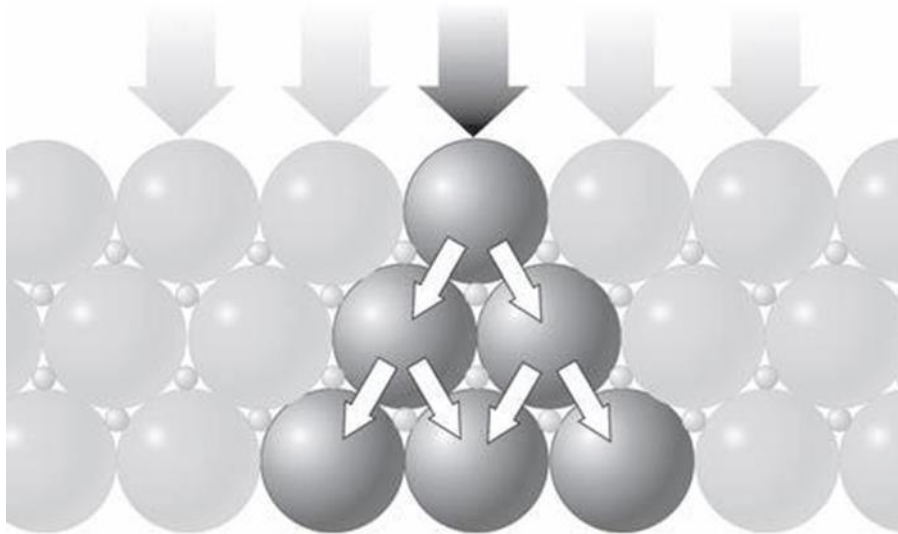


Figura 2.2 – Distribuição de Cargas entre Agregados

Fonte: Blazejowski, 2013

Para obter um forte esqueleto é necessário atingir a proporção correta de grãos de tamanhos definidos. Vale (2007) relata que para isso o SMA possui uma descontinuidade em sua curva granulométrica, criada pela ausência de agregados de tamanhos menores. Essa ausência fica evidente quando comparamos o SMA com o betão betuminoso convencional, uma vez que esse último possui granulometria contínua, como esquematizado na figura 2.3, onde no eixo das abscissas (*Sieves*) estão as peneiras em ordem crescente de diâmetro de abertura e no eixo das ordenadas (*passing by sieve*) está a percentagem de material que passa pela peneira. A figura tem o propósito de salientar a diferença entre as curvas granulométricas das misturas.

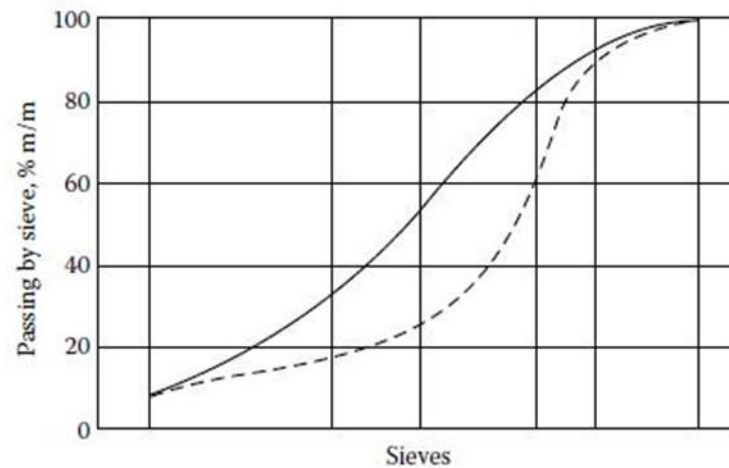


Figura 2.3 – Curvas granulométricas típicas de betão betuminoso comum (traço contínuo) e SMA (tracejado)

Fonte: Blazejowski, 2013

Segundo a norma EN 13108-5 (2016) existem quatro faixas granulométricas de SMA utilizadas comumente na Europa, sendo elas: 0/22, 0/16, 0/11, 0/8. No quadro 2.1 podemos observar essas faixas granulométricas.

Quadro 2.1 – Faixas granulométricas de SMA

Tamanho do grão (mm)	Porcentagem em massa (%)			
	SMA8	SMA11	SMA16	SMA22
0,063	5-14	5-13	5-12	5-12
2,0	20-40	20-35	15-30	15-30
8,0	90-100	-	-	-
11,2	100	90-100	-	-
16,0	-	100	90-100	-
22,4	-	-	100	90-100
31,5	-	-	-	100

Fonte: EN 13108-5, 2016

Blazejowski (2013) diz que a granulometria descontínua do SMA divide os agregados da mistura em dois grupos:

- Grãos ativos: sendo os agregados de maiores dimensões que formam o esqueleto de agregados e suportam as cargas do tráfego.
- Grãos passivos: agregados menores que preenchem os espaços vazios

#### **2.2.4 Mástique**

Segundo Blazejowski (2013) o Mástique representa aproximadamente 20% em peso e 30% em volume da mistura SMA. E é composto por agregados finos, filer, estabilizador e ligante betuminoso. As funções do mástique são:

- Manter o contato entre os grãos do esqueleto de agregados.
- Lubrificar os agregados graúdos durante a compactação.
- Preencher os vazios da estrutura do esqueleto de agregados, provendo durabilidade e resistência a fatores externos.
- Resistir às tensões causadas pelas cargas e temperaturas.

##### **2.2.4.1 Agregados finos**

Os agregados finos são os grãos passivos responsáveis por preencher os espaços vazios entre os grãos ativos e proporcionar o intertravamento do esqueleto de agregados.

Blazejowski (2013) relata que a angularidade é uma característica do agregado fino que contribui para a resistência a deformação permanente da mistura SMA, uma vez que agregados finos arredondados causam instabilidade no esqueleto de agregados, impossibilitando o contato entre os grãos ativos.

##### **2.2.4.2 Filer**

Santana (1995, apud MOURÃO, 2003) define filer como sendo um material de enchimento que é finamente dividido e constituído de partículas provenientes de agregados graúdos e finos.

Motta e Leite (2000, apud MOURÃO, 2003) relatam que as partículas do filer aumentam a consistência do betume.

Blazejowski (2013) relata que o comportamento da mistura betuminosa se deve a duas características do filer utilizado:

- Área específica do fíler: é a área da superfície dos grãos que compõem o fíler dividida pela massa dos grãos do fíler. Quanto maior a área específica maior será a quantidade necessária de ligante betuminoso para envolver completamente os grãos do fíler.
- Vazios no fíler compactado: espaços vazios que estão entre os grãos do fíler. Os espaços vazios do fíler serão preenchidos pelo ligante betuminoso, assim quanto maior o volume de vazios no fíler maior a quantidade de ligante necessária para preenchê-los.

#### **2.2.4.3 Ligante betuminoso**

O ligante betuminoso é o responsável por preencher grande parte dos espaços vazios da mistura e manter todos os elementos unidos.

Segundo Bernucci et al. (2008) existem no Brasil quatro tipos de CAP com índices de penetração 30/45, 50/70, 85/100 e 150/200. Na Europa existe uma variedade maior de betumes, possuindo índices de penetração 20/30, 30/45, 35/50, 40/60, 50/70, 70/100, 100/150, 160/220 e 250/330.

Blazejowski (2013) relata que na Europa os principais betumes empregados para misturas tipo SMA são os de índice de penetração 50/70, e em países mais frios 70/100 e betumes modificados.

#### **2.2.5 Fibras**

Segundo Blazejowski (2013), a mistura SMA possui intencionalmente um volume de ligante maior que o necessário para preencher os vazios da mistura, o ligante sobressalente ou livre corre o risco de escorrer e se separar da mistura. Para que isso não ocorra são utilizados os estabilizadores, que mantêm o ligante no lugar.

Blazejowski (2013) divide os estabilizadores em dois grupos:

- Aditivos que absorvem parte do ligante
- Aditivos que aumentam a viscosidade do ligante

##### **2.2.5.1 Aditivos que absorvem parte do ligante**

Blazejowski (2013) relata que esses aditivos são os agentes estabilizadores mais utilizados em misturas SMA, eles agem absorvendo uma parte do ligante e criam fibras que mantêm o ligante em seu lugar.

## Capítulo 2

Blazejowski (2013) ainda afirma que diversos materiais podem ser utilizados como aditivos sendo os principais:

- Fibra de Celulose
- Pseudocelulose: proveniente de papel reciclado
- Fibra mineral
- Mistura celulose-mineral
- Mistura celulose-polímero
- Mistura celulose-cera
- Fibras Têxteis
- Plásticos
- Fibra de vidro
- Couro

A National Asphalt Pavement Association (2002) relata que a dosagem de fibras para misturas SMA deve ser de 0,3% do peso total da mistura.

### **2.2.5.2 Aditivos que aumentam a viscosidade do ligante**

Blazejowski (2013) afirma que os agentes estabilizadores que aumentam a viscosidade não são tão eficientes quanto às fibras, além de tornar a compactação da mistura mais difícil. Os mais comuns são os polímeros, podendo ser plastômeros ou elastômeros.

## **2.3 Misturas Betuminosas de Alto Módulo EME**

### **2.3.1 Conceito**

Segundo Capitão (2003) nos anos 1980 começou a ser desenvolvida na França uma família de misturas betuminosas para camadas estruturais de pavimentos rodoviários. Essas misturas apresentaram um comportamento substancialmente melhor que o das misturas tradicionais face aos mecanismos de ruína considerados no dimensionamento, como trincamento por fadiga e deformação permanente excessiva.

Esses novos materiais foram denominados Enrobé à Module Élevé (EME) em terminologia francesa, também são conhecidos como Misturas Betuminosas de Alto Módulo (MBAM), por serem muito mais rígidos que as misturas tradicionais, devido a utilização de um betume duro, com valores de penetração a 25°C entre 10 e 25 décimos de milímetro, e com temperaturas de amolecimento entre 60 e 80°C.

## 2.3.2 Principais constituintes

### 2.3.2.1 Ligante betuminoso

Como dito anteriormente, segundo Villela (2012), para a fabricação de MBAM adotam-se betumes duros e com altas temperaturas de amolecimento, como o CAP 10/20. Para que o CAP atinja a dureza necessária o betume é aditivado com polímeros, como o ácido polifosfórico.

A dosagem mínima de betume, segundo Villela (2012), é fixada pelo módulo de riqueza da mistura, que representa uma espessura mínima de filme de betume sobre o agregado. O módulo de riqueza pode ser calculado através da equação 2.1.

$$\text{teor de ligante} = k \cdot \alpha \cdot \sqrt[5]{\Sigma} \quad (2.1)$$

Onde:

K é o módulo de riqueza

$\alpha$  é o coeficiente de correção em função da densidade do agregado, obtido pela equação 2.2:

$$\alpha = \left( \frac{2,65}{Def} \right) \quad (2.2)$$

Onde:

Def é a densidade efetiva da mistura de agregados

$\Sigma$  é a superfície específica calculada conforme a equação 2.3:

$$\Sigma = 0,25G + 2,3S + 12s + 135f \quad (2.3)$$

## Capítulo 2

Onde:

G é a percentagem de agregados com diâmetro superior a 6,3mm;

S é a percentagem de agregados com diâmetro entre 6,3 e 0,315mm;

s é a percentagem de agregados com diâmetro entre 0,315 e 0,075mm;

f é a percentagem de agregados com diâmetro inferior a 0,075mm.

Pereira (2012) relata que a classe da EME pode ser definida pelo valor do módulo de riqueza, sendo:

- EME classe 1: com módulo de riqueza entre 2,5 e 3,2; apresentam teor de ligante entre 4,0% e 5,4%, a mistura possui teor de betume reduzido, baixa durabilidade e resistência à fadiga, indicada para rodovias com baixo volume de tráfego.
- EME classe 2: com módulo de riqueza maior que 3,2; apresentam teor de ligante entre 5,5% e 6,2%; a mistura possui alto teor de betume, maior durabilidade e resistência à fadiga, indicada para rodovias com elevado volume de tráfego.

### 2.3.2.2 Agregados

Capitão (2003) afirma que as MBAM incorporam agregados de granulometria contínua, com 30% a 35% do material passando na peneira de 2mm e 7% a 8% de fíler, e um volume de vazios entre 3% e 6%. Os agregados podem ter dimensão máxima de 10, 14 ou 20 mm, respetivamente para camadas com espessuras variando de 6 a 10 cm, de 7 a 12 cm e de 10 a 15 cm.

Pereira (2012) relata que há na literatura francesa diferentes tipos de misturas de módulo elevado, sendo que estas se distinguem pelo diâmetro máximo do agregado que será utilizado. Podendo ser:

- EME 0/10, agregados com diâmetro máximo de 10 mm;
- EME 0/14, agregados com diâmetro máximo de 14 mm, mais utilizado na França;
- EME 0/20, agregados com diâmetro máximo de 20 mm.

Segundo Capitão (2003) não existem faixas granulométricas francesas a serem seguidas, porém em Portugal o Caderno de Encargos-Tipo do Instituto das Estradas de Portugal (CET-IEP) prevê a existência de três granulometrias para MBAM, sendo uma para a camada de base, uma para a camada de regularização e uma para a camada de desgaste. O quadro 2.2 traz as faixas granulométricas para a camada de base de uma MBAM 0/20 em Portugal.

Quadro 2.2 – Faixa granulométrica para uma camada de base em MBAM 0/20

Abertura da Peneira ASTM		Porcentagem passante	
(mm)	Número	Limite superior	Limite inferior
25	1"	100	100
19	¾"	100	90
12,5	½"	90	70
9,5	3/8"	80	60
4,75	4	62	44
2,36	8	44	30
0,85	20	30	16
0,425	40	21	10
0,18	80	14	7
0,075	200	10	6

Fonte: Capitão, 2003

A figura 2.4 traz as curvas granulométricas das camadas de desgaste, regularização e base.

