

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Guilherme Ebani Jacques

**ANÁLISE MECANÍSTICA-EMPÍRICA DE UM PAVIMENTO DIMENSIONADO
PELO MÉTODO DO DNER: ESTUDO DE CASO DA DUPLICAÇÃO DA RODOVIA
RSC-287 EM SANTA CRUZ DO SUL**

Santa Cruz do Sul

2015

Guilherme Ebani Jacques

**ANÁLISE MECANÍSTICA-EMPÍRICA DE UM PAVIMENTO DIMENSIONADO
PELO MÉTODO DO DNER: ESTUDO DE CASO DA DUPLICAÇÃO DA RODOVIA
RSC-287 EM SANTA CRUZ DO SUL/RS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos

Santa Cruz do Sul

2015

Guilherme Ebani Jacques

**ANÁLISE MECANÍSTICA-EMPÍRICA DE UM PAVIMENTO DIMENSIONADO
PELO MÉTODO DO DNER: ESTUDO DE CASO DA DUPLICAÇÃO DA RODOVIA
RSC-287 EM SANTA CRUZ DO SUL/RS**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos
Professor Orientador – UNISC

Prof^a. M.Sc. Anelise Schmitz
Professora Examinadora – UNISC

Prof. Dr. Klaus Machado Theisen
Professor Examinador – UFPel

Santa Cruz do Sul
2015

“If money is your hope for independence you will never have it. The only security that a man will have in this world is a reserve of knowledge, experience, and ability. ”

- Henry Ford

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha mãe por toda a atenção e cuidado ao longo de todos esses anos. Obrigado por todo o apoio durante o desenvolvimento deste trabalho, por me incentivar e me fazer acreditar que eu sempre posso ser melhor. Também agradeço à minha família por todo o suporte, em especial meus irmãos, Pablo e Annie, por sempre me escutar quando preciso e me apoiar.

Ao meu orientador, Dr. Joao Rodrigo Mattos, por ter me aceitado como orientando nessa etapa muito importante na obtenção de meu título de engenheiro. Agradeço a orientação, a compreensão, o incentivo dado ao longo do trabalho, a paciência e os ensinamentos a mim passados. Agradeço as oportunidades dadas durante este ano, de importância tanto para minha vida acadêmica quanto para profissional.

Aos laboratoristas e bolsistas do Laboratório de Solos e pavimentação da UNISC, pelo apoio e ajuda no desenvolvimento dos ensaios. A todos que contribuíram de alguma forma na minha formação acadêmica: professores e colegas de trabalho.

Aos amigos de longa data e aos que tive o prazer de conhecer nesses seis anos de graduação, pelos momentos de descontração, felicidade e risadas. Minha jornada não teria sido a mesma sem vocês.

RESUMO

O atual método de dimensionamento de pavimentos utilizado no Brasil, conhecido como método do DNER, tem como principais parâmetros de entrada o ISC (Índice de Suporte Califórnia) e o número N. Utilizando-se tais parâmetros protege-se excessivamente o pavimento contra o cisalhamento, porém não é levado em consideração a fadiga do revestimento asfáltico, principal patologia encontrada nas rodovias brasileiras nos dias atuais. Além disso, não é considerado no método o cálculo de tensões, deformações e deflexões na estrutura que podem levar ao aparecimento de fissuras. Com isso, surgiram conceitos mecanísticos que, através de softwares, utilizam-se da Teoria da Elasticidade para determinação da resposta do pavimento às cargas as quais é submetido e que levam ao surgimento de defeitos. Sendo assim, o presente trabalho teve como objetivo o dimensionamento da estrutura de um pavimento pelo método do DNER seguido de sua análise empregando-se os conceitos mecanísticos-empíricos para que se pudesse adequar o pavimento dimensionado pelo método brasileiro para resistir aos esforços que levarão à fadiga. Para isso, uma amostra de solo foi coletada de um trecho da duplicação da RSC-287 em Santa Cruz do Sul para a realização de ensaios de caracterização, compactação e determinação do valor de ISC para o dimensionamento do pavimento pelo método do DNER. Posteriormente foi realizado o ensaio triaxial de carga repetida para a determinação do módulo de resiliência do solo estudado que servirá de parâmetro para análise da estrutura do pavimento através de um software. Além disso, foi realizado um estudo de tráfego através da contagem de veículos realizada na praça de pedágio de Venâncio Aires/RS. A ferramenta AEMC, constituinte do programa SisPav, desenvolvido na UFRJ, foi utilizada para que fossem determinadas as tensões no topo do subleito, deformações no topo do revestimento asfáltico e por tração causadas na estrutura do pavimento quando solicitado por um eixo padrão. Observou-se que à medida que a espessura da camada de revestimento aumenta, a deformação no topo do revestimento e a tensão no topo do subleito diminuem. Além disso, obteve-se uma vida de fadiga de aproximadamente dois anos para um revestimento de 10centímetros, idade bastante aquém dos dez anos utilizados no dimensionamento pelo método brasileiro. Alterando-se a espessura das camadas observou-se que para que o revestimento resistisse por um tempo próximo de dez anos, submetido ao tráfego estimado, seria necessário um revestimento asfáltico com 20cm de espessura.

Palavras-chave: Dimensionamento de Pavimentos, Teoria da Elasticidade, Mecânica dos Pavimentos.

ABSTRACT

The current method for pavement design used in Brazil, known as “Método do DNER”, has as main input parameters the CBR value (California Bearing Ratio) e “número N”. By using such parameters the pavement structure is overprotected against shear failure but the fatigue of the asphalt layer is not taken into account, given that this is the most common pathology found in Brazilian highways these days. Furthermore, it is not considered the determination of tensions, deformations and deflections on the structure that can lead to the appearance of cracks. Due to this problem, mecanistical concepts were created that, through software analysis, utilize Elasticity Theory to determine the response of the pavement to the load applied to them, causing it to show pathologies. Being that said, the work to be presented has as its main objective to design a pavement structure through the “Método do DNER” followed by its analysis by machanistic-empirical concepts so that improvements can be made in the structure designed by the Brazilian method so the pavement can resist to fatigue cracking. In order to make it possible, soil samples were collected from the RSC-287’s duplication construction site, in Santa Cruz do Sul/RS, and taken to laboratory to undergo characterization tests as well as Proctor compaction and CBR tests so that it could be possible to design the pavement using the “Método of DNER”. Afterwards, the soil samples underwent the triaxial shear test in order to determine their resilient moduli, parameter to be used as input to analyze the pavement structure using a software. In addition, a traffic study was conducted using data from the toll gates located in the city of Venâncio Aires/RS. The AEMC tool, part of the SisPav program developed at UFRJ (Federal University of Rio de Janeiro), was used to determine tensions on the top of the subgrade, deformation on the top of the asphalt layer and the specific deformation at the bottom end of the asphalt layer when subjected to a single axle load. It was noticed that, as the thickness of the surface course increases, deformation on the top of the surface layer and the tension on the top of the subgrade tend to be lower. In addition, a fatigue life of approximately two years was found when the asphalt layer (or surface course) thickness is of 10 centimeters, being that an age far lower than the ten years life spam used to design the structure with the Brazilian method. By altering the thickness of the outer layer (asphalt layer), it was found that in order to have a structure the will last for a period of time close to 10 years, under the current traffic load estimated, the thickness of the asphalt layer should be of 20 centimeters.