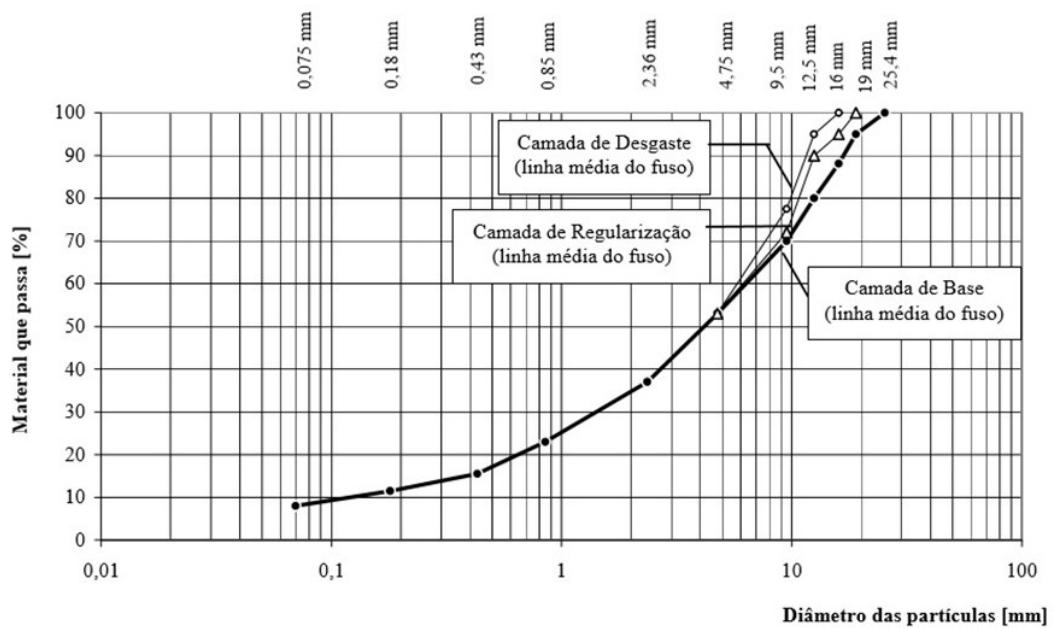


Figura 2.4 – Curvas granulométricas das camadas betuminosas do pavimento

Fonte: Capitão, 2003

### 2.3.3 Características mecânicas

#### 2.3.3.1 Deformabilidade

O módulo de deformabilidade, também conhecido como módulo de rigidez, ou módulo de deformabilidade, corresponde, segundo Murtinheira (2011), à tensão necessária para provocar no material uma deformação unitária.

Capitão (2003) relata que os ensaios utilizados para avaliar a deformabilidade e o comportamento a fadiga de misturas betuminosas são divididos em três grupos, sendo eles:

- Ensaio a flexão: representam os esforços de flexão causados no pavimento pela passagem dos veículos;
- Ensaio a tração-compressão: traduzem as tensões de tração induzidas na base das camadas ligadas dos pavimentos;
- Ensaio de corte: representam as forças cortantes induzidas nas camadas superficiais do pavimento.

Capitão (2003) explica que os ensaios consistem na aplicação de carregamentos repetidos, os quais variam ciclicamente ao longo do tempo.

Segundo Capitão (2003) ao compararmos as características mecânicas exigidas nas normas francesas para misturas betuminosas comuns com misturas de alto módulo nota-se que as exigências são mais severas às de alto módulo. Segundo as normas francesas um betão betuminoso convencional deve apresentar um módulo de deformabilidade mínimo, a 15°C e 10 Hz, igual ou superior a 5.400 MPa, já uma MBAM de qualquer tipo deve apresentar, para as mesmas condições, módulo de deformabilidade igual ou superior a 14.000 MPa.

Capitão (2003) ainda relata que para baixas temperaturas, os módulos de deformabilidade das MBAM não variam com a velocidade de carregamento, já para altas temperaturas, superiores a 35°C, estas misturas atingem um módulo de deformabilidade da ordem do dobro das misturas comuns, apesar de apresentarem uma maior percentagem de betume.

#### 2.3.3.2 Resistência a fadiga

Capitão (2003) aponta que na França a resistência à fadiga das misturas betuminosas é estabelecida de acordo com o parâmetro  $\varepsilon_6$  que simboliza a deformação de tração que leva à ruína do corpo de prova ao final de um milhão de ciclos de carga. Para EME classe 1, a 10°C e 25 Hz, o valor mínimo do parâmetro  $\varepsilon_6$  é  $100 \times 10^{-6}$  m, já para a EME classe 2 o valor mínimo de  $\varepsilon_6$  é  $130 \times 10^{-6}$  m.

### **2.3.3.3 Resistência à deformação permanente**

A deformação permanente é medida, segundo Capitão (2003), em ensaios onde uma carga é aplicada repetidas vezes, afim de simular o tráfego dos veículos, no corpo de prova, ao fim mede-se a deformação ocorrida no corpo de prova.

Villela (2012) relata que a norma francesa exige para as MBAM uma deformação permanente em trilhas de roda máxima de 8%, a 60°C e ao fim de 30.000 ciclos.

Capitão (2003) relata que as MBAM possuem uma resistência muito elevada à deformação permanente e que geralmente são obtidos valores entre 5% a 6,5% após 100.000 ciclos e a temperaturas de 60°C, muito inferiores ao exigido pela norma francesa.

## **2.4 Mecânica dos Pavimentos**

Balbo (2007) relata que a estrutura do pavimento é concebida para receber e transmitir esforços. As cargas devem ser transmitidas de forma aliviada à fundação, de modo que não ocorram recalques incompatíveis a utilização ou rutura da fundação.

### **2.4.1 Comportamento dos Pavimentos Flexíveis**

Os pavimentos flexíveis, segundo a Companhia Española de Petróleos (CEPSA) (2010), podem ser divididos em dois grupos: os pavimentos com base em material granular e os com base em misturas betuminosas.

#### **2.4.1.1 Pavimentos flexíveis com base em material granular**

A CEPSA (2010) relata que esse tipo de pavimento se caracteriza por ter camadas de base e sub-base em materiais granulares não ligados, sobre as quais assenta camadas de misturas betuminosas. Sendo que as camadas granulares constituem o principal elemento resistente da estrutura.

Assim a camada de desgaste tem como função impermeabilizar o pavimento e resistir ao desgaste provocado pelo contato do pneu dos veículos com o pavimento, enquanto que as camadas granulares têm como finalidade resistir às ações induzidas pelo tráfego e redistribuí-las pela camada de fundação, de modo que possam ser suportadas por ela. As camadas de base granular trabalham essencialmente por atrito interno de seu esqueleto mineral.

A CEPSA (2010) relata ainda que o principal mecanismo de ruína que atua neste tipo de pavimento é a deformação excessiva do pavimento e fissuração por fadiga das camadas betuminosas.

A figura 2.5 traz a ilustração do comportamento mecânico do pavimento flexível de base granular.

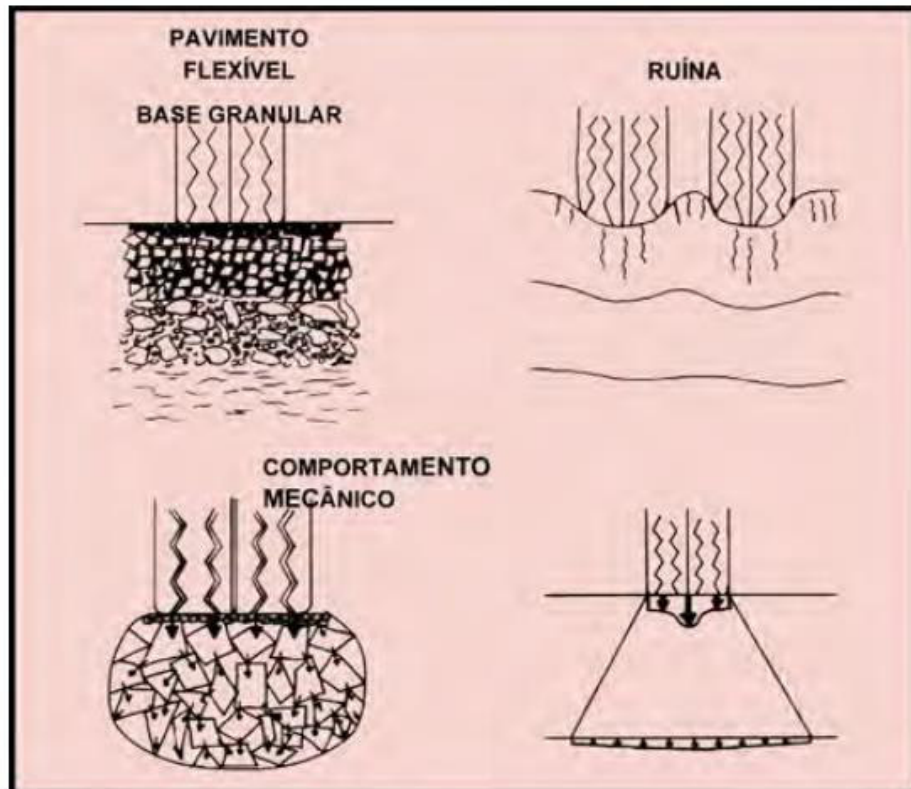


Figura 2.5 – Comportamento mecânico do pavimento flexível com base granular

Fonte: CEPISA, 2010

#### 2.4.1.2 Pavimentos flexíveis com base em material betuminoso

A CEPISA (2010) relata que neste tipo de pavimento a camada de base trabalha em flexão, diminuindo significativamente o nível das tensões transmitidas à fundação. Isso se deve a uma maior rigidez da base com material betuminoso quando comparada com bases em material granular.

A CEPISA (2010) aponta ainda que os principais mecanismos de ruína que atuam sobre este tipo de pavimento são: a fissuração por fadiga das camadas betuminosas e a deformação excessiva do pavimento.

A figura 2.6 traz a ilustração do comportamento mecânico de um pavimento flexível com base em material betuminoso.

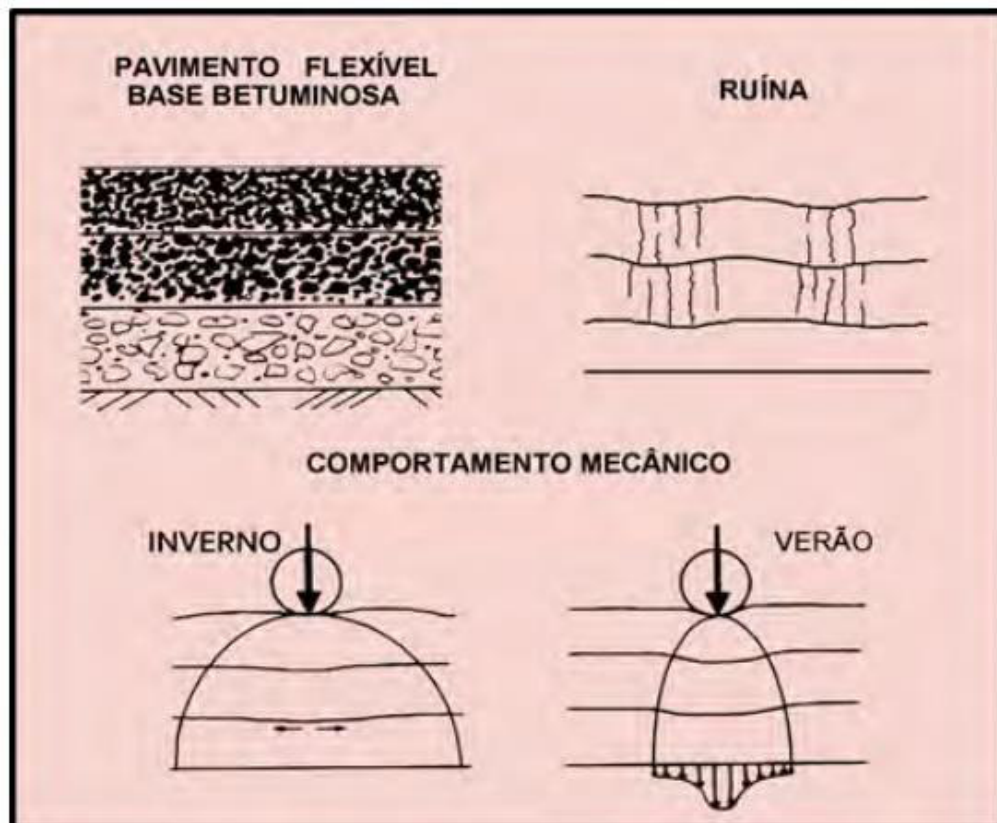


Figura 2.6 – Comportamento mecânico de pavimentos flexíveis com base em material betuminoso

Fonte: CEPISA, 2010

#### 2.4.2 Comportamento dos pavimentos semirrígidos

A CEPISA (2010) relata que os pavimentos semirrígidos se diferem dos flexíveis por possuírem maior rigidez em suas camadas, em especial na camada de base. Essa camada é constituída por material granular tratado com ligante hidráulico ou pozolânico.

Neste tipo de pavimento a camada de base é responsável por absorver os esforços induzidos pela passagem dos veículos, reduzindo significativamente os esforços transmitidos à fundação.

Segundo a CEPISA (2010) os principais mecanismos de ruína que atuam em pavimentos semirrígidos são: fissuração por fadiga da camada de base devido aos esforços de tração em flexão aos quais está submetida, formação de fendas por retração nas camadas tratadas com ligante hidráulico ou pozolânico, fissuração em malha larga devido à falta de coesão no material empregado nas camadas betuminosas.

A figura 2.7 traz a ilustração do comportamento mecânico do pavimento semirrígido.

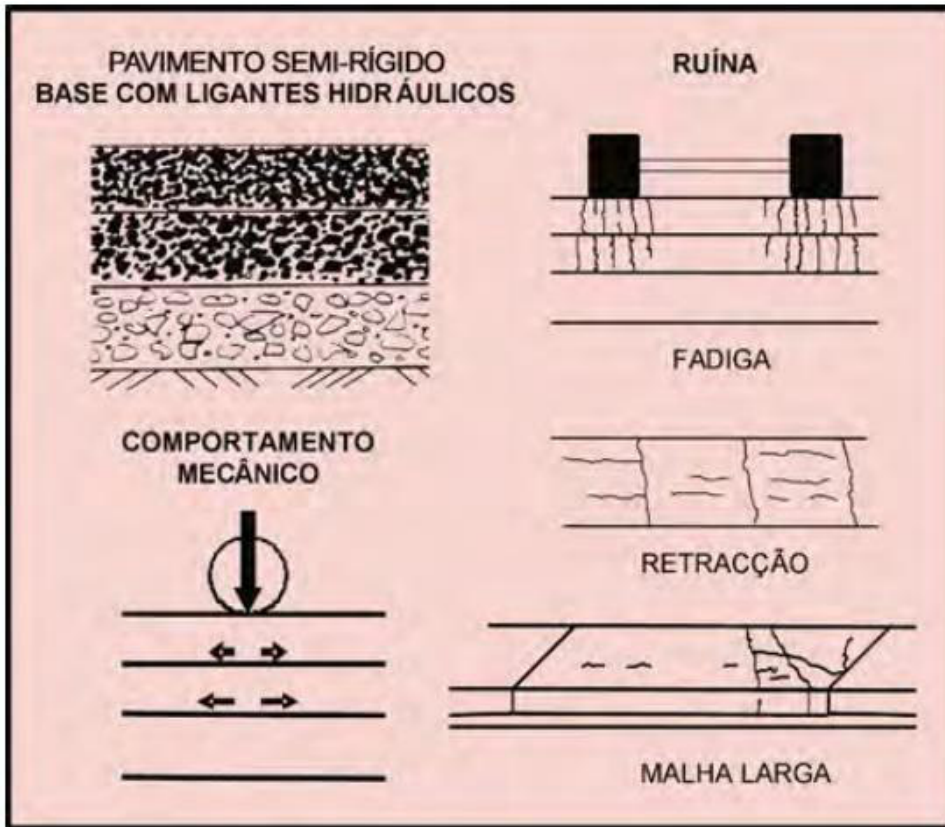


Figura 2.7 – Comportamento mecânico do pavimento semirrígido

Fonte: CEPISA, 2010

### 2.4.3 Comportamento dos pavimentos rígidos

A CEPISA (2010) relata que neste tipo de pavimento a placa de betão empregada como revestimento desempenha simultaneamente as funções da camada de desgaste e da camada de base, assim a placa absorve os esforços provenientes do tráfego, e os transmite de maneira mais uniforme à fundação quando comparado ao pavimento flexível, como é ilustrado na figura 2.8.

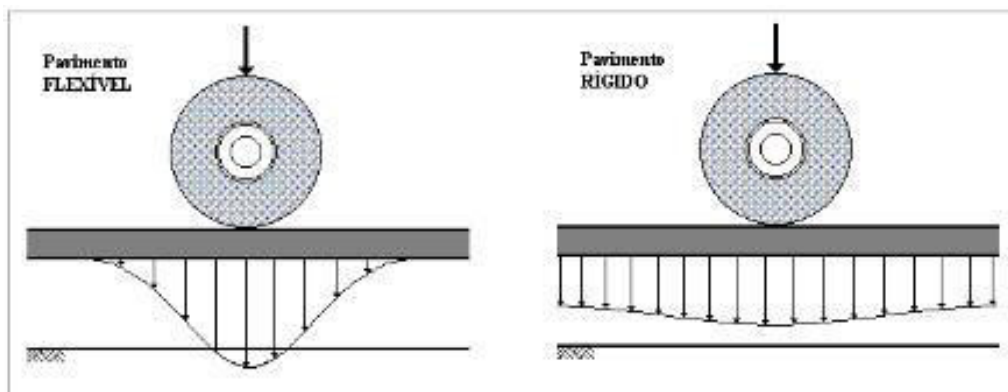


Figura 2.8 – Distribuição dos esforços provenientes do tráfego em pavimentos flexíveis e rígidos

Fonte: Balbo, 2007

Segundo Balbo (2007), no pavimento rígido, todo o domínio da placa de betão trabalha para absorver as cargas aplicadas, ocorrendo de maneira aproximada um estado plano de tensões, uma vez que as deformações verticais sofridas são desprezadas.

A CEPISA (2010) relata ainda que os principais mecanismos de ruína no pavimento rígido são: fissuração por fadiga e erosão da camada de sub-base.

A figura 2.9 traz a ilustração do comportamento mecânico do pavimento rígido.

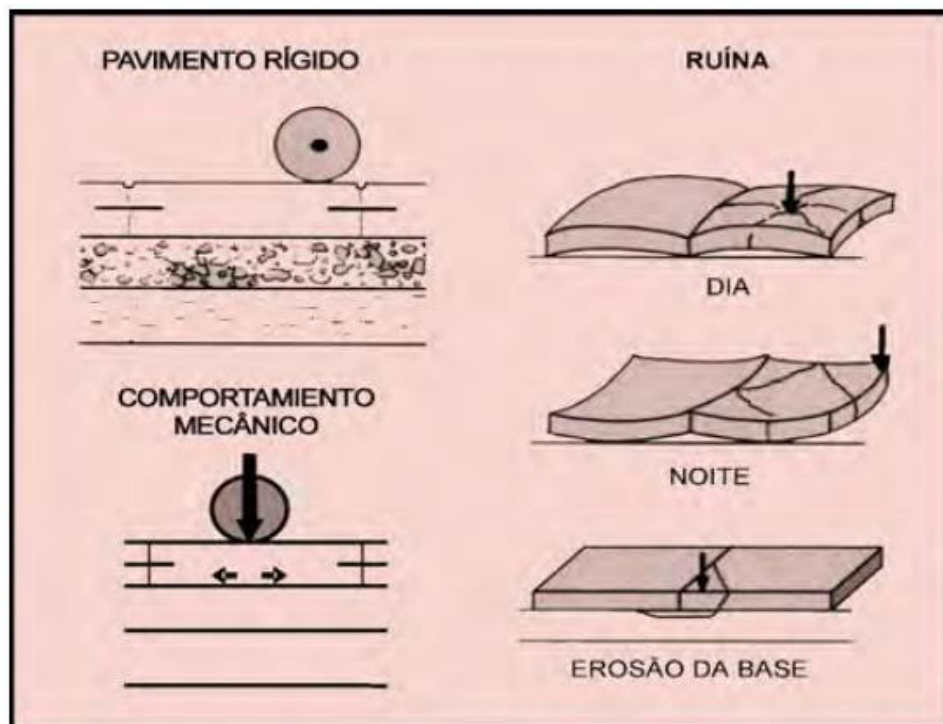


Figura 2.9 – Comportamento mecânico do pavimento rígido

Fonte: CEPISA, 2010

## 2.5 Pavimentos Rígidos

### 2.5.1 Conceito

Segundo Rodrigues (2011) os pavimentos rígidos são constituídos por placa de betão de cimento Portland como revestimento que atua como uma camada de desgaste e base simultaneamente. A placa possui uma elevada resistência à flexão e é impermeável, protegendo a camada de sub-base.

Ainda segundo Rodrigues (2011) a camada de sub-base em pavimentos rígidos é constituída por material granular muitas vezes estabilizado com ligante hidráulico, devendo proporcionar uma superfície estável, resistente as solicitações do tráfego e com boa capacidade de resistência a erosão. Já a fundação do pavimento deve ser constituída de material homogêneo e insensível à água.

### 2.5.2 Materiais

Segundo o DNIT (2004) os principais materiais que compõem os pavimentos rígidos são o cimento Portland, agregados graúdos, agregados miúdos, água, aditivos e selantes de juntas.

#### 2.5.2.1 Cimento Portland

O cimento Portland, segundo o DNIT (2004), é composto de clínquer e adições, que podem ser escória de alto forno, materiais pozolânicos e materiais carbonáticos. As adições definem os diferentes tipos de cimentos.

Ainda segundo o DNIT (2004) para a execução de pavimentos rígidos os tipos de cimento recomendados são:

- Cimento Portland Comum: tipos CP-I e CP-I-S;
- Cimento Portland Composto: tipos CP-I-E, CP-II-Z e CP-II-F;
- Cimento Portland de Alto Forno: tipo CP-III;
- Cimento Portland Pozolânico: tipo CP-IV.

### 2.5.2.2 Agregados

O DNIT (2004) relata que para os agregados destinados a produção de pavimentos rígidos são exigidas condições especiais que os diferem dos agregados destinados ao betão para outros tipos de estruturas. Essas condições se devem ao fato de ser necessário que o betão da pavimentação possua maior resistência a tração, menores variações volumétricas, menor suscetibilidade a fissuração, elevada durabilidade às intempéries e à ação abrasiva do tráfego.

### 2.5.2.3 Aditivos

O DNIT (2004) define aditivo como sendo toda a substância que não seja indispensável à composição do betão, mas que gera ou reforça certas características do mesmo.

Os aditivos são utilizados no betão de pavimentos rígidos, segundo DNIT (2004), com as finalidades de:

- Melhorar a trabalhabilidade;
- Acelerar ou retardar o tempo de pega;
- Reduzir a permeabilidade;
- Acelerar o desenvolvimento da resistência nas idades iniciais;
- Aumentar a resistência a agentes agressivos;
- Retardar ou reduzir o calor de hidratação.

Segundo Coutinho (2006) os aditivos são divididos segundo seus efeitos, sendo eles:

- Redutores de água: possibilitam a redução da relação água cimento;
- Introdutores de ar: introduzem uma quantidade de ar no betão em forma de bolhas;
- Aceleradores de pega: aceleram a pega do cimento;
- Retardadores de pega: retardam a pega do cimento, proporcionam maior tempo de transporte e trabalhabilidade;
- Aceleradores de endurecimento;
- Impermeabilizantes;
- Expansores;
- Anticorrosivos.

#### **2.5.2.4 Selantes de juntas**

O DNIT (2004) relata que a selagem das juntas visa prevenir a entrada de água e materiais sólidos pelas juntas, o que pode provocar a erosão da sub-base, no caso da infiltração de água, e impedir a movimentação da junta, no caso de materiais sólidos.

O DNIT (2004) aponta ainda que os selantes são divididos em dois grupos:

- Vazados no local: podem ser vazados a quente, como betumes, mástiques e borracha, ou vazados a frio, como resinas epóxicas e silicões;
- Pré-moldados: poliuretano, polietileno e cortiças.

#### **2.5.3 Método de dimensionamento**

O método que será utilizado para o dimensionamento do pavimento rígido neste trabalho será o PCA 1984, por ser esse o método empregado no Brasil e em Portugal.

Segundo a PCA (1995) o método PCA de 1984 foi baseado no método formulado em 1966, que utilizava a teoria de Westergaard para determinação das tensões críticas. O método PCA de 1984 leva em consideração também os elementos finitos para determinar as tensões.

Ainda segundo a PCA (1995) o método passou a levar em conta a presença das barras de transferência de carga e das bermas/acostamentos no dimensionamento do pavimento rígido.

Segundo o DNIT (2004) o método PCA 1984 pode ser aplicado tanto a pavimentos de betão simples e com barras de transferência, como aos dotados de armadura distribuída, descontinua ou continua, sem função estrutural.

##### **2.5.3.1 Parâmetros de dimensionamento**

Segundo o PCA (1995) o método leva em consideração quatro parâmetros no dimensionamento do pavimento, sendo eles:

- Módulo de rutura do betão
- Módulo de reação da fundação e do conjunto fundação sub-base
- Peso, frequência e tipo de eixo dos veículos pesados.

- Período de vida útil do pavimento rígido, geralmente 20 anos.

#### **2.5.3.1.1 Tensão de rotura do betão**

O PCA (1995) define a tensão de rotura do betão como a resistência que o betão possui a flexão. Este parâmetro é utilizado no critério de resistência à fadiga do pavimento, a fim de prevenir a fratura do betão devido o esforço repetitivo pela passagem dos veículos.

Segundo o PCA (1995) a tensão de rotura do betão pode ser obtido através do ensaio de carregamento em três pontos (*third-point loading*), simulado com o material a ser ensaiado uma viga bi-apoiada com carga aplicada no centro. Para isto são utilizados: dois roletes, cujos diâmetros dependem das dimensões da viga a ser ensaiada; e um cutelo semicilíndrico, o qual ficará à parte superior e permitirá a aplicação da carga de ensaio; e um extensómetro no centro da viga, através do qual será determinada a flecha máxima da viga. O ensaio de flexão em três pontos analisa o material submetido a cargas durante a sua fase elástica, ou seja, observa apenas as deformações elásticas destes materiais.

#### **2.5.3.1.2 Módulo de reação**

O PCA (1995) relata que o módulo de reação da fundação é estimado por correlação ao Índice de Suporte Califórnia (CBR) da fundação do pavimento.

Segundo Rodrigues (2011), o Índice de Suporte Califórnia é a relação, em percentagem, entre a pressão exercida por um pistão de diâmetro padronizado necessária à penetração no solo até determinado ponto (0,1" e 0,2") e a pressão necessária para que o mesmo pistão penetre a mesma quantidade em solo-padrão de brita graduada. Através do ensaio de CBR é possível conhecer qual será a expansão de um solo sob um pavimento quando este estiver saturado, e fornece indicações da perda de resistência do solo com a saturação. Apesar de ter um carácter empírico, o ensaio de CBR é mundialmente difundido e serve de base para o dimensionamento de pavimentos flexíveis.

O PCA (1995) relata que o módulo de reação pode ser medido através do ensaio de carga em placa (*plate loading test*), onde é posicionada uma placa ao nível da fundação, então é adicionada uma carga sobre a placa, que vai aumentando gradativamente até que a placa comece a penetrar no solo.

### **2.5.3.1.3 Tráfego**

O número esperado, peso, frequência e tipo de eixo são, segundo o PCA (1995), os fatores que mais influenciam no dimensionamento do pavimento. Estes fatores são derivados de estimativas do tráfego médio diário, do tráfego médio diário de veículos pesados e das cargas dos eixos dos veículos pesados.

### **2.5.3.2 Fadiga**

Segundo o PCA (1995) o critério da fadiga consiste na avaliação do número máximo permitido de repetições que um determinado eixo pode carregar a laje de betão. Este critério é baseado na lei de Miner, onde a resistência a fadiga não consumida por um tipo de carga fica disponível às outras cargas, sendo que a fadiga total acumulada não deva ultrapassar 100%.

### **2.5.3.3 Erosão**

Segundo o PCA (1995) a erosão é causada pela repetição de cargas nos cantos e bordas da placa de betão, o que pode gerar bombeamento, perda de material da sub-base ou fundação, vazios abaixo ou adjacentes a placa e desnivelamento das juntas.

A erosão é definida, segundo Rodrigues (2011), através de uma correlação entre os valores das deformações verticais do canto da placa e as pressões verticais exercidas na interface entre a placa e a camada que lhe dá suporte.

## **2.6 Pavimentos Flexíveis**

### **2.6.1 Conceito**

Segundo Balbo (2007) a estrutura do pavimento flexível é concebida para atender as solicitações dos esforços aliviando pressões sobre as demais camadas, geralmente de menor resistência. Para que o pavimento flexível tenha um funcionamento adequado, todas as camadas do pavimento devem trabalhar deformações compatíveis com sua capacidade. As camadas devem proporcionar aos veículos condições adequadas de rolamento e suporte.

Balbo (2007) ainda relata que os pavimentos flexíveis são compostos pelas seguintes camadas:

- Revestimento: deve receber as cargas provenientes do tráfego, sem a desagregação de componentes, deformações elásticas e perda de

compactação. Deve ser composta por materiais bem aglutinados para que se evite movimentação horizontal;

- Base e sub-base: deve aliviar as pressões sobre as camadas de solo inferiores, sendo que quando a camada de base tem uma espessura muito grande, por razões construtivas, deve-se dividi-la em duas camadas, base e sub-base;
- Reforço do subleito: camada não obrigatória, utilizada quando o suporte do subleito é muito fraco;
- Subleito: é nesta camada que os esforços impostos sobre a superfície serão aliviados. É constituída de material natural, consolidado e compactado.