Keywords: Pavement Design, Elasticity Theory, Pavement Mechanics.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pavimento flexível	20
Figura 2 - Pavimento rígido.....	21
Figura 3 - Distribuição das tensões para pavimentos flexíveis e rígidos	21
Figura 4 - Limites de consistência	24
Figura 5 - Carta de plasticidade	27
Figura 6 - Categorias de veículos	31
Figura 7 - Comportamento dos materiais de pavimentação quando sujeitos a carregamento .	33
Figura 8 - Resultados de ensaios triaxiais para solos do Rio Grande do Sul	36
Figura 9 - Esquema de camadas para o dimensionamento.....	44
Figura 10 - Ábaco para dimensionamento de pavimentos	44
Figura 11 - Fluxograma de dimensionamento mecanístico-empírico	47
Figura 12 - Local de retirada das amostras de solo.....	54
Figura 13 - Representação do talude de retirada de materiais.....	55
Figura 14 - Béqueres contendo amostras de solo com defloculante.....	57
Figura 15 - Amostra em dispersão	57
Figura 16 - Sedimentação da amostra	58
Figura 17 - Homogeneização para ensaio de LP	60
Figura 18 - Ensaio de LP.....	60
Figura 19 - Homogeneização da amostra de solo	61
Figura 20 - Arrasamento do corpo de prova.....	62
Figura 21 - Amostra sendo extraída.....	62
Figura 22- Solo compactado.....	64
Figura 23 - Corpos de prova em imersão	64
Figura 24 - Corpo de prova submetido à penetração	65
Figura 25 - Cilindro utilizado no ensaio triaxial.....	66
Figura 26 - Corpo de prova na câmara triaxial.....	67
Figura 27 - Corpo de prova após finalização do ensaio	68
Figura 28 - Interface inicial da ferramenta AEMC.....	71
Figura 29 - Interface de carregamento da ferramenta AEMC	71
Figura 30 - Aba de resultados da ferramenta AEMC	72
Figura 31 - Curva granulométrica – Solo 1	73
Figura 32 - Curva granulométrica - Solo 2	74

Figura 33 - Curva de compactação obtida para o ensaio na energia normal para o solo 1	75
Figura 34 - Curva de compactação obtida para o ensaio na energia normal para o solo 2	76
Figura 35 - Módulo de resiliência do solo 1	79
Figura 36 - Gráfico de módulo de resiliência do solo 2	79
Figura 37 – Estrutura 1: dimensionada utilizando o solo 1 como subleito	80
Figura 38 - Estrutura 2: solo 2 como subleito	81
Figura 39 - Variação de deformação no topo do revestimento asfáltico para diferentes espessuras	82
Figura 40 - Tensão no topo do subleito para diferentes espessuras de revestimento asfáltico	83
Figura 41 - Deformação específica na fibra inferior do revestimento	84
Figura 42 -Resultados da análise de vida de fadiga das estruturas de pavimento para variação de espessura do revestimento	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Modelos matemáticos para cálculo de MR em função do estado de tensões	34
Tabela 2 - Valores típicos de coeficiente de Poisson.....	37
Tabela 3 - Valores CBRIG para aplicação de fator de segurança	40
Tabela 4 - Fator de Equivalência de Carga do USACE.....	42
Tabela 5 - Fatores de equivalência da AASHTO	42
Tabela 6 - Espessura mínima do revestimento asfáltico	43
Tabela 7 - Coeficiente de equivalência estrutural.....	45
Tabela 8 - Requisitos de CBR e expansão para as camadas do pavimento	45
Tabela 9 - Resultados dos ensaios de Limites de Atterberg.....	74
Tabela 10 - Resultados do ensaio de compactação.....	76
Tabela 11 - Valores de CBR obtidos para os solos em estudo.....	77
Tabela 12 - Resultados do ensaio triaxial de cargas repetidos - Solo 1.....	78
Tabela 13 - Resultados do ensaio triaxial de cargas repetidos - Solo 2.....	78

LISTA DE SIGLAS E ABREVIACÕES

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

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CBR – *California Bearing Ratio*

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte

EGR – Empresa Gaúcha de Rodovias

ESRD – Eixo simples de rodada dupla

ESRS – Eixo simples de rodada simples

ETD – Eixo tandem duplo

ETT – Eixo tandem triplo

FC – Fator de carga

FE – Fator de eixo

FR – Fato regional

IRI – Índice de irregularidade internacional

ISC – Índice de Suporte Califórnia

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

SUC – Sistema unificado de classificação de solos

TDC – *Top-Down Cracking*

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro

Do= Deformação no topo do revestimento asfáltico

ϵ_t = Deformação específica de tração

σ_t = tensão vertical máxima no topo do subleito

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Área e delimitação do tema	16
1.2 Justificativa	16
1.3 Objetivos.....	17
1.3.1 Objetivo Geral.....	17
1.3.2 Objetivos específicos	17
1.4 Limitações da pesquisa.....	17
1.5 Organização do trabalho	18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1. Conceito de pavimento	19
2.2 Classificação dos pavimentos	19
2.2.1 Pavimento flexível.....	20
2.2.2 Pavimento rígido	20
2.3 Camadas de um pavimento	22
2.3.1 Subleito	22
2.3.2 Reforço de subleito.....	22
2.3.3 Base e sub-base	22
2.3.4 Imprimação e pintura de ligação	23
2.3.5 Revestimento.....	23
2.4 Solos	24
2.4.1 Índices de consistência.....	24
2.4.2 Classificação dos solos segundo sistemas tradicionais.....	24
2.4.2.1 Sistema Unificado de Classificação dos solos.....	25
2.4.2.2. Sistema de classificação AASHTO	25
2.4.3 Sistema de classificação MCT	27
2.4.4 – Índice de suporte Califórnia – ISC – (California Bearing Ratio – CBR)	28
2.5. Agregados	29
2.5.1. Classificação dos agregados.....	29
2.5.1.1 Classificação quanto à natureza:.....	29
2.5.1.2 Classificação quanto ao tamanho:	30
2.5.1.3 Classificação quanto a distribuição dos grãos	30
2.6 Tráfego de veículos	30
2.7 Teoria da Elasticidade na análise de tensões e deformações.....	31

2.8	Comportamento resiliente dos materiais	32
2.8.1	Módulo de resiliência de solos	33
2.8.1.1	Resultados encontrados para Módulo de Resiliência no RS	35
2.8.1.1	Substituição do valor de CBR pelo módulo de resiliência no dimensionamento de pavimentos	36
2.8.2	Coefficiente de Poisson.....	37
2.9	Considerações de fadiga	37
2.10.	Métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis	38
2.10.1	Métodos Empíricos	39
2.10.1.1	Método do DNER	39
2.10.2.	Procedimento mecanístico-empírico para dimensionamento de pavimentos	46
2.11	Modelos de previsão de desempenho	48
2.11.1	Tipos de modelo de previsão de desempenho.....	48
2.11.2	Modelos de desempenho desenvolvidos por Yshiba	49
2.11.3	Modelo de Pinto (1991)	50
2.11.4	Modelo da <i>Shell Oil</i>	50
2.11.5	Modelo do <i>Asphalt institute</i> – MS-1.....	51
2.11.6	Deformação limite no topo do subleito.....	52
2.11.7	Modelos obtidos por Franco (2007)	52
2.12	Calibração dos modelos de desempenho	53
2	MATERIAIS E MÉTODOS.....	54
3.1	Descrição do local de coleta das amostras de solo.....	54
3.1.1	Coleta e armazenagem da amostra	55
3.2	Ensaio de caracterização	55
3.2.1	Ensaio de granulometria	56
3.2.2	Limite de liquidez (LL).....	58
3.2.3	Limite de plasticidade (LP).....	59
3.3	Ensaio de Compactação Proctor	61
3.4	Índice de Suporte Califórnia (ISC) – California Bearing Ratio (CBR)	63
3.5	Classificação dos solos	65
3.5.1	Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS.....	65
3.5.2	American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO	66
3.6	Ensaio triaxial de cargas repetidas	66
3.7	Dimensionamento do pavimento flexível pelo método do DNER	68
3.7.1	Obtenção do Número N	68

3.7.1.1 Volume médio (Vm)	69
3.7.1.2 Fatores de Carga e de Eixo (FE e FC)	69
3.7.1.3 Dimensionamento do pavimento a ser estudado	70
3.8 Análise do pavimento	70
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	73
4.1 Ensaio de caracterização	73
4.1.2 Classificação do solo	74
4.2 Ensaio de compactação.....	75
4.3 Ensaio de Índice de Suporte Califórnia	76
4.4 Ensaio triaxial de cargas repetidas	77
4.5 Análise de tráfego.....	79
4.6 Análise da estrutura do pavimento	80
4.6.1 Análise das estruturas quanto à deformação no topo do revestimento asfáltico	81
4.6.2 Análise das estruturas quanto à tensão no topo do subleito	82
4.6.3 Análise das estruturas quanto à vida de fadiga	83
5 CONCLUSÃO	86
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	88

1 INTRODUÇÃO

Sendo o principal modal de transporte utilizado no Brasil, as rodovias do país começaram a se expandir e receber investimentos logo após o término da Segunda Guerra Mundial. Segundo Lee (2005) o principal motivo para o rápido desenvolvimento foi a instalação da indústria automobilística no país e a criação e instituição do Decreto-lei nº8.463 pelo engenheiro Maurício Joppert da Silva, então Ministro de Estado dos Negócios da Viação e Obras Públicas. Esse Decreto trouxe à vida novamente o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER – órgão que tinha como principal responsabilidade a conservação das rodovias e conseqüentemente a expansão da malha rodoviária do Brasil. Ainda, a criação da Petrobras, em 1954, fez com que a expansão das rodovias acontecesse em ritmo ainda mais acelerado, alavancando a produção em massa de asfalto no país.

Estabeleceu-se então, o Fundo Rodoviário Nacional constituído da arrecadação de uma pequena parcela de impostos sobre a venda de combustíveis líquidos e lubrificantes. O desenvolvimento da malha rodoviária perdurou até meados dos anos de 1970, quando o Fundo Rodoviário Nacional (FRN) passou por modificações e o modelo de financiamento foi extinto. Após o decreto, o sistema rodoviário brasileiro passou por um processo de estagnação e perda de infraestrutura.

Como se não bastasse a pouca parcela de rodovias pavimentadas no país, as condições em que elas se encontram também não são muito favoráveis ao desenvolvimento da economia gerando um gasto maior ao usuário. Além disso, a falta de manutenção gera um custo maior de restauração, dado às patologias que acarretam as estradas. A falta de manutenção das rodovias brasileiras não data apenas dos anos mais recentes. Segundo Balbo (2007), uma rodovia federal localizada no Estado de São Paulo possuía nos anos de 1980 tantos buracos em um trecho de aproximadamente 83 km de extensão que a maioria dos motoristas optava por uma rota alternativa em uma das rodovias estaduais que acrescentava 45 km ao trajeto para que não houvesse danos aos veículos.

Não existe pavimento de qualidade sem manutenção periódica. A falta de reparos periódicos aumenta consideravelmente o volume de afundamentos, trincas e buracos nas rodovias intensificando consigo o número de acidentes rodoviários, fruto da perda de segurança no rolamento. Entretanto, manutenções menos frequentes são feitas quando o pavimento é dimensionado de maneira satisfatória e é capaz de absorver as cargas do tráfego.

O trabalho a ser redigido apresenta o atual modelo de dimensionamento de pavimentos flexíveis do Brasil, o método do DNER, que se baseia nos parâmetros do solo de fundação e

das demais camadas para dimensionar a estrutura de modo que o subleito não venha a sofrer deformações permanentes excessivas. Entretanto, um pavimento dimensionado pelo método atual não está livre de fadiga nas camadas compostas por materiais cimentados, fenômeno que vem sendo observado no Brasil pela Mecânica dos Pavimentos desde a década de 70 e que hoje constitui a manifestação patológica mais comum nas rodovias brasileiras.

1.1 Área e delimitação do tema

Na busca por aprimorar os métodos de dimensionamento e propor melhorias, o presente trabalho pretende analisar um pavimento flexível dimensionado pelo método do DNER sob a ótica de conceitos da mecânica dos pavimentos.

1.2 Justificativa

O pavimento é, por definição, um conjunto de camadas sobrepostas de materiais distintos compactados que tem por finalidade receber as tensões provenientes do tráfego fazendo com que as condições de rolamento, proporcionar conforto aos motoristas, além de segurança.

O método de dimensionamento de pavimentos no Brasil, utiliza o valor de CBR do subleito e dos materiais constituintes das demais camadas como base para obter as espessuras das camadas. Além desse parâmetro, método baseia-se no parâmetro de tráfego estimado da rodovia dentro de um horizonte de projeto.

Segundo Pinto (1991) o método do DNER atende à limitação de deformação permanente, mas não considera as deformações resilientes ou recuperáveis que provocam a ruptura do pavimento por fadiga, principal patologia verificada nos dias atuais em rodovias do país.

O presente trabalho se justifica por considerar os aspectos que não foram incorporados ao método atual para que se possa ter uma visão de como o pavimento se comporta quando são levadas em consideração tensões, deformações e deflexões que ocorrem na estrutura quando analisada como um conjunto de camadas elásticas.

1.3 Objetivos

A seguir os objetivos do trabalho estão subdivididos em Objetivos Gerais e Específicos.