### **2.6.2 Materiais**

Segundo o DNIT (2006) os materiais do subleito devem apresentar expansão, medida no ensaio CBR, menor ou igual a 2%, e CBR maior ou igual a 2%.

Para materiais a serem empregados no pavimento o DNIT (2006) relata:

- Materiais para reforço do subleito devem apresentar materiais com CBR superior ao do subleito e expansão menor ou igual a 1%;
- Materiais para sub-base devem apresentar CBR maior ou igual a 20% e expansão menor ou igual a 1%;
- Materiais para base devem apresentar CBR maior ou igual a 80% e expansão menor ou igual a 0,5%. Limite de liquidez menor ou igual a 25% e índice de plasticidade menor ou igual a 6%.

## 2.6.3 Métodos de Dimensionamento

### 2.6.3.1 DNER

Segundo o DNIT (2006) para iniciar o dimensionamento do pavimento flexível é necessário o número N de repetições do eixo padrão (8,2 tf ou 80 kN) e do CBR do subleito. Utilizamos o quadro 2.3 para encontrar o coeficiente de equivalência estrutural (K).

Quadro 2.3 – Coeficientes de equivalência estrutural

Componentes do pavimento	Coeficiente de equivalência estrutural K
Base ou revestimento em betão betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo cimento com resistência a compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Solo cimento com resistência a compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Solo cimento com resistência a compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: DNIT, 2006

O DNIT (2006) relata que os coeficientes de equivalência estrutural são designados por:  $K_R$  coeficiente da camada de revestimento,  $K_B$  coeficiente da base,  $K_S$  coeficiente da sub-base e  $K_{Ref}$  coeficiente do reforço do subleito.

O DNIT (2006) afirma que para proteger a camada de base dos esforços impostos pelo tráfego e para evitar a rutura do revestimento por esforços repetitivos de tração na flexão é imposta a espessura

mínima do revestimento betuminoso em função do número N. Essas espessuras podem ser observadas no quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Espessura mínima do revestimento betuminoso

N	Espessura mínima do revestimento betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Betão betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Betão betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Betão betuminoso com 12,5 cm de espessura

Fonte: DNIT, 2006

Para obter as espessuras do pavimento utilizamos o gráfico da figura 2.10. A espessura fornecida pelo gráfico está em termos de materiais granulares com  $K=1,00$ .

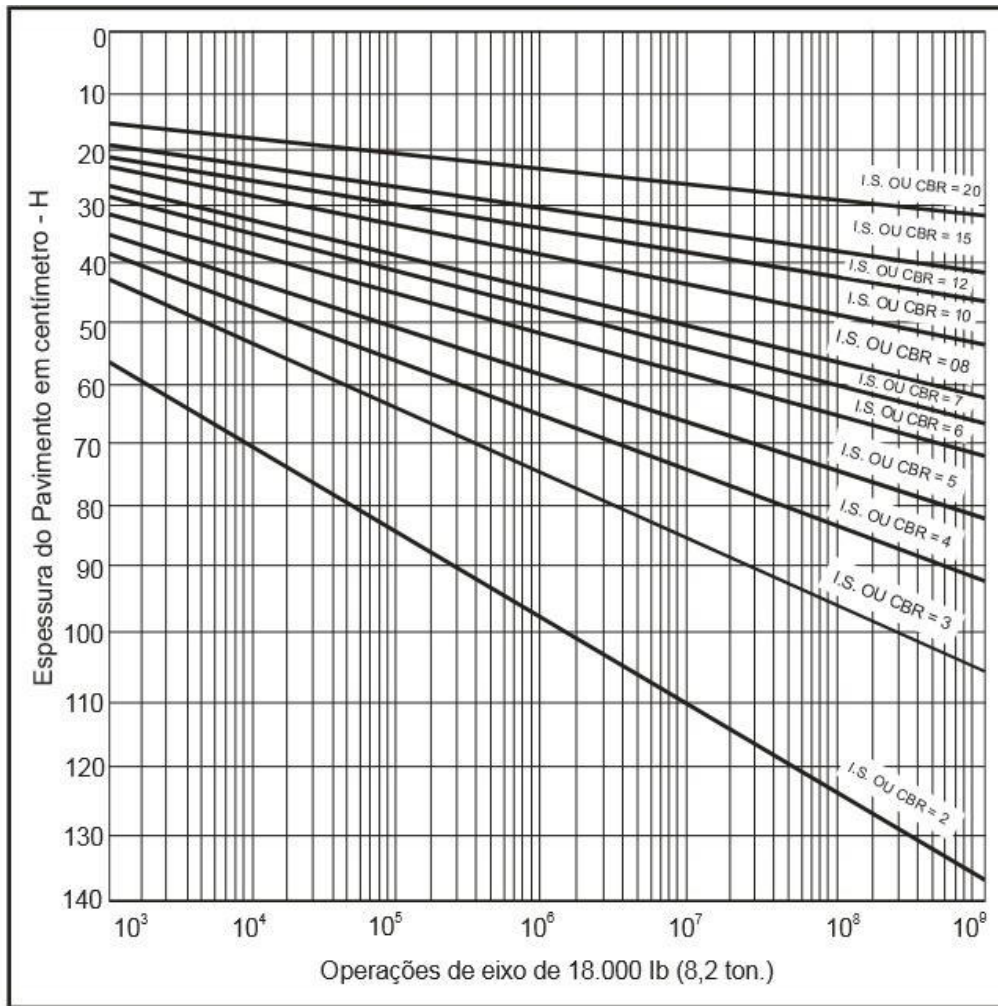


Figura 2.10 – Espessuras das camadas do pavimento

Fonte: DNIT, 2006

A figura 2.11 traz a ilustração das espessuras do pavimento que serão utilizadas.

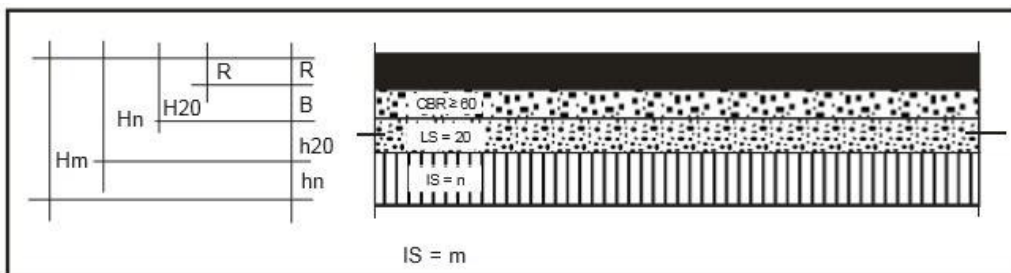


Figura 2.11 – Espessuras do pavimento

Fonte: DNIT, 2006

O DNIT (2006) relata que obtemos as espessuras  $H_m, H_n$  e  $H_{20}$  através do gráfico da figura 5, a espessura R através do quadro 5 e os coeficientes de equivalência estrutural obtidos pelo quadro 4. Com isso calculamos a espessura da camada de base (B) através da equação 2.4.

$$R \times K_R + B \times K_B \geq H_{20} \quad (2.4)$$

Com a espessura da camada de base (B) podemos calcular a espessura da camada de sub-base ( $h_{20}$ ) através da equação 2.5.

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{20} \times K_S \geq H_n \quad (2.5)$$

Com isso é possível obter a espessura da camada de reforço do subleito ( $h_n$ ) através da equação 2.6.

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{20} \times K_S + h_n \times K_{Ref} \geq H_m \quad (2.6)$$

### 2.6.3.2 Método Shell

#### 2.6.3.2.1 Temperaturas de serviço

Para o dimensionamento por este método é necessário primeiramente obter a temperatura de serviço das camadas betuminosas, estas temperaturas são obtidas, segundo Shell (1977, apud LOPES, 2009), através do ábaco da figura 2.12, que está em função das espessuras das camadas e da temperatura média mensal do ar ponderada ( $T_{mmap}$ ).

A  $T_{mmap}$  pode ser obtida pela equação 2.7.

$$T_{mmap} = 7,7068 \times \ln(W_{\text{médio}}) + 20,257 \quad (2.7)$$

Em que  $W_{\text{médio}}$  é o fator de correção mensal médio dos meses do ano, os fatores de correção de cada mês devem ser obtidos através da equação 2.8.

$$W = 0,0723xe^{0,1296xTmma} \quad (2.8)$$

Onde  $Tmma$  é a temperatura média de cada mês para um período mínimo de vinte anos.

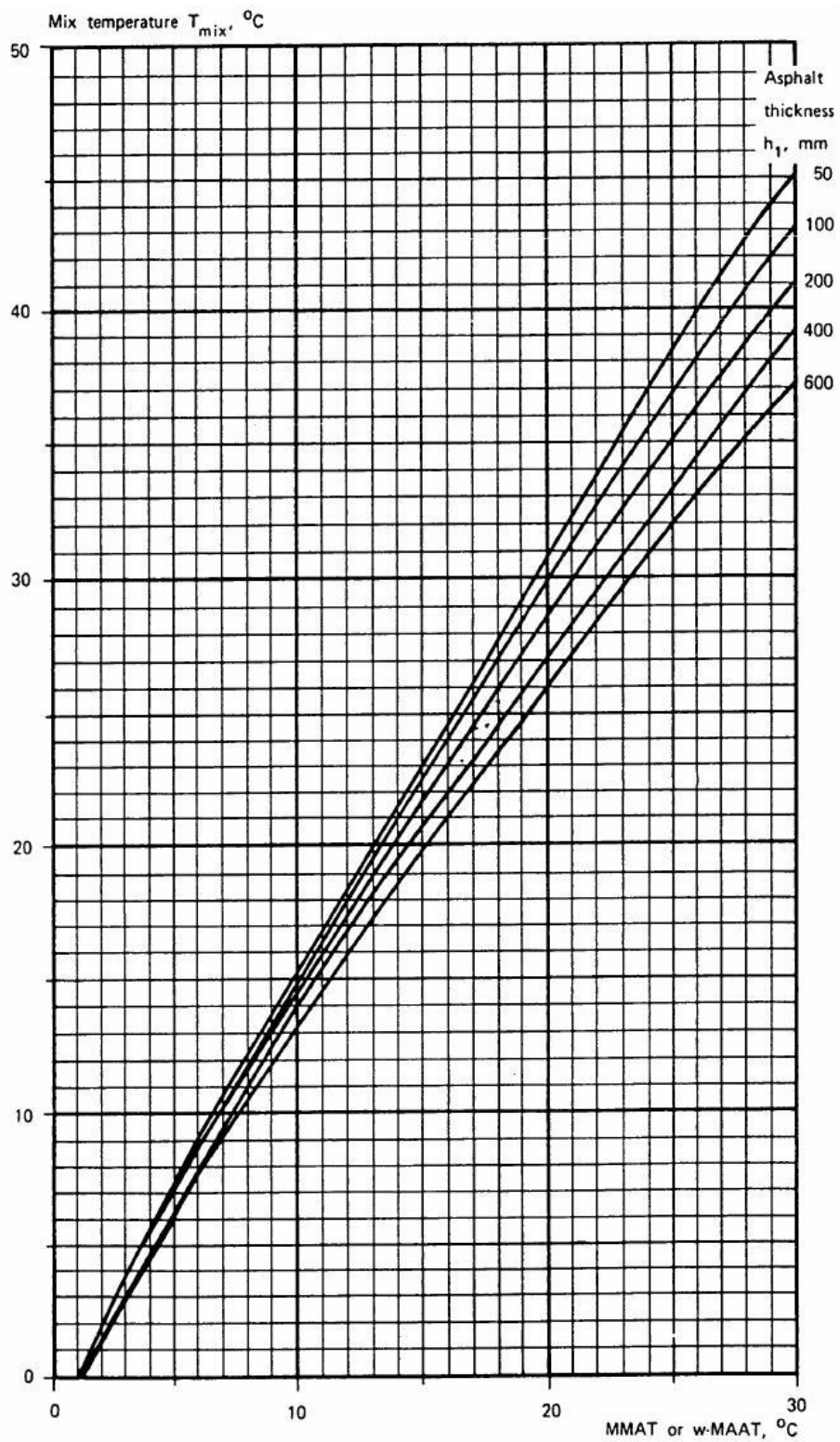


Figura 2.12 – Temperatura de serviço das camadas betuminosas

Fonte: Lopes, 2009

### 2.6.3.2.2 Módulos de deformabilidade

Lopes (2009) relata que o módulo de deformabilidade da fundação é obtido com a equação 2.9.

$$E_f = 10 \times CBR \quad (2.9)$$

Em que:

$E_f$  é o módulo de deformabilidade da fundação;

CBR é o CBR da fundação.

Lopes (2009) relata que o módulo de deformabilidade das camadas granulares é obtido através da equação 2.10.

$$E_s = E_f \times (0,2 \times h_s)^{0,45} \quad (2.10)$$

Em que:

$E_s$  é o módulo de deformabilidade da camada granular;

$E_f$  é o módulo de deformabilidade da fundação;

$h_s$  é a espessura da camada granular.

Ullidtz et al. (1980, apud CAPITÃO, 2003) relata que para se obter o módulo de deformabilidade das camadas betuminosas é necessário o cálculo da rigidez do betume de cada camada. A rigidez das camadas pode ser obtida através da equação 2.11.

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} \times t_c^{-0,368} \times 2,718^{-IP} (T_{ab} - T)^5 \quad (2.11)$$

Em que:

$S_b$  é a rigidez do betume;

$t_c$  é o tempo de carregamento;

$T_{ab}$  é a temperatura de amolecimento do betume;

T é a temperatura de serviço do material;

IP é o índice de penetração corrigido, obtido através da equação 2.12.

$$IP = \frac{1951,55 - 500 \times \log(Pen25r) - 20 \times Tabr}{50 \times \log(Pen25r) - Tabr - 120,15} \quad (2.12)$$

Em que:

Pen25r é a penetração corrigida do betume, obtida pela equação 2.13;

$$Pen25r = 0,65 \times Pen25 \quad (2.13)$$

Em que Pen25 é a penetração característica do betume.