1.3.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral a análise mecanística-empírica de um pavimento flexível dimensionado pelo método do DNER para que alterações sejam feitas na estrutura do pavimento visando que o mesmo resista à fadiga do revestimento asfáltico.

1.3.2 Objetivos específicos

- Caracterização em laboratório do solo do subleito obtido em um trecho da duplicação da RSC-287;
- Aprofundar os conhecimentos no que diz respeito ao método de dimensionamento tanto do DNER quanto aos conceitos mecanístico-empíricos.
- Dimensionamento de um pavimento flexível pelo método do DNER para análise através de conceitos mecanístico-empíricos;
- Aplicar modelo de previsão de desempenho desenvolvido por Salomão Pinto para analisar o pavimento dimensionado;
- Realizar análises utilizando *softwares* desenvolvidos para estimar tensões e deformações na estrutura do pavimento;

1.4 Limitações da pesquisa

Dentre as limitações impostas para o desenvolvimento da pesquisa pode-se citar o fato de que não foram determinados os módulos de resiliência e valores de CBR das camadas de revestimento, base e sub-base através de ensaios laboratoriais. Além disso, não há disponibilidade de um estudo mais detalhado de tráfego além das praças de pedágio da RSC-287 para que se possa classificar o tráfego quanto às classes de veículos de acordo com o DNIT, há somente classes de veículos de acordo com o número de eixos que os mesmos possuem.

1.5 Organização do trabalho

Este trabalho apresenta, além do presente capítulo, a estrutura apresentada abaixo:

- **Capítulo 2**

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica sobre o assunto a ser abordado no presente trabalho. Nele, são abordados primeiramente tópicos introdutórios sobre pavimentação seguidos de um aprofundamento nos assuntos pertinentes ao método de dimensionamento a ser estudado, do DNER, bem como exposição dos conceitos mecanístico - empíricos.

- **Capítulo 3**

Esse capítulo aborda a metodologia utilizada na elaboração do trabalho, englobando coleta e armazenamento dos solos a serem estudados, assim como os ensaios para caracterização, de compactação, CBR e módulo de resiliência. No capítulo também é abordada a questão de estudos de tráfego e determinação do número N, utilizado no dimensionamento do pavimento.

- **Capítulo 4**

Esse capítulo expõe os resultados dos ensaios de caracterização, compactação, CBR e módulo de resiliência realizados para suporte da pesquisa. Além disso, será feita a análise do pavimento dimensionado pelo método utilizado no Brasil – Método do DNER. Para análise utilizou-se a ferramenta AEMC, integrante da rotina de análise do programa SisPav, para estimar as deformações causadas pela passagem de um eixo padrão.

- **Capítulo 5**

No último capítulo deste trabalho uma conclusão de todas as análises é apresentada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Conceito de pavimento

Pavimento é um conjunto de camadas estruturadas e compactadas com espessuras variadas arranjadas acima da superfície de terraplenagem, também conhecida por subleito. Segundo Balbo (2007), sua estrutura deve ser adequada para atender operacionalmente o tráfego de maneira durável e com custos baixos. Além disso, o pavimento deve proporcionar conforto, segurança, economia aos usuários que por ele transitam, com uma superfície plana e regular em qualquer condição climática (BERNUCCI et al, 2008).

Para Balbo (2007), o pavimento tem como função estrutural receber as tensões e distribuí-las de um modo que alivie as pressões sobre as camadas inferiores do pavimento. Cada camada exerce uma função no pavimento como um todo na absorção de tensões verticais, cisalhamento e compressão, função delegada às bases granulares, e no alívio de tensões horizontais, como tração, delegada ao revestimento asfáltico que, também fará do pavimento uma estrutura impermeável.

2.2 Classificação dos pavimentos

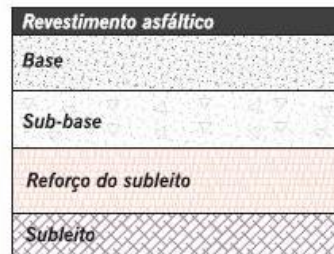
As classificações de pavimentos encontram-se tomadas de limitações em Engenharia Civil. De acordo com Balbo (2007) é preferível e desejado não impor definições muito rígidas. Ao invés propõe-se limitações ao uso de certo termo ou expressão. Isso ocorre porque há uma falta de definições clássicas coerentes, levando a divergências na classificação das estruturas de pavimentos.

Há duas classificações majoritárias para estruturas de pavimentos: rígida e flexível. (CRONEY E CRONEY, 1991 *Apud* BALBO, 2007) classificam pavimentos rígidos como aqueles onde é obrigatória a presença de revestimento em concreto de cimento Portland e, flexível que seria representado por pavimentos cujo revestimento é composto por misturas betuminosas. Balbo (2007) cita que a classificação adotada por Croney implicaria em dizer que o pavimento que fosse constituído de um dos materiais eliminaria a hipótese restante. Sendo assim, pavimentos seriam ou rígidos ou flexíveis.

2.2.1 Pavimento flexível

De acordo com Bernucci et. al (2008) pavimentos flexíveis estão ligados a pavimentos com revestimentos asfálticos. São compostos normalmente por uma camada de revestimento asfáltico sobre camadas de base, sub-base e, às vezes, reforço do subleito, constituídas de materiais granulares e solo. De acordo com a quantidade de veículos que irá trafegar pelo pavimento e até mesmo pelas condições climáticas da região, uma ou mais camadas poderão não ser previstas em projeto. A Figura 1 exemplifica a estrutura de um pavimento flexível.

Figura 1 - Pavimento flexível

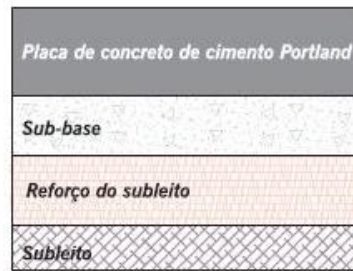


Fonte: Bernucci et al., 2008

2.2.2 Pavimento rígido

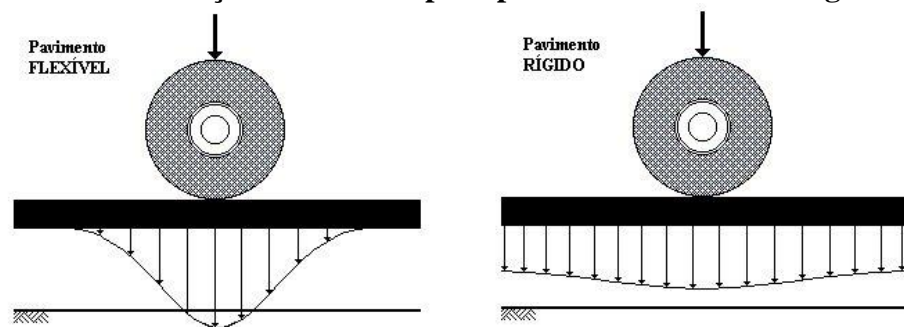
“Os pavimentos rígidos, em geral associados aos de concreto de cimento Portland, são compostos por uma camada superficial de concreto de cimento Portland [...] apoiadas geralmente sobre uma camada material granular” (Bernucci et al., 2008, p. 337). Assim como nos pavimentos flexíveis a placa de concreto pode também ser assentada sobre solo estabilizado, subleito ou, se necessário, reforço do subleito.

Na Figura 2, um exemplo de pavimento rígido utilizando reforço de subleito é mostrado.

Figura 2 - Pavimento rígido

Fonte: Bernucci et al., 2008

Pavimentos rígidos e flexíveis não diferem somente nos materiais aos quais são associados. Yoder e Witczak (1975), citado por Balbo (2007), apontam a diferença mais expressiva entre os dois tipos de pavimentos, sendo essa a distribuição dos esforços que são aplicados sob os mesmos para o subleito. A Figura 3 mostra o comportamento quanto à aplicação de uma dada carga sobre um pavimento flexível e outro rígido. Balbo (2007) expõe que uma carga aplicada em um pavimento flexível gera muita tensão em um espaço muito concentrado, ao passo que um pavimento rígido, quando submetido à mesma carga, dispersa as tensões, distribuindo-as melhor nas camadas inferiores. Nas próprias palavras do autor, “um pavimento com resposta mecânica rígida impõe pressões bem mais reduzidas sobre o subleito, para uma mesma carga aplicada” (BALBO, 2007, p.47).

Figura 3 - Distribuição das tensões para pavimentos flexíveis e rígidos

Fonte: Balbo (2007)

2.3 Camadas de um pavimento

Um pavimento é composto por uma série com características para receber as cargas aplicadas na superfície e distribuí-las. Nos itens a seguir são expostas as camadas que constituem um pavimento.

2.3.1 Subleito

O subleito é a camada mais inferior do pavimento. De acordo com Balbo (2007), quando se está dimensionando um pavimento, deve-se tomar mais cuidado com as camadas superiores ao subleito, pois elas dissiparão as tensões provenientes da passagem da carga sobre o revestimento. Sua constituição se dá por material natural do próprio local, com características provenientes da construção da plataforma de terraplenagem.

2.3.2 Reforço de subleito

Caso o subleito não apresente as características ideais para uma boa estruturação do pavimento, um reforço com material com propriedades melhores deve ser executado.

Balbo (2007) ressalta que o uso de reforços de subleito não é obrigatório já que camadas mais espessas de base e sub-base aliviarão as tensões provenientes do tráfego sobre o revestimento. No entanto, por questões econômicas, é mais viável executar o reforço de subleito pois esta camada não exige material de alta qualidade, diferente da base ou sub-base. Bases e sub-bases mais espessas provocariam aumento no custo do pavimento ao passo que o uso de solos de reforço poderia aumentar a espessura do pavimento, porém baixando seu custo.

Para a seleção dos materiais que irão compor o reforço do subleito deve-se averiguar os materiais disponíveis na região de utilização e também as propriedades como expansão, curva de compactação e capacidade de suporte.

2.3.3 Base e sub-base

Para aliviar as tensões que chegam ao subleito as camadas de base e sub-base são previstas em projeto. As duas camadas também auxiliam na drenagem do pavimento. Para Balbo (2007), quando a camada de base se torna muito espessa, por razões econômicas divide-

se a mesma em duas camadas: base e sub-base, sendo a sub-base constituída de material de um custo mais baixo que o da base.

A constituição material da base é bastante diversa podendo ser executada com solos estabilizados quimicamente, brita graduada, brita graduada tratada com cimento, concreto etc. Para a camada de sub-base, quando for necessária, a constituição pode ser a mesma das bases, porém quando executadas com solos estabilizados quimicamente, os teores de agentes estabilizantes (cal, cimento, etc.) são menores que os utilizados para base.

2.3.4 Imprimação e pintura de ligação

Entre as camadas constituintes do pavimento, faz-se necessária a aplicação de um filme asfáltico que pode ser denominado “pintura de ligação”, que possui a função de aderir uma camada à outra, ou “imprimação impermeabilizante”, com a função de impermeabilizar a camada. Geralmente as pinturas de ligação são executadas com emulsões asfálticas e as imprimações são realizadas com asfalto diluído (BALBO, 2007).

2.3.5 Revestimento

O revestimento é a camada mais superior da estrutura do pavimento, comumente chamado de capa. Por ser a camada em contato direto com as cargas do tráfego, a mesma deve ter capacidade suficiente de absorver as tensões, mas sem sofrer deformações significativas, sejam elas resilientes ou plásticas (BALBO, 2007). Além disso, deve resistir a forças abrasivas, proporcionar uma superfície impermeável e proporcionar condições suaves de tráfego (PINTO E PREUSSLER, 2010).

Bernucci et al. (2010), ressaltam que do ponto de vista do usuário, a qualidade da superfície do pavimento tem uma importância maior por ser a parte visível do mesmo. Sendo assim, o projeto da estrutura de revestimento asfáltico terá de atender um certo nível de qualidade, que dependerá de um correto dimensionamento aliado a um projeto adequado de dosagem de mistura asfáltica.

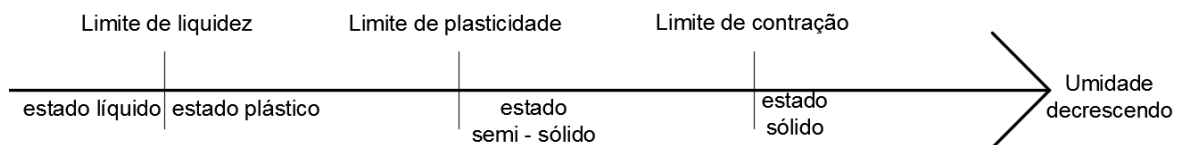
Na execução do revestimento podem ser utilizados paralelepípedos, placas e blocos de concreto, tratamento superficial betuminoso e misturas asfálticas. No Brasil, o uso de misturas asfálticas e tratamento superficial são amplamente difundidos (BERNUCCI et al. 2008).

2.4 Solos

2.4.1 Índices de consistência

A fração fina de um solo tem grande importância no comportamento que o mesmo pode ter na presença de água devido às diferenças entre superfícies específicas. Quando há presença de argila em solo fino, ele pode ser remoldado sem que haja a desintegração (DAS, 2011). Atterberg era um cientista sueco que criou um método de analisar o comportamento dos solos finos com teores de umidade diferenciados. O solo se comportava como sólido quando a umidade era baixa, mas se comportava como líquido quando havia um incremento de umidade. Constatou-se então que o comportamento do solo poderia ser dividido em sólido, semissólido, plástico e líquido.

Figura 4 - Limites de consistência



Fonte: Adaptado pelo autor de Brasil, 2006

A Figura 4 mostra que a umidade na qual ocorre a transição do estado sólido para o semissólido é denominado limite de contração. Na sequência tem-se que o ponto onde ocorre a passagem do estado semissólido para o plástico ocorre o teor de umidade chamado limite de plasticidade e por último do estado plástico para o líquido é o limite de liquidez.