Tabr é a temperatura de amolecimento corrigida, obtida pela equação 2.14.

$$Tabr = 99,13 - 26,35 \times \log(Pen25r) \quad (2.14)$$

Bonnaure et al. (1977, apud CAPITÃO, 2003) relata que os módulos de deformabilidade das camadas betuminosas são obtidos através da equação 2.15.

$$Em = 10^A \quad (2.15)$$

Em que:

Em é o módulo de deformabilidade da mistura betuminosa;

A é um parâmetro definido pelas equações 2.16.

$$A = \frac{S89 + S68}{2} \times (\log(Sb) - 8) + \frac{S89 - S68}{2} \times |\log(Sb) - 8| + Sm108 \quad (2.16)$$

Com,

$$S89 = 1,12x \frac{Sm3109 - Sm108}{\log 30} \quad (2.17)$$

$$S68 = 0,6x \log \frac{1,37xVb^2 - 1}{1,33xVb - 1} \quad (2.18)$$

$$Sm3109 = 10,82 - \frac{1,342x(100 - Va)}{Va + Vb} \quad (2.19)$$

$$Sm108 = 8 + 5,68x10^{-3}xVa + 2,135x10^{-4}Va^2 \quad (2.20)$$

Em que:

Va é a percentagem volumétrica de agregado;

Vb é a percentagem volumétrica de betume;

Sb é a rigidez do betume.

Capitão (2003) relata que para calcular o módulo de deformabilidade de misturas betuminosas de alto módulo (MBAM) deve ser usada a equação 2.21.

$$Embam = 30231 - 2151,1x tc - 331,9xT - 853,5xVb - 16,94xExt + 6,33xSb \quad (2.21)$$

Em que:

Embam é o módulo de deformabilidade da mistura de alto módulo;

tc é o tempo de carregamento;

T é a temperatura de serviço da mistura;

Vb é a percentagem volumétrica de betume;

Ext é a máxima deformação de tração que o material pode ser submetido;

Sb é a rigidez do betume.

### 2.6.3.2.3 Critérios de ruína

Os critérios de ruína adotados pela Shell (1977, apud LOPES, 2009) levam em consideração os esforços de tração nas camadas betuminosas e a deformação permanente no topo do solo de fundação.

A Shell (1977, apud LOPES, 2009) relata que as tensões de tração nas camadas betuminosas são obtidas através da equação 2.22.

$$\varepsilon t = \frac{0,856xVb + 1,08}{Em^{0,36}xN^{0,20}} \quad (2.22)$$

Em que:

$\varepsilon t$  é a deformação de tração;

Vb é a percentagem volumétrica de betume;

Em é o módulo de deformabilidade da mistura;

N é o número de repetições do eixo padrão.

A Shell (1977, apud LOPES, 2009) traz a equação 2.23, para que possamos determinar a deformação vertical de compressão no topo do subleito.

$$\varepsilon v = ksxN^{-0,25} \quad (2.23)$$

Em que:

$\varepsilon v$  é a deformação vertical;

N é o número de repetições do eixo padrão;

ks é o fator que leva em conta a probabilidade de sobrevivência do pavimento, adotado  $1,8 \times 10^{-2}$  para chance de sobrevivência de 95%.

## 3 Estudo Comparativo

### 3.1 Sistema BRT – BR-101/PE

O objeto de estudo deste trabalho é a implantação do sistema de transporte rápido de autocarros (BRT) na rodovia BR-101/PE, no trecho Contorno do Recife, que se inicia no km 51,6 até o km 82,3, totalizando 30,7 km e contornando a cidade de Recife-PE cujo projeto é de domínio público e pode ser consultado no edital da concorrência número 002/2013 do Governo do Estado de Pernambuco. A localização do BRT é ilustrada pela figura 3.1.

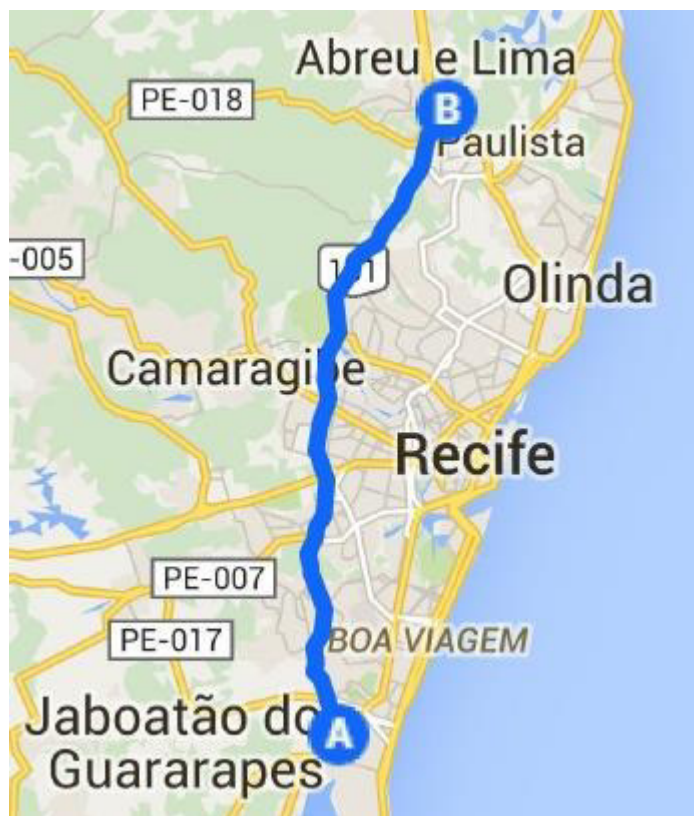


Figura 3.1 – Localização do BRT

Fonte: Google Maps, 2016

De acordo com os dados da memória justificativa do projeto de implantação do sistema BRT na rodovia BR-101/PE, os estudos abrangeram a estimativa e a projeção dos volumes de tráfego e a determinação do número previsto de repetições de eixos para o período de 20 anos compreendido entre os anos de 2013 e 2032.

Para a estimativa dos volumes de tráfego na pista exclusiva do BRT foi considerada uma demanda inicial (em 2011) de 186.571 passageiros por dia. Foi admitido que o volume de passageiros na hora de pico corresponda a 10% do volume diário, e considerada uma taxa anual de crescimento da demanda de 3,0%.

O BRT operará com autocarros articulados, com capacidade para transportar 160 passageiros por veículo. Assim o tráfego inicial de autocarros no horário de pico será de 58 veículos por sentido, e de 580 veículos por sentido por dia.

Os autocarros articulados possuem 3 eixos, sendo o dianteiro simples de roda simples e os demais eixos simples de rodas duplas. Como ilustra a figura 3.2.

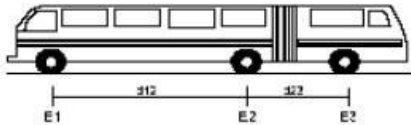
	<p><b>ÔNIBUS URBANO ARTICULADO</b>                  E1 = ES, RS, CM 6t                  E2 = ED, RD, CM 10t                  E3 = ED, RD, CM 10t                  d12, d23 &gt; 2,40m</p>	<p><b>Classe</b>  2SB1</p>
------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------

Figura 3.2 – Autocarros Articulado

Fonte: Adaptado de DNIT, 2006

No projeto para o dimensionamento do pavimento rígido foi adotada a hipótese de que metade dos veículos trafegariam com a carga máxima permitida e a outra metade trafegaria com uma carga correspondente a 70% da carga máxima permitida.

### 3.2 Dimensionamento das Estruturas para o Estudo Comparativo

Para o dimensionamento das estruturas dos pavimentos rígido e semi-rígidos foi considerado que, segundo o DNIT (2006), o autocarros articulado urbano pertence a classe 2SB1 e possui carga máxima permitida para o eixo simples de rodas simples (ESRS) de 6 toneladas e para o eixo simples de rodas duplas (ESRD) de 10 toneladas. Segundo a resolução 365, de 24 de novembro de 2010 do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN) é estabelecida uma tolerância máxima de 5% sobre as cargas máximas permitidas por eixo. O quadro 3.1 traz os tipos de eixos e seus pesos.

Quadro 3.1 – Pesos dos eixos

Tipo de eixo	Peso por eixo (t)
ESRS com carga máxima	6,3
ESRS com 70% da carga máxima	4,41
ESRD com carga máxima	10,5
ESRD com 70% da carga máxima	7,35

Fonte: Adaptado do edital da obra

### 3.2.1 Pavimento Rígido

O dimensionamento do pavimento rígido consta do projeto de implantação do sistema de transporte rápido de autocarros (BRT) na rodovia BR-101/PE, onde é descrito que foram considerados os números de repetições de eixos expostos na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Número de repetições dos eixos

Eixo	Número de repetições previstas
ESRS (eixo simples roda simples) (6,3t)	3.124.582,5
ESRS (4,41t)	3.124.582,5
ESRD (eixo simples de rodas duplas) (10,5t)	6.249.165,0
ESRD (7,35t)	6.249.165,0

Fonte: Adaptado do edital da obra

O projeto indica que o pavimento rígido foi dimensionado pelo método da PCA (1984), cujo quadro de dimensionamento está apresentado no Anexo, desse dimensionamento foi obtida a estrutura de pavimento, sendo configurado por uma placa de betão de cimento Portland (PCCP) de 24 cm de espessura e uma sub-base de betão compactado a rolo (CCR) de 10 cm de espessura. A estrutura do pavimento é ilustrada na Figura 3.3.

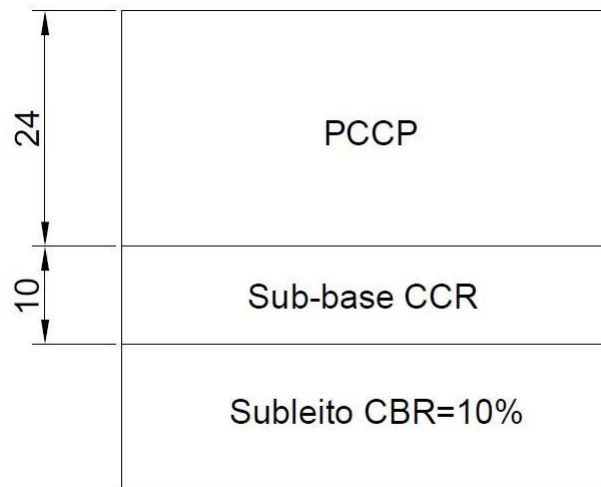


Figura 3.3 – Camadas do pavimento rígido  
Medidas em centímetros

### 3.2.2 Pavimentos semi-rígidos

As estruturas dos pavimentos semi-rígidos foram dimensionadas, durante o desenvolvimento desta pesquisa, de acordo com os métodos do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) e método Shell.

Para a camada de revestimento foi considerada a utilização de misturas tipo SMA 0/12,5, tendo como base a mistura adotada por Silva (2012), que possuía percentagem de volume de vazios de 4,0%, teor de ligante betuminoso de 5,6%, e ligante com penetração de  $45 \times 10^{-1}$  mm e temperatura de amolecimento de 68°C.

Para a base dos pavimentos foi considerada a utilização de uma mistura MBAM 0/20, tendo como base a adotada por Capitão (2003), com percentagem de ligante de 5,8%, o ligante tem penetração de  $20 \times 10^{-1}$  mm e temperatura de amolecimento de 76°C.

#### 3.2.2.1 Método do DNER

##### 3.2.2.1.1 Número N de repetições do eixo padrão

Para o cálculo do número N de repetições do eixo padrão foram utilizados os mesmos veículos e seus respectivos eixos considerados para o dimensionamento do pavimento rígido constante do projeto de implantação do sistema de transporte rápido de autocarros (BRT) na rodovia BR-101/PE, ou seja,

### Capítulo 3

autocarros articulados com 3 eixos, sendo o dianteiro simples de roda simples e os demais eixos simples de rodas duplas.

Quanto ao carregamento dos eixos foi considerado, assim como no dimensionamento do pavimento rígido, que 50% da frota trafega com a carga máxima permitida e 50% da frota trafega com 70% da carga máxima permitida.

Para transformar os eixos dos veículos que compõe a frota em eixos padrão foram utilizadas as equações 3.24 e 3.25 para a determinação do fator de equivalência de carga ( $Fe$ ), conforme indicado por DNIT (2006).

Para eixos simples com cargas até 8 Mg:

$$Fe = 2,0782 \times 10^{-4} \times P^{4,0175} \quad (3.24)$$

Para eixos simples com cargas iguais ou superiores a 8 toneladas:

$$Fe = 1,832 \times 10^{-6} \times P^{6,2542} \quad (3.25)$$

Em que:

$Fe$  é o fator de equivalência de carga;

$P$  é o peso do eixo.

A tabela 3.2 traz os fatores de equivalência de carga obtidos para cada um dos eixos e seus respectivos carregamentos.

Tabela 3.2 – Fatores de equivalência de carga dos eixos simples de roda simples e simples de rodas duplas

Peso do eixo (t)	Fator de equivalência (Fe)
6,3	0,338
4,41	0,081
10,5	4,463
7,35	0,628

Os fatores de equivalência de cada eixo do veículo foram então somados para a determinação do fator de veículo (Fv), conforme indicado em DNIT (2006). A tabela 3.3 traz os fatores dos veículos calculados para os 2 tipos de veículos que constituem a frota de projeto (2SB1 com carga máxima e 2SB1 com 70% da carga máxima).

Tabela 3.3 – Fatores de veículos calculados

Veículo 2SB1	Fator de veículo
Carga máxima	9,264
70% da carga máxima	1,337

O número N de repetições de cada ano foi obtido através de quadro em Excel, que se encontra no Apêndice I, através da equação 3.26 do DNIT (2006).

$$N = Vx FVx 365 \quad (3.26)$$

Em que:

N é o número de repetições do eixo padrão;

V é o volume de veículos;

FV é o fator de veículo.

O número total de repetições do eixo padrão calculado para o período de projeto foi de  $3,2 \times 10^7$ .

### 3.2.2.1.2 Determinação das espessuras do pavimento

Segundo o projeto o CBR do subleito será de 10%.

Os coeficientes de equivalência estrutural foram obtidos através do quadro 4 (DNIT, 2006). Os valores foram:

- $K_R = 2,0$
- $K_B = 2,0$
- $K_S = 1,0$

A espessura da camada de revestimento foi obtida através do quadro 5 (DNIT, 2006), apresentada no subitem 2.5.3.1 deste trabalho, resultando em 10cm.

As espessuras do pavimento foram obtidas através da figura 5 (DNIT, 2006) apresentada no subitem 2.5.3.1 deste trabalho, e resultaram em:

- $H_{20} = 30cm$
- $H_n = 47cm$

As espessuras das camadas do pavimento foram obtidas através das equações 2.4 e 2.5 (DNIT, 2006), apresentadas no subitem 2.5.3.1 deste trabalho. O dimensionamento resultou na seguinte estrutura de pavimento:

- Revestimento em *Stone Mastic Asphalt* (SMA) 0/12,5 com 10cm de espessura.
- Base em Mistura Betuminosa de Alto Módulo de deformabilidade (MBAM) 0/20 com 8 cm de espessura.
- Sub-base em Material Britado de granulometria extensa tratado com cimento (ABGEC) com 10cm de espessura.
- Subleito com CBR de 10%.

A figura 3.4 traz a ilustração das camadas do pavimento semi-rígido dimensionado pelo método do DNER.



Figura 3.4 – Estrutura do pavimento DNER

### 3.2.2.2 Método Shell

#### 3.2.2.2.1 Número N80 de repetições do eixo padrão

Para os cálculos do método Shell foram considerados os mesmos materiais adotados no dimensionamento do DNER. A estrutura do pavimento foi a seguinte:

- Revestimento em *Stone Mastic Asphalt* (SMA) 0/12,5 com 10cm de espessura.
- Base em Mistura Betuminosa de Alto Módulo de deformabilidade (MBAM) 0/20 com 10 cm de espessura.
- Sub-base em Material Britado de granulometria extensa tratado com cimento (ABGEC) com 15cm de espessura.
- Subleito com CBR de 10%.

A estrutura do pavimento adotada no dimensionamento é ilustrada pela figura 3.5.



Figura 3.5 – Estrutura do pavimento Shell

Segundo a AASHTO (1993) apud PAVEMENT INTERACTIVE (2007) para a conversão dos vários tipos de eixos para o eixo padrão de 80 kN, em pavimentos flexíveis, é utilizada a equação 3.27.

$$N1 = N2x(P2/P1)^4 \quad (3.27)$$

Em que:

N1 é o número de repetições de um eixo com peso P1, no caso N80;

N2 é o número de repetições de um eixo com peso P2;

P1 é o peso do eixo 1, no caso 80kN;

P2 é o peso do eixo 2.

O número N80 de repetições foi obtido através de quadro em Excel, que se encontra no Apêndice II, o resultado foi de  $2,2 \times 10^7$ .

### 3.2.2.2.2 Temperaturas de serviço

As temperaturas médias mensais do ar para o período de 1996 a 2016 na cidade de Recife-PE foram obtidas junto ao Centro Integrado de Informações Agrometeorológicas (CIAGRO). Utilizando a

equação 8 foram calculados os fatores de correção (W) de cada mês. As temperaturas médias mensais do ar obtidas e os fatores de correção (W) calculados para cada mês podem ser observados na tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Temperaturas mensais médias e fatores de correção calculados

Mês	Temperatura média (°C)	W
Janeiro	26,5	2,242
Fevereiro	26,8	2,331
Março	26,7	2,301
Abril	26,2	2,157
Maio	25,5	1,970
Junho	24,6	1,753
Julho	24,0	1,622
Agosto	24,0	1,622
Setembro	24,7	1,776
Outubro	25,6	1,995
Novembro	26,2	2,157
Dezembro	26,5	2,242

A partir da média dos W foi possível calcular a  $T_{mmap}$  através da equação 2.7. As temperaturas de serviço das camadas betuminosas foram obtidas entrando com a  $T_{mmap}$  e as espessuras das camadas no ábaco da figura 2.6 (Lopes, 2009), já apresentada no subitem 2.5.3.2.1 deste trabalho, e podem ser observadas na tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Temperaturas de serviço

Camada	Temperatura de serviço (C°)
Revestimento	37,8
Base	36,0

### 3.2.2.2.3 Módulos de deformabilidade

Os módulos de deformabilidade das camadas betuminosas foram calculados através das equações 2.11 a 2.21 (Capitão, 2003) apresentadas no subitem 2.5.3.2.2 deste trabalho, com o uso de quadros em Excel, que se encontram nos Apêndices III e IV.

Para calcular o módulo de deformabilidade do Subleito foi utilizada a equação 2.9 (Lopes, 2009), apresentada no subitem 2.5.3.2.2 deste trabalho, e considerado um CBR de 10%.

A tabela 3.6 traz os módulos de deformabilidade de cada camada.

Tabela 3.6 – Módulos de deformabilidade das camadas

Camada	Módulo de deformabilidade (MPa)
Revestimento	5.304,31
Base	5.041,17
Sub-base	1.500,00
Subleito	100,00

### 3.2.2.2.4 Deformações máximas de tração e compressão vertical

A tabela 3.7 traz as deformações máximas admissíveis calculadas através das equações 2.22 e 2.23 (Lopes, 2009) apresentadas no subitem 2.5.3.2.3 deste trabalho, com o uso de quadros em Excel, que se encontram nos Apêndices III e IV.

Tabela 3.7 – Deformações máximas admissíveis de tração e compressão

Camada	Material	Deformação de tração máxima admissível ( $\mu\text{def}$ )	Deformação vertical máxima admissível ( $\mu\text{def}$ )
Revestimento	SMA 0/12,5	63,27	246,00
Base	MBAM 0/20	64,44	246,00
Sub-base	ABGEC	-	246,00
Subleito	Solo	-	246,00

### 3.3 Simulação das Estruturas de Pavimentos

Para verificar as deformações de tração nas fibras inferiores das camadas betuminosas e da placa de betão, e as deformações de compressão vertical no topo dos subleitos foi utilizado o programa Elsym5.

Segundo Marcaccini (2009), o Elsym5 é um programa de análise que foi desenvolvido na Universidade de Berkeley, e teve sua versão modificada para uso em microcomputadores em 1985, ele analisa até cinco camadas superpostas do pavimento pelas equações de Burmister e os materiais são considerados homogêneos, isotrópicos e elásticos lineares. O programa fornece as tensões e deformações horizontais e verticais em qualquer ponto do sistema.

Marcaccini (2009) relata ainda que o programa é adimensional, bastando apenas utilizar unidades de medidas coerentes ao longo do processo de simulação do pavimento.

#### 3.3.1 Simulação dos pavimentos semi-rígidos

Para simular as estruturas dos pavimentos, inicialmente o programa foi alimentado com as características de cada uma das camadas, como mostra a figura 3.6, para as espessuras a unidade empregada foi centímetros (cm) e para os módulos de deformabilidade em quilograma-força por centímetro quadrado ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ).



Figura 3.6 – Entrada das camadas do pavimento SHELL no programa

Sendo o eixo simples de rodas duplas (ESRD) carregado com 8,2 toneladas o eixo considerado padrão pelo método DNER (1981), foi informado ao programa a carga representada por cada pneu, devendo assim ser lançado o valor de 2,05 t, ou seja, 2050 kgf. A pressão de cada pneu foi adotada de 0,56 MPa (5,6 kgf/cm<sup>2</sup>). A distância entre aplicações de carga entre as rodas duplas é de 28,8 cm. Esta configuração pode ser visualizada na Figura 3.7 e a tela de entrada do programa Elsym5 na figura 3.8.

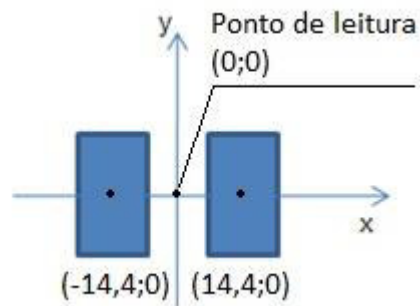


Figura 3.7 – Configuração do carregamento do eixo no programa

```

C:\WINDOWS\system32\cmd.exe
LOAD DATA
Enter two of the following, the third is calculated.
Load: 2050.00lbs Pressure: 5.60 psi Load Radius: .00inches
Number of load locations: 2
Location number =      X = Coordinates      Y =
      1                14.40                .00
      2                -14.40               .00
CR: Next field; F2: Jump to end of screen

```

Figura 3.8 – Dados de carregamento

O ponto de análise localiza-se entre os 2 pneus, já as respectivas profundidades são indicadas para que se possa avaliar os seguintes pontos dentro da estrutura do pavimento: tensões e deformações de tração na fibra inferior do revestimento e da base betuminosa e tensão vertical no topo do subleito. Estes dados foram inseridos no programa conforme a figura 3.9.

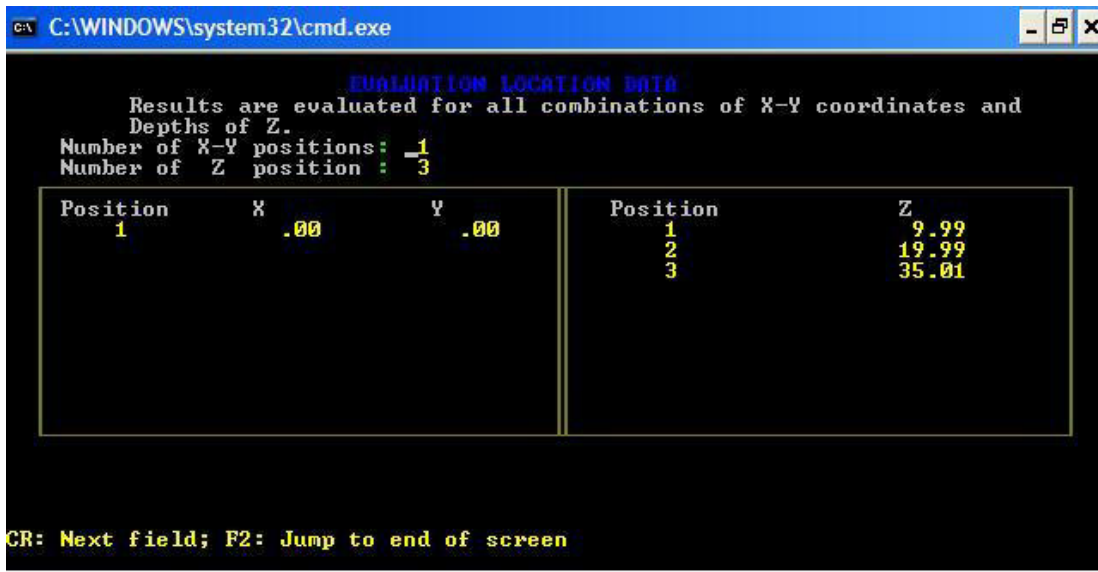


Figura 3.9 – Pontos para análise do pavimento SHELL

Os resultados das deformações de tração nas fibras inferiores da camada de revestimento da estrutura dimensionada pelo SHELL estão expostos na figura 3.10.

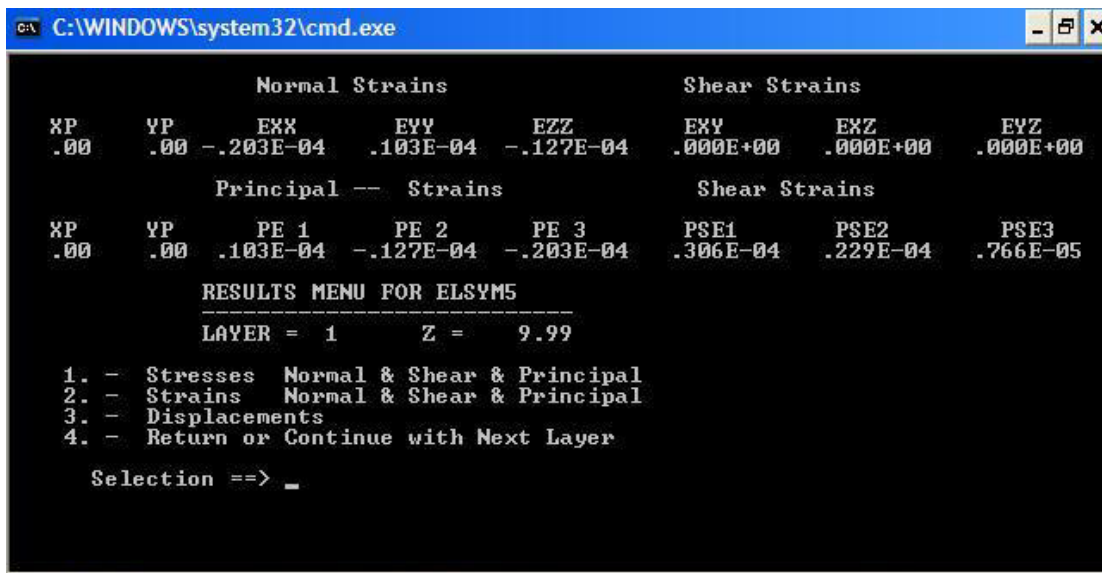


Figura 3.10 – Deformações de tração na camada de revestimento do pavimento SHELL

As deformações de tração nas fibras inferiores na camada de base da estrutura dimensionada pelo método SHELL estão expostas na figura 3.11.

```

C:\WINDOWS\system32\cmd.exe

          Normal Strains                Shear Strains
XP      YP      EXX      EYV      EZZ      EXY      EXZ      EYZ
.00     .00     .283E-04  .573E-04  -.561E-04  .000E+00  .000E+00  .000E+00

          Principal -- Strains          Shear Strains
XP      YP      PE 1      PE 2      PE 3      PSE1     PSE2     PSE3
.00     .00     .573E-04  .283E-04  -.561E-04  .113E-03  .289E-04  .845E-04

-----
RESULTS MENU FOR ELSYM5
-----
LAYER = 2      Z = 19.99

1. - Stresses Normal & Shear & Principal
2. - Strains Normal & Shear & Principal
3. - Displacements
4. - Return or Continue with Next Layer

Selection ==>

```

Figura 3.11 – Deformações de tração na camada de base do pavimento SHELL

A deformação de compressão vertical no subleito do pavimento SHELL está exposta na figura 3.12.

```

C:\WINDOWS\system32\cmd.exe

          Normal Strains                Shear Strains
XP      YP      EXX      EYV      EZZ      EXY      EXZ      EYZ
.00     .00     .698E-04  .873E-04  -.185E-03  .000E+00  .000E+00  .000E+00

          Principal -- Strains          Shear Strains
XP      YP      PE 1      PE 2      PE 3      PSE1     PSE2     PSE3
.00     .00     .873E-04  .698E-04  -.185E-03  .273E-03  .175E-04  .255E-03

-----
RESULTS MENU FOR ELSYM5
-----
LAYER = 4      Z = 35.01

1. - Stresses Normal & Shear & Principal
2. - Strains Normal & Shear & Principal
3. - Displacements
4. - Return or Continue with Next Layer

Selection ==>

```

Figura 3.12 – Deformação de compressão vertical no subleito do pavimento SHELL

Sabe-se que, de acordo com Capitão (2003), os modos de rutura de um pavimento semi-rígido são: fadiga nas camadas betuminosas, gerada por deformações e tensões de tração na flexão; e deformação permanente no topo do subleito, gerada por tensões verticais ocorridas nessa camada. Por esse motivo foram observadas, nas duas estruturas de pavimentos simuladas, as deformações de

tração ocorridas nas fibras inferiores das camadas de revestimento e de base e as deformações verticais ocorridas no topo do subleito.

A tabela 3.8 traz um resumo das deformações obtidas através do programa para a estrutura do pavimento dimensionado pelo método do DNER.