Segundo Caputo (2005) os solos podem ser classificados, de acordo com o IP, em:

Fracamente plásticos – $1 < IP < 7$;

Mediamente plásticos – $7 < IP < 15$;

Altamente plásticos – $IP > 15$.

2.4.2 Classificação dos solos segundo sistemas tradicionais

Para a caracterização dos solos Pinto (2006) cita que três ensaios devem ser executados: análise granulométrica e Limites de Atterberg (LL, LP).

Atualmente, dois métodos são comumente utilizados para a classificação dos solos: AASHTO e Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). O segundo, de acordo com

Pinto (2006) foi desenvolvido para obras de aeroportos, mas com o tempo teve seu uso generalizado.

2.4.2.1 Sistema Unificado de Classificação dos solos

Nesse sistema o solo é classificado em duas categorias. A primeira representa solos com granulometria grossa, como areias e pedregulhos com mais de 50% de material retido na peneira nº200, a letra G caracteriza solos pedregulhosos e S simboliza areais. A outra categoria pertence aos solos finos, solos que mais de 50% do material passa na peneira nº200, nomeiam-se com a letra M os siltes inorgânicos, com C as argilas inorgânicas e para siltes e argilas orgânicas utiliza-se o símbolo O. As letras Pt simbolizam turfas (DAS, 2011).

O procedimento para classificação pelo SUCS pode ser observado no Quadro 1, a seguir. Também, na Figura 5, encontra-se a carta de plasticidade com as linhas A e B a serem utilizadas na rotina de classificação pelo sistema.

2.4.2.2. Sistema de classificação AASHTO

O sistema de classificação da AASHTO classifica os solos em grandes grupos, de A-1 a A7, levando em consideração o tamanho dos grãos e sua plasticidade. No Quadro 2, tem-se a rotina para classificação pelo sistema em questão, sendo que:

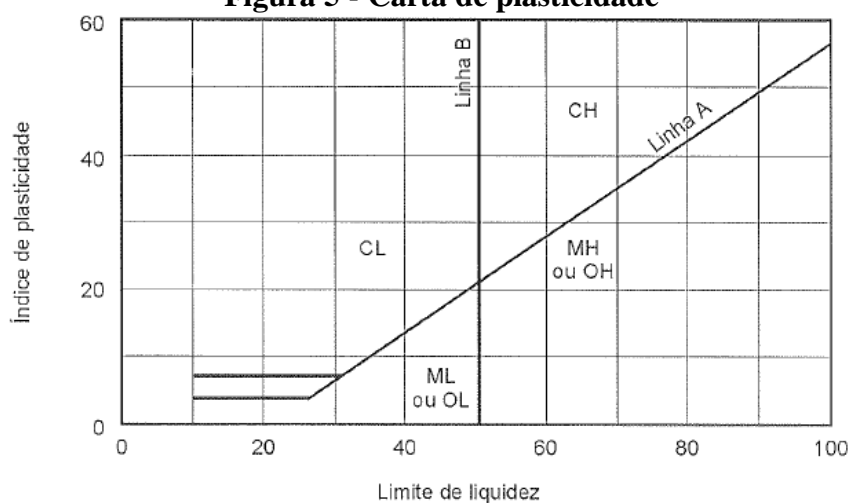
- Os grupos A-1 a A-3 são solos granulares que tem menos de 35% de material passante na peneira nº200.
- Os grupos A-4 a A-7, são solos que possuem mais de 35% de material passante na peneira de nº200.

Quadro 1 - Classificação SUCS

Critério para atribuição dos símbolos de grupo				Simbolo de grupo
Solos grossos: mais de 50% de material retido na peneira N° 200	Pedregulhos: mais de 50% da fração grossa retida na peneira N° 4	Pedregulhos Puros: menos de 5% de grãos finos (a)	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$ (c)	GW
			$Cu < 4$ e/ou $1 > Cc > 3$ (c)	GP
		Pedregulhos com Finos: mais de 12% de grãos finos (a,d)	$IP < 4$ ou representado abaixo na linha "A"	GM
			$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A"	GC
	Areias: 50% ou mais da fração grossa passam na peneira N° 4	Areias Puras: menos de 5% de finos (b)	$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$ (c)	SW
			$Cu < 6$ e/ou $1 > Cc > 3$ (c)	SP
		Areias com Finos: mais de 12% de finos (b,d)	$IP < 4$ ou representado abaixo na linha "A"	SM
			$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A"	SC
Solos finos: 50% ou mais passam na peneira N° 200	Siltes e argilas: limite de liquidez inferior a 50	Inorgânico	$IP > 7$ e representado na ou acima da linha "A"	CL
			$IP < 4$ ou representado abaixo na linha "A"	ML
		Orgânico	<u>Limite de liquidez - seco na estufa</u>	OL
			Limite de liquidez - Não seco $< 0,75$; zona OL	
	Siltes e argilas: limite de liquidez 50 ou superior	Inorgânico	IP representado na ou acima da linha "A"	CH
			IP representado abaixo da linha "A"	MH
		Orgânico	<u>Limite de liquidez - seco na estufa</u>	OH
			Limite de liquidez - Não seco $< 0,75$; zona OH	
Solos Altamente Orgânicos	Material primariamente orgânica, de cor escura e odor orgânico			Pt

Fonte: Adaptada pelo Autor, 2015.

Figura 5 - Carta de plasticidade



Fonte: Pinto, 2006.

Quadro 2 - Classificação AASHTO

Classificação Geral	Solos Granulares (Peneira nº 200 < 35%)							Solos Silto-Argilosos (P200 > 35%)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Peneira nº 10	< 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Peneira nº 40	< 30	< 50	> 50	-	-	-	-	-	-	-	-
Peneira nº 200	< 15	< 25	< 10	< 35	< 35	< 35	< 35	> 35	> 35	> 35	> 35
LL	-	-	-	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40
IP	0	0	0	0	0	< 4	< 4	< 8	< 12	< 16	< 20
Tipos de material	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulhos e areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Classificação como subleito	Excelente a bom						Regular a mau				

Fonte: Caputo, 2005.

2.4.3 Sistema de classificação MCT

A metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) teve início com a introdução do ensaio Mini-CBR (Nogami, 1972), com procedimento desenvolvido pela *Iowa State University*

para solos tropicais. A princípio o sistema tinha como objetivo o aproveitamento mais apropriado de solos arenosos finos lateríticos na pavimentação. Além disso, visava criar uma forma de corrigir os índices obtidos pelas metodologias de classificação mais tradicionais para solos tropicais, que, muitas vezes, apresentavam certas limitações e se tornavam ineficazes na análise de solos tropicais.

Segundo Nogami e Villibor (2009), o sistema de classificação MCT só é indicado para a classificação de solos que passem integralmente na peneira de malha quadrada de abertura 2mm, ou que possuam uma quantidade mínima, usualmente 10%, de material retido na mesma.

O sistema separa os solos em duas grandes classes: solos com comportamento laterítico (representados pela letra L) e solos com comportamento não-laterítico (representados pela letra N).

2.4.4 – Índice de suporte Califórnia – ISC – (California Bearing Ratio – CBR)

Criado em 1920 para avaliar o potencial de ruptura do subleito, principal defeito das estradas do Estado da Califórnia, o CBR visava a avaliação dos materiais perante grandes deslocamentos via ensaio de penetração (BERNUCCI et al.,2008).

O resultado do ensaio, conhecido como valor de CBR, é uma relação de resistência do material testado com o valor obtido para um material padrão, ou seja, a porcentagem obtida no ensaio diz quão melhor ou quão pior é a resistência do corpo de prova comparado com o material de referência.

Para obter o valor de referência para a utilização nas relações, os melhores materiais granulares para utilização em bases de pavimentos na época da pesquisa, realizada na Califórnia, foram selecionados. Após extensivos ensaios, a média dos ensaios de penetração foi adotada como sendo a resistência padrão. Sendo assim, é possível encontrar valores de CBR tanto inferiores quanto superiores a 100% m valor adotado para o material de referência. (BERNUCCI et al., 2010).

A resistência de suporte CBR, atribuída ao engenheiro O. J. Porter, do California Division of Highways (CDH), foi relacionada empiricamente com o desempenho das estruturas dando origem ao primeiro método de dimensionamento de pavimentos flexíveis fundamentado completamente sobre bases empíricas, com inúmeras observações, avaliações em laboratório e experimentos.

O CBR é calculado a partir das Equações 1 e 2:

$$ISC_{0,1''} = \frac{P_{0,1''}}{70} \times 100 \quad (1)$$

$$ISC_{0,2''} = \frac{P_{0,2''}}{105} \times 100 \quad (2)$$

Sendo que:

$P_{0,1''}$ = pressão correspondente a penetração de 0,1''=70 kgf/cm²;

$P_{0,2''}$ = pressão correspondente a penetração de 0,2''= 105kgf/cm².

Após a realização do ensaio, as condições abaixo tornam o ensaio válido ou aconselham a repetição do mesmo.

$ISC_{0,1''} > ISC_{0,2''}$, então $ISC = ISC_{0,1''}$;

$ISC_{0,1''} < ISC_{0,2''}$, deve-se repetir o ensaio;

$ISC_{0,1''} < ISC_{0,2''}$ novamente, então adota-se $ISC_{0,2''}$.

2.5. Agregados

Materiais granulares ou agregados são utilizados nos revestimentos asfálticos juntamente com ligantes asfálticos. Tal associação deve proporcionar estruturas seguras e com uma vida útil satisfatória (BERNUCCI et al., 2008).

2.5.1. Classificação dos agregados

Para pavimentação, três grandes grupos classificam os agregados. São classificados quanto a sua natureza, tamanho e distribuição dos grãos. (BERNUCCI et al., 2008).

2.5.1.1 Classificação quanto à natureza:

Podem ser classificados em: naturais, artificiais e reciclados.

- **Natural:** agregados naturais encontram-se na crosta terrestre e são um resultado dos diversos processos geológicos (BALBO, 2007).
- **Artificial:** agregados artificiais são provenientes de rejeitos industriais relacionados, principalmente, a indústrias siderúrgicas (BALBO, 2007).
 - **Reciclado:** são os agregados que vêm do reuso de materiais.

2.5.1.2 Classificação quanto ao tamanho:

Com relação ao tamanho, os agregados utilizados nas misturas asfálticas são classificados como graúdos, miúdos e material de enchimento.

- Agregado graúdo: todo agregado que venha a ter um diâmetro superior a 2,0mm (retido na peneira 10) (BERNUCCI *et. al*, 2008).
- Agregado miúdo: caracteriza-se como agregado miúdo todo aquele que passar pela peneira nº 10 (2,0mm), mas ficar retido na peneira nº 200 (0,075mm).
- Material para enchimento: Bernucci *et. al* (2008) classifica como material para enchimento aquele que possuir um quantidade mínima de 65% de suas partículas menores que 0,075mm (peneira nº200).

2.5.1.3 Classificação quanto a distribuição dos grãos

Podem ser classificados em agregados de graduação densa, onde apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado, contínua e com presença de material fino para preencher os vazios, de graduação aberta, que também apresenta curva granulométrica de material bem graduado e contínua, porém com finos insuficientes para preenchimento dos vazios entre as partículas maiores. Além disso, tem-se o agregado tipo macadame ou *one size aggregate*, sendo assim de granulometria uniforme.

2.6 Tráfego de veículos

O DNER classifica os veículos de acordo com a listagem apresentada abaixo, adaptada de Medina e Motta (2005).

1. Automóveis;
2. Ônibus;
3. Caminhões leves com Eixo Simples de Rodagem Simples (ESRS);
4. Caminhões médios com eixo dianteiro simples, mas Eixo Simples de Rodagem Dupla (ESRD) na traseira;
5. Caminhões pesados com dois eixos com o traseiro sendo tandem duplo;
6. Reboques;
7. Semi-reboques.

Na Figura 6 a configuração de cada tipo de veículo pode ser vista.

Figura 6 - Categorias de veículos

Classe	Símbolo	Configuração	Descrição
1			Automóvel
2	2c		Ônibus
3			Utilitário
4	2c		Caminhão
5	3c		Caminhão
6	2s1		Semi-reboque
7	2s2		Semi-reboque
8	2s3		Semi-reboque
9	3s2		Semi-reboque
10	3s3		Semi-reboque
11	2c2		Reboque
12	4c		Caminhão
13	2c3		Reboque

Fonte: Medina e Motta (2005)

A Figura 6 mostra a configuração de veículos mais comuns e que são utilizadas no cálculo do número N , número de repetições de carga de um eixo padrão de 8,2t que o pavimento sofre durante a vida de projeto. Tal variável é utilizada no dimensionamento do pavimento, como será explicado posteriormente neste trabalho no subitem tráfego do item 2.10.1.1.

2.7 Teoria da Elasticidade na análise de tensões e deformações

O professor Burmister desenvolveu, em Nova Iorque, a teoria da elasticidade para sistemas que possuem duas ou três camadas (MEDINA E MOTTA, 2005). Franco (2007) complementa colocando que modelos que usam a teoria de Burmister solucionam problemas de elasticidade linear com carga distribuída com área circular seguindo as hipóteses citadas a seguir (adaptado de Medina e Motta (2005)):

- Os materiais são elásticos, isotrópicos e homogêneos; a lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é igual ao de tração;
- As camadas não possuem peso, são infinitas na direção horizontal e a última camada inferior é semi-infinita;
- Em grandes profundidades tanto as tensões quanto as deformações são nulas;
- Na área carregada acontecem apenas tensões normais;
- Não há tensões fora da área carregada na superfície da camada superior;

- As condições de aderência na interface das camadas podem variar de aderida para lisa ou sem aderência.
- É válido o princípio da sobreposição de efeitos.