Tabela 3.8 – Deformações no pavimento dimensionado pelo método DNER

Camada	Deformação de tração ( $\mu\text{def}$ )	Deformação vertical ( $\mu\text{def}$ )
Revestimento	16,8	-
Base	75,9	-
Sub-base	-	-
Subleito	-	251,5

O mesmo procedimento foi tomado para se obter as deformações no pavimento dimensionado pelo método da Shell. A tabela 3.9 traz um resumo das deformações obtidas através do programa e as deformações máximas admissíveis calculadas durante o dimensionamento, de acordo com o preconizado pelo método de dimensionamento da Shell (1977), o que não foi realizado na estrutura dimensionada pelo método DNER (1981) já que esse último não contempla esse tipo de verificação.

Tabela 3.9 – Deformações no pavimento dimensionado pelo método Shell

Camada	Deformação de tração ( $\mu\text{def}$ )	Deformação de tração máxima admissível ( $\mu\text{def}$ )	Deformação vertical ( $\mu\text{def}$ )	Deformação vertical máxima admissível ( $\mu\text{def}$ )
Revestimento	20,3	63,3	-	-
Base	57,3	64,4	-	-
Sub-base	-	-	-	-
Subleito	-	-	185,3	246,0

### 3.3.2 Simulação do pavimento rígido

O procedimento para simular a estrutura do pavimento rígido foi o mesmo utilizado nos pavimentos semi-rígidos.

Para o carregamento foram utilizados os mesmos dados de carregamento dos pavimentos semi-rígidos.

O módulo de deformabilidade adotado para a placa de betão foi de 25.000 MPa Para a camada de CCR foi adotado um módulo de 10.000 MPa, com base no trabalho de Severi et al. (1999).

A simulação do pavimento rígido resultou nas tensões e deformações apresentadas na tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Tensões e deformações devido eixo de 80kN

Camada	Tensão de deformação (MPa)	Deformação de tração ( $\mu$ def)	Deformação vertical ( $\mu$ def)
PCCP	0,36	12,6	7,0
CCR	0,31	21,6	21,7
Subleito	-	-	52,7

### 3.4 Número de Repetições Máximas Previstas

A fim de poder comparar os pavimentos rígido e semi-rígidos serão utilizados modelos de fadiga e de deformação permanente de diversos autores encontrados na literatura, convertendo as tensões e deformações obtidas através do programa Elsym5 em número de repetições máximas previstas até a ruína do material.

Dessa forma será possível prever a vida de fadiga de cada uma das estruturas de pavimentos dimensionadas.

#### 3.4.1 Fadiga das camadas betuminosas

Para as camadas betuminosas Capitão (2003) relata diversas leis de fadiga que serão apresentadas a seguir.

- Lei de fadiga da AASHTO

$$\log N = 16,086 - 3,291 \times \log \left| \frac{\varepsilon t}{10^{-6}} \right| - 0,854 \times \log \left| \frac{Em}{10^3} \right| \quad (3.28)$$

Em que:

N é o número de repetições do eixo padrão de 80kN;

$\varepsilon t$  é a deformação de tração na mistura;

Em é o módulo de deformabilidade da mistura, em psi.

- Lei de fadiga do Asphalt Institute

$$N = 18,4 \times 10^M \times 4,325 \times 10^{-3} \times \varepsilon t^{-3,291} \times Em^{-0,854} \quad (3.29)$$

Em que:

N é o número de repetições do eixo padrão de 80kN;

$\varepsilon t$  é a deformação de tração na mistura;

Em é o módulo de deformabilidade da mistura, em psi;

M é definido por:

$$M = 4,84 \times \left( \frac{Vb}{Vb + Vv} - 0,69 \right) \quad (3.30)$$

Onde:

Vb é a percentagem volumétrica de betume;

Vv é a percentagem volumétrica de vazios.

- Lei de fadiga da Shell

Obtida através da equação 2.22, apresentada no item 2.5.3.2.3 deste trabalho.

- Lei da fadiga da Prefeitura Municipal de São Paulo (2004)

Aplicável apenas para a camada de revestimento.

$$N = 6,64x10^{-7} x(1/\varepsilon t)^{2,93} \quad (3.31)$$

Em que:

N é o número de repetições do eixo padrão de 80kN;

$\varepsilon t$  é a deformação de tração na mistura.

### 3.4.2 Deformação permanente no subleito

Para a deformação permanente no topo do subleito Capitão (2003) relata os modelos a seguir.

- Lei do Asphalt Institute

$$\varepsilon v = 1,05x10^{-2} xN^{-0,223} \quad (3.32)$$

Em que:

$\varepsilon v$  é a deformação vertical de compressão no topo do subleito;

N é o número de repetições do eixo padrão de 80kN.

- Lei da Shell

A lei da Shell pode ser obtida através da equação 2.23, apresentada no item 2.5.3.2.3 deste trabalho.

### 3.4.3 Fadiga da placa de betão

Cervo (2004) e Bordelon, Roesler e Hiller (2009) relatam as leis a seguir para determinar o número de repetições do eixo padrão que levam a placa de betão à ruína por fadiga.

- Lei da manutenção zero de Darter (1977, apud BORDELON, ROESLER E HILLER, 2009)

$$\log N = 17,67 - 17,61x \frac{\sigma t}{f_{ct,f}} \quad (3.33)$$

Em que:

N é o número de repetições do eixo padrão de 80kN;

$\sigma t$  é a tensão de tração na flexão na fibra inferior da placa;

$f_{ct,f}$  é a resistência à tração na flexão estática do betão.

- Lei do Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) (1998, apud BORDELON, ROESLER E HILLER, 2009)

$$\log N = 2x \left( \frac{\sigma t}{f_{ct,f}} \right)^{-1,22} \quad (3.34)$$

Em que:

N é o número de repetições do eixo padrão de 80kN;

$\sigma t$  é a tensão de tração na flexão na fibra inferior da placa;

$f_{ct,f}$  é a resistência à tração na flexão estática do betão.

- Lei de Majidzadeh (1988, apud CERVO, 2004)

$$N = 23440x \left( \frac{f_{ct}, f}{\sigma t} \right)^{3,21} \quad (3.35)$$

Em que:

N é o número de repetições do eixo padrão de 80kN;

$\sigma t$  é a tensão de tração na flexão na fibra inferior da placa;

$f_{ct}, f$  é a resistência à tração na flexão estática do betão.

- Lei da United States Army Corps of Engineers (USACE)

$$\log N = 2,13x \left( \frac{f_{ct}, f}{\sigma t} \right)^{1,2} \quad (3.36)$$

Em que:

N é o número de repetições do eixo padrão de 80kN;

$\sigma t$  é a tensão de tração na flexão na fibra inferior da placa;

$f_{ct}, f$  é a resistência à tração na flexão estática do betão.

#### 3.4.4 Repetições previstas calculadas

Utilizando as equações 2.22 e 2.23, apresentadas no item 2.5.3.2.3 deste trabalho, e equações 3.28 a 3.32 foi possível calcular os números de repetições que a estrutura do pavimento semi-rígido dimensionado pelo método da Shell suporta até sua ruína. Os valores calculados encontram-se apresentados na tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Números de repetições até a ruína da estrutura Shell

Ruína por	Número de repetições do eixo padrão (N80) calculado			
	AASHTO	Asphalt Institute	Shell	Prefeitura de São Paulo
Fadiga no revestimento	1,71x10 <sup>9</sup>	7,6 x10 <sup>8</sup>	8,43x10 <sup>9</sup>	3,7x10 <sup>7</sup>
Fadiga na base betuminosa	5,8x10 <sup>7</sup>	2,6x10 <sup>7</sup>	5,1x10 <sup>7</sup>	-
Deformação permanente no subleito	-	7,3x10 <sup>7</sup>	8,6x10 <sup>9</sup>	-

Do mesmo modo foram calculados os números de repetições que a estrutura do pavimento semi-rígido dimensionado pelo método do DNER suporta até sua ruína. Os valores calculados encontram-se apresentados na tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Número de repetições até a ruína da estrutura DNER

Ruína por	Número de repetições do eixo padrão (N80) calculado			
	AASHTO	Asphalt Institute	Shell	Prefeitura de São Paulo
Fadiga no revestimento	3,2x10 <sup>9</sup>	1,4x10 <sup>9</sup>	2,2x10 <sup>10</sup>	6,5x10 <sup>7</sup>
Fadiga na base betuminosa	2,1x10 <sup>7</sup>	1,1x10 <sup>7</sup>	1,4x10 <sup>7</sup>	-
Deformação permanente no subleito	-	1,9x10 <sup>7</sup>	1,9x10 <sup>9</sup>	-

Para calcular os números de repetições que a estrutura do pavimento rígido suporta até sua ruína, foram utilizadas as equações 3.33 a 3.36. Os valores calculados estão expostos na tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Numero de repetições até a ruína da estrutura do pavimento rígido

Ruína por	Número de repetições do eixo padrão (N80) calculado			
	Darter	MEPDG	Majidzadeh	USACE
Fadiga da placa	$1,8 \times 10^{16}$	$3,8 \times 10^{43}$	$7,7 \times 10^7$	$1,3 \times 10^{44}$

### 3.5 Análise dos Resultados

Ao comparar os números N80 calculados para os pavimentos semi-rígidos percebe-se que a camada de revestimento do pavimento dimensionado pelo método do DNER é menos solicitada do que a mesma camada do pavimento dimensionado pelo método da Shell, ambas demonstraram um N80 maior que o de projeto ( $2,2 \times 10^7$ ) em todos modelos utilizados, o que sugere que não sofreriam fadiga durante o período de projeto.

A camada de base do pavimento semi-rígido dimensionado pelo método do DNER apresentou N80 inferior ao de projeto nos três modelos utilizados para o cálculo, o que sugere que esta camada esteja subdimensionada, isso pode ter ocorrido devido ao fato de que o método do DNER não contempla o uso de misturas betuminosas de alto módulo como bases de pavimentos, por esse motivo este tipo de mistura é tratada, para fins de dimensionamento, de maneira semelhante aos betões betuminosos convencionais, o que não é adequado.

Já a camada de base do pavimento Shell apresentou números N80 acima do valor de projeto, demonstrando que não sofreria com a fadiga durante o período utilizado no projeto.

O subleito do pavimento Shell é menos solicitado, quanto a deformação permanente, quando comparamos com a estrutura obtida pelo dimensionamento utilizando o método DNER, apresentando um N80 maior. Ambos os pavimentos semi-rígidos demonstraram N80 superiores ao de projeto quando avaliadas as deformações permanentes nos subleitos dos pavimentos, não sofrendo deformações excessivas durante o período de projeto.

### *Capítulo 3*

A placa de betão do pavimento rígido apresentou N80 superior ao de projeto quando avaliada a fadiga da mesma.

## 4 Conclusão

### 4.1 Considerações Finais

Este trabalho teve por finalidade comparar mecanicamente pavimentos semi-rígidos e rígidos e verificar a melhor opção a ser empregada em um corredor de autocarros ou BRT. Também foi possível comparar os métodos de dimensionamento de pavimentos semi-rígidos aplicados em Brasil e Portugal.

Esta pesquisa foi realizada com base no projeto de implantação do BRT na rodovia BR-101/PE, onde foi empregado um pavimento em betão não armado.

Foi realizado o dimensionamento dos pavimentos semi-rígidos utilizando os métodos de dimensionamento do DNER (1981), empregado no Brasil, e SHELL (1977), empregado em Portugal. Os materiais utilizados para o dimensionamento foram os mesmos nos dois pavimentos, revestimento em SMA, base em MBAM e sub-base em ABGEC, o que resultou em duas estruturas de pavimento distintas.

Para analisar a fadiga nas camadas betuminosas e a deformação permanente no subleito dos pavimentos semi-rígidos e a fadiga na placa de betão do pavimento rígido foi utilizado o programa de análise estrutural de pavimentos Elsym5.

Com os resultados obtidos pelo programa foram utilizados diversos modelos de previsão de colapso das estruturas dos pavimentos tanto por fadiga quanto por deformação permanente, o que tornou possível a comparação dos três pavimentos estudados.

Os resultados dos modelos apontaram que o pavimento dimensionado pelo método do DNER não suportaria o número de repetições previstas em projeto (N80), sofrendo fadiga em sua base segundo os modelos AASHTO, Asphalt Institute e Shell e deformação permanente excessiva segundo modelo da Asphalt Institute. Tal resultado aponta que o método de dimensionamento do DNER não é adequado para ser aplicado no dimensionamento de pavimentos que utilizem bases betuminosas, uma vez que o método não prevê o uso destas bases e não leva em consideração o critério de ruína por fadiga das camadas betuminosas, apenas considerando ruína por deformação permanente no subleito.

Os resultados também apontaram que o pavimento dimensionado pelo método Shell e o pavimento rígido foram suficientemente dimensionados e resistiriam a valores de N80 superiores ao previsto em projeto. Assim ambos poderiam ser empregados em projeto quando analisados apenas os seus comportamentos mecânicos.

Ao compararmos os pavimentos rígido e semi-rígido Shell observa-se que o pavimento rígido suporta um número de repetições de eixo padrão (N80) consideravelmente maior, o que sugere uma maior durabilidade.

## **4.2 Desenvolvimentos Futuros**

Neste trabalho foram estudadas misturas betuminosas ainda pouco empregadas no Brasil, assim recomenda-se a execução de trechos experimentais afim de verificar os seus comportamentos em campo.

Um orçamento para avaliar a viabilidade financeira do emprego de pavimentos com tais misturas no Brasil também seria interessante, pois empregam materiais que são difíceis de encontrar.

## Referências Bibliográficas

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica**: materiais, projeto e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BERNUCCI, Liedi Bariani et al. **Pavimentação Asfáltica**: formação básica para engenheiros. 3. ed. Rio de Janeiro: Abeda, 2008. 116 p.

BLAZEJOWSKI, Krzysztof. **Stone Matrix Asphalt Theory and Practice**. New York: Crc Press, 2013. 307 p.

BORDELON, Amanda; ROESLER, Jeffery; HILLER, Jacob. **Mechanistic-Empirical Design Concepts for Jointed Plain Concrete Pavements in Illinois**. Illinois, 2009. 256 p. Disponível em: <<https://apps.ict.illinois.edu/projects/getfile.asp?id=3011>>. Acesso em: 21 maio 2016.

CAPITÃO, Silvino Dias. **Caracterização mecânica de misturas betuminosas de alto módulo de deformabilidade**. 2003. 381 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, Universidade de Coimbra, Coimbra, 2003.

CENTRO INTEGRADO DE INFORMAÇÕES AGROMETEOROLÓGICAS. **CIAGRO**. Disponível em: <<http://www.ciiagro.sp.gov.br/>>. Acesso em: 16 maio 2016.

CERVO, Tatiana Cureau. **Estudo da Resistência à Fadiga de Betões de Cimento Portland para Pavimentação**. 2004. 242 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, Universidade Federal de Santa Maria, São Paulo, 2004.

COMPANHIA ESPAÑOLA DE PETRÓLEOS. **Manual de pavimentação**. 2. ed. Lisboa: CEPESA, 2010.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DA INDÚSTRIA. **Retratos da Sociedade Brasileira: Mobilidade Urbana**. 27. ed. São Paulo: Cni, 2015. 9 p. Disponível em: <<http://www.portaldaindustria.com.br/cni/publicacoes->

e-estatisticas/estatisticas/2015/10/1,74718/rsb-27-mobilidade-urbana.html>. Acesso em: 15 mar. 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de pavimentos rígidos**. Rio de Janeiro: IPR, 2004. Disponível em: <[http://www1.dnit.gov.br/normas/download/Manual de Pavimentos Rígidos - VERSAO INICIAL.pdf](http://www1.dnit.gov.br/normas/download/Manual%20de%20Pavimentos%20R%C3%ADGIDOS%20-%20VERSAO%20INICIAL.pdf)>. Acesso em: 02 fev. 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro: IPR, 2006. 274 p. Disponível em: <[http://www1.dnit.gov.br/arquivos\\_internet/ipr/ipr\\_new/manuais/Manual\\_de\\_Pavimentacao\\_Versao\\_Final.pdf](http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf)>. Acesso em: 20 mar. 2016.

DEUTSCHER ASPHALTVERBAND (Alemanha). **Stone mastic asphalt**. Bonn: Deutscher Asphaltverband, 2005.

EMPRESA METROPOLITANA DE TRANSPORTES URBANOS DE SÃO PAULO. **Pavimento de betão nos corredores metropolitanos**. São Paulo: Brasil Engenharia, 2013. Disponível em: <[http://www.brasilengenharia.com/portal/images/stories/revistas/edicao616/616\\_troleibus.pdf](http://www.brasilengenharia.com/portal/images/stories/revistas/edicao616/616_troleibus.pdf)>. Acesso em: 10 mar. 2016.

EUROPEAN ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. **Heavy Duty Surfaces: The Arguments for SMA**. Netherlands: EAPA, 1998. 41 p. Disponível em: <[http://www.eapa.org/userfiles/2/Publications/The arguments for SMA 1998.pdf](http://www.eapa.org/userfiles/2/Publications/The%20arguments%20for%20SMA%201998.pdf)>. Acesso em: 12 dez. 2015.

LOPES, Óscar Miguel Moreira. **Misturas betuminosas – determinação das características para o cálculo dos pavimentos**. 2009. 77 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2009. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/57510/1/000142410.pdf>>. Acesso em: 13 maio 2016.

LINK, Vanessa. **Pavimentos betuminosos em corredores de autocarros: patologias e concepção de alternativas**. 2009. 66 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/24126/000741863.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 16 mar. 2016.

MARACCINI, Gian Carlo Schmitz. **Estudo experimental de laboratório para emprego da escória de aciaria como agregado em camadas de base de pavimento flexível**. 2009. 176 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

MARTINHO, Fernando; LANCHAS, Santiago; NUNEZ, Ruy; BATISTA, Fátima; MIRANDA, Henrique. **A experiência portuguesa em misturas betuminosas do tipo SMA com fibras celulósicas**. 2013. 10 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2013. Disponível em: <[http://www.crp.pt/docs/A45S145-27\\_Art\\_T4\\_7CRP\\_2013.pdf](http://www.crp.pt/docs/A45S145-27_Art_T4_7CRP_2013.pdf)>. Acesso em: 12 dez. 2015.

MOURÃO, Fabrício Augusto Lago. **Misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA**. 2003. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

MURTINHEIRA, Filipe Miguel Figueiredo. **Reabilitação estrutural de pavimentos rodoviários. Correção do módulo de deformabilidade das camadas betuminosas**. 2011. 142 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Instituto Politécnico de Viseu, Viseu, 2011. Disponível em: <<http://repositorio.ipv.pt/bitstream/10400.19/1086/1/Dissertação.pdf>>. Acesso em: 14 abr. 2016.

NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. **Designing and Constructing SMA Mixtures— State-of-the-Practice**. Estados Unidos: Napa, 2002. Disponível em: <<http://www.il-asphalt.org/files/5114/4890/3754/NAPA-QIP122-DesigningAndConstructingSMAMixtures.pdf>>. Acesso em: 13 dez. 2015.

PAVEMENT INTERACTIVE (Estados Unidos). **Equivalent Single Axle Load**. Pavement Interactive, Windermere, 15 ago. 2007. Disponível em: <<http://www.pavementinteractive.org/article/equivalent-single-axle-load/>>. Acesso em: 16 maio 2016.

PEREIRA, Mariana Minitti Leite. **Estudo de mistura asfáltica de módulo elevado para camadas de base de pavimento**. 2012. 141 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements**. Illinois: PCA, 1995. 50 p.

R7 NOTÍCIAS. **Berrini é interditada para obras no corredor de autocarros**. São Paulo, 27 out. 2014. Disponível em: <<http://noticias.r7.com/transito/berrini-e-interditada-para-obras-no-corredor-de-autocarros-27102014>>. Acesso em: 15 mar. 2016.

RODRIGUES, José Luís Azevedo. **Conceção de pavimentos rígidos**. 2011. 128 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2011. Disponível em: <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/63481/1/000149988.pdf>>.

ROHDE, Luciana. **Estudo de misturas asfálticas de módulo elevado para camadas estruturais de pavimentos**. 2007. 250 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

SÃO PAULO. PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. **Análise mecanicista à fadiga do pavimento**. São Paulo: 2004. Disponível em: <[http://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/infraestrutura/NORMAS TÉCNICAS INSTRUÇÕES NOVAS/Pavimentação/IP\\_08\[1\].pdf](http://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/infraestrutura/NORMAS_TÉCNICAS_INSTRUÇÕES_NOVAS/Pavimentação/IP_08[1].pdf)>. Acesso em: 20 maio 2016.

SEFIDMAZGI, Nima Roohi. **Defining effective aggregate skeleton in asphalt mixture using digital imaging**. 2011. 87 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, University Of Wisconsin, Wisconsin,

2011. Disponível em: <file:///C:/Documents and Settings/User/My Documents/Downloads/Nima- Thesis-final-HB-RV-memorial library.pdf>. Acesso em: 19 dez. 2015.

SEVERI, Andréa Arantes et al. **Verificação à Fadiga de Revestimentos Betuminosos e Bases Cimentadas**. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS E PROJETOS DE REFORÇO, 3., 1999, Belém. Artigo. 1999. p. 1 - 27. Disponível em: <<http://sites.poli.usp.br/ptr/lmp/artnac.htm>>. Acesso em: 20 maio 2016.

SILVA, Mauricio Batista da. Caracterização de mistura de alto desempenho tipo SMA e avaliação do processo executivo em pista experimental no Estado do Rio Grande do Sul. 2012. 89 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012. Disponível em: <<https://www.rcaap.pt/results.jsp>>. Acesso em: 12 dez. 2015.

SUZUKI, Carlos et al. **Pavimento de betão: uma escolha sustentável**. São Paulo: Betão e Construções, 2012.

VALE, Aline Colares do. **Estudo laboratorial da viabilidade do uso de fibras de coco em misturas asfálticas do tipo SMA**. 2007. 147 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2007. Disponível em: <[http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/1445/1/2007\\_dis\\_acvale.pdf](http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/1445/1/2007_dis_acvale.pdf)>. Acesso em: 13 dez. 2015.

VILLELA, Assis Rodrigues Abbud. **Estudo de camada de base asfáltica de módulo elevado para restauração de rodovias de tráfego muito pesado**. 2012. 167 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

VIZZONI, Ronaldo. **O pavimento de betão nas cidades** - as vias do futuro. In: CONCRETE SHOW, 5., 2010, São Paulo. Apresentação. São Paulo: ABCP, 2010. p. 1 - 51. Disponível em: <<http://www.rapv.org.br/O Pavimento de Betão nas Cidades.pdf>>. Acesso em: 13 mar. 2016.

## Anexo – Tabela de Dimensionamento do Pavimento Rígido

Espessura =		24,0	cm	EIXOS			
fctM,k =		4,50	Mpa	Tensão Equivalente	Fator de Fadiga	Fator de Erosão	
CBR do subleito =		10,0	%	1,100	0,244	2,549	
Tipo da sub-base =		CCR		Simplex			
Espess. Subbase =		10,0	cm	Tandem Duplos			
ksb =		144,0	Mpa / m	Tandem triplos			
Período (ano) =		20,0	anos	Juntas c/ barra de transfer:	Sim / Não		S
Fsc =		1,2	sim	Acostamento de concreto:	Sim / Não		N
CARGA POR EIXO (tf)	CARGA POR EIXO Fsc (kN)	Nº DE REPETIÇÕES PREVISTAS	ANÁLISE DE FADIGA		ANÁLISE DE EROSÃO		
			Nº DE REPETIÇÕES ADMISSÍVEIS	CONSUMO DE FADIGA (%)	Nº DE REPETIÇÕES ADMISSÍVEIS	DANOS POR EROSÃO (%)	
1	2	3	4	5	6	7	
<b>EIXOS SIMPLES</b>							
0 - 2	12						
2 - 4	35						
4 - 6	59	3.124.583	ilimitado	0,00	ilimitado	0,00	
6 - 8	82	9.373.748	ilimitado	0,00	ilimitado	0,00	
8 - 10	106						
10 - 12	129	6.249.165	ilimitado	0,00	8.500.000	73,52	
12 - 14	153						
14 - 16	177						
16 - 18	200						
18 - 20	224						
20 - 22	247						
22 - 24	271						
24 - 26	294						
SUBTOTAL		18.747.495	0	0,00	8.500.000	73,52	
<b>EIXOS TANDEM DUPLOS</b>							
0 - 2	12	-	ilimitado	0,00	ilimitado	0,00	
2 - 4	35						
4 - 6	59						
6 - 8	82						
8 - 10	106						
10 - 12	129						
12 - 14	153						
14 - 16	177						
16 - 18	200						
18 - 20	224						
20 - 22	247						
22 - 24	271						
24 - 26	294						
26 - 28	318						
28 - 30	341						
30 - 32	365						
32 - 34	388						
34 - 36	412						
36 - 38	435						
SUBTOTAL		-	0	0,00		0,00	
<b>EIXOS TANDEM TRIPLOS</b>							
0 - 2	4	-	ilimitado	0,00	ilimitado	0,00	
2 - 4	12						
4 - 6	20						
6 - 8	27						
8 - 10	35						
10 - 12	43						
12 - 14	51						
14 - 16	59						
16 - 18	67						
18 - 20	75						
20 - 22	82						
22 - 24	90						
24 - 26	98						
26 - 28	106						
28 - 30	114						
30 - 32	122						
32 - 34	129						
34 - 36	137						
36 - 38	145						
SUBTOTAL		-	0,0	0,00		0,00	
TOTAL DE EIXOS		18.747.495	TOTAL	0,00	TOTAL	73,52	



## Apêndice I – Quadro de Cálculo do Número N de Repetições

Ano	Volume médio diário	Na
2013	615	1.189.941,98
2014	633	1.224.769,55
2015	652	1.261.531,98
2016	672	1.300.229,28
2017	692	1.338.926,58
2018	713	1.379.558,75
2019	734	1.420.190,91
2020	756	1.462.757,94
2021	779	1.507.259,84
2022	802	1.551.761,73
2023	826	1.598.198,49
2024	851	1.646.570,12
2025	877	1.696.876,61
2026	903	1.747.183,10
2027	930	1.799.424,45
2028	958	1.853.600,67
2029	987	1.909.711,76
2030	1017	1.967.757,71
2031	1048	2.027.738,52
2032	1079	2.087.719,34
	N total	31.971.709,26



## Apêndice II – Quadro de Cálculo do Número N80 de Repetições

Ano	Tráfego médio diário anual	N
2013	615	224.475,00
2014	633	231.045,00
2015	652	237.980,00
2016	672	245.280,00
2017	692	252.580,00
2018	713	260.245,00
2019	734	267.910,00
2020	756	275.940,00
2021	779	284.335,00
2022	802	292.730,00
2023	826	301.490,00
2024	851	310.615,00
2025	877	320.105,00
2026	903	329.595,00
2027	930	339.450,00
2028	958	349.670,00
2029	987	360.255,00
2030	1017	371.205,00
2031	1048	382.520,00
2032	1079	393.835,00
	N total	6.031.260,00

Eixo (t)	Peso (kN)	N	N80
6,30	61,80	3.015.630,00	1.074.128,73
10,50	103,01	3.015.630,00	8.288.030,35
10,50	103,01	3.015.630,00	8.288.030,35
4,41	43,26	3.015.630,00	257.898,31
7,35	72,10	3.015.630,00	1.989.956,09
7,35	72,10	3.015.630,00	1.989.956,09
		N80 total	21.887.999,93

**Apêndice III – Quadro de Cálculo do Módulo de Deformabilidade e Deformações Admissíveis da Camada de Revestimento**

Parâmetro	Valor	Unidade
V	20,00	Km/h
Pen 25	45,00	
Tab	68,00	°C
T	37,80	°C
Vvazios	4,00	%
Vbetume	5,60	%
Vagregado	90,40	%
N80	21.887.999,93	
ks	0,02	
Tc	0,05	
Pen25r	29,25	
Tabr	60,50	
IPENr	- 0,08	
Sb	9,48	MPa
Sb	9.477.135,45	Pa
Sm108	10,24055	
Sm3109	10,68020833	
S68	0,504162902	
S89	0,333362838	
A	9,724628551	
Em	5.304.305.767,88	Pa
Em	5.304,31	Mpa

εt	6,67734E-05	m
εv	0,000263161	m
εt	66,77340327	μdef
εv	263,1606712	μdef

**Apêndice IV – Quadro de Cálculo do Módulo de Deformabilidade e Deformações Admissíveis da Camada de Base**

Parâmetro	Valor	Unidade
V	20,00	Km/h
T	35,70	°C
$\epsilon_{adm}$	120,00	$\mu m$
Pen 25	20,00	
Tab	76,00	°C
Vbetume	5,80	%
N80	21.887.999,93	
tc	0,05	
Pen25r	13,00	
Tabr	69,78	
IPENr	0,01	
Sb	35,42	MPa
Sb	35.421.536,76	Pa
Embam	5.041,17	MPa
Embam	5.041.172.535,30	Pa
$\epsilon_t$	6,80078E-05	m
$\epsilon_v$	0,000263161	m
$\epsilon_t$	68,00775333	$\mu def$
$\epsilon_v$	263,1606712	$\mu def$