Franco (2007) em seus estudos, cita que os métodos que se utilizam dessa teoria podem combinar carregamentos de mais de uma roda pelo princípio de superposição e da hipótese de elasticidade linear. Além disso, o autor coloca que é viável a obtenção de resultados de tensão, deformação e deslocamentos em pontos da estrutura sem a necessidade de dividir o meio contínuo em Elementos Finitos.

Nos dias de hoje, mesmo sendo comprovado que quase a maioria dos materiais utilizados na pavimentação tem comportamento não linear quando submetidos a cargas repetidas, ainda se utiliza a solução pela teoria da elasticidade linear pois (MOTTA, 1991; AYRES, 1997, RODRIGUES, 1998 *Apud* FRANCO, 2007):

- Os parâmetros para análise podem ser facilmente obtidos em laboratórios brasileiros;
- Possui um grau de confiança bastante razoável, sendo utilizada na maioria das aplicações práticas;

Dentre os *softwares* de maior notoriedade que utilizam a teoria da elasticidade linear estão ELSYM5, JULEA, BISAR criado pela Shell. O programa JULEA é utilizado no método PAVE, pelo guia da AASHTO (FRANCO, 2007).

No item 2.8.1 serão expostos com mais detalhes os modelos matemáticos de módulo de resiliência em função do estado de tensões para materiais que não apresentam comportamento elástico linear.

2.8 Comportamento resiliente dos materiais

Todos os materiais utilizados em pavimentos estão expostos ao tráfego e estão sujeitos a cargas de diferentes magnitudes e frequências durante sua vida. Os ensaios de cargas repetidas em materiais asseguram uma avaliação mais detalhada do desempenho estrutural que um pavimento possui (PERAÇA, 2007; BENEVIDES, 2000)

2.8.1 Módulo de resiliência de solos

O módulo de resiliência pode ser caracterizado pela razão entre a máxima tensão cíclica aplicada em um corpo de prova e a deformação resiliente (elástica) na condição unidimensional. Em uma definição mais simples, o módulo de resiliência pode ser tomado como “[...] a fase sem cargas da curva tensão-deformação desenvolvida durante a carga de impulso que ocorre quando os veículos passam sobre o pavimento” (Nazzal e Mohammad, 2010 p.01). Ainda, o Dicionário Aurélio descreve o termo como sendo a “propriedade pela qual a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão causadora duma deformação elástica”.

O módulo de resiliência é determinado através do ensaio triaxial, pela Equação 3:

$$MR = \sigma_d / \epsilon_r \quad (3)$$

Onde:

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ – tensão desvio aplicada repetidamente no eixo axial;

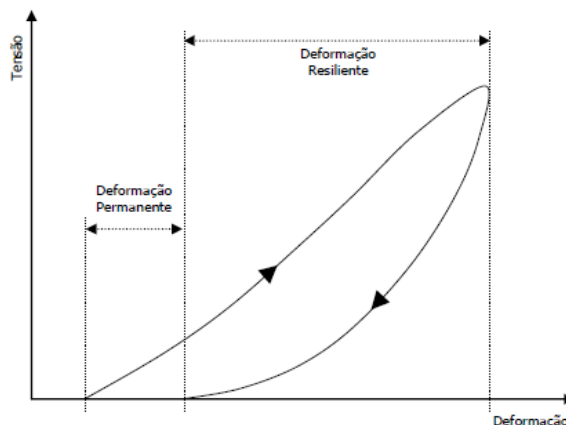
σ_1 = tensão principal maior;

σ_3 = tensão principal menor ou tensão de confinamento;

ϵ_r = deformação específica axial resiliente (recuperável).

O ensaio triaxial, na aplicação da tensão desvio, simula a passagem de um veículo sobre o pavimento, gerando uma deformação que possui duas componentes, sendo uma delas resiliente (elástica), que é recuperável, e a outra permanente (plástica), irrecuperável, conforme Figura 7. É a parcela de deformação elástica que condiciona a vida de fadiga das camadas mais rígidas do pavimento e que estão expostas a flexões sucessivas.

Figura 7 - Comportamento dos materiais de pavimentação quando sujeitos a carregamento



Fonte: LEKARP *et al.*, 2000a *Apud* Franco, 2007

Medina e Motta (2005) expõem que os solos e as britas, não sendo materiais elásticos lineares, não seguem a lei de Hooke (tensão e deformação lineares). Ainda, colocam que o módulo de resiliência dos solos depende da condição de carregamento, do estado de tensão e até mesmo da natureza dos solos. A Tabela 1 mostra os modelos mais usados para a obtenção do módulo de resiliência de cada tipo de solo em função do estado de tensões onde k_1 , k_2 , k_3 e k_4 são constantes experimentais.

Tabela 1 - Modelos matemáticos para cálculo de MR em função do estado de tensões

Classe	Material	Modelo
0	Asfáltico	$M_r = f(t^\circ C)$
1	Granular	$M_r = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$
2	Argiloso	$M_r = \begin{cases} k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d), & \forall k_1 > \sigma_d \\ k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1), & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases}$
3	Misturas asfálticas, solo cimentado de módulo elevado ou solo siltooso de módulo baixo	$M_r = \text{constante}$
4	Solos arenosos com bastante argila e solos lateríticos finos	$M_r = \begin{cases} [k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d)] \cdot \sigma_3^{k_2}, & \forall k_1 > \sigma_d \\ [k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1)] \cdot \sigma_3^{k_2}, & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases}$
5	Granular (dependente da soma das tensões principais)	$M_r = K_1 \cdot \theta^{k_2}$
6	Argiloso (dependente da tensão desvio)	$M_r = K_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$
7	Todos os solos e britas em geral	$M_r = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$

Fonte: Medina e Motta (2005) *Apud* Franco (2007).

Li e Selig (1994) conduziram estudos para a elaboração de um método, baseado em testes de módulo realizados anteriormente, que fosse capaz de estimar o módulo de resiliência de solos finos compactados para subleito. Segundo os autores, “devido à alta variabilidade de propriedades de solos de subleito e ao custo na obtenção e teste de amostras não perturbadas, muito pouco, se não nenhum, teste de módulo de resiliência é provável em projetos de dimensionamento” (LI E SELIG, 1994 p. 02).

Dentre os fatores que podem afetar o módulo de resiliência dos solos Li e Selig (1994) agrupam esses em três grandes categorias. A primeira diz respeito ao estado de tensões e inclui a magnitude e número de repetições da tensão desvio além da intensidade da tensão de confinamento. Na segunda categoria leva-se em consideração o tipo e a estrutura do solo fazendo alusão ao método de compactação utilizado. Por fim, na terceira categoria tem-se o

estado físico do solo, fator que pode mudar dependendo do ambiente, que foi definido pelos autores no trabalho como sendo o teor de umidade e peso específico seco.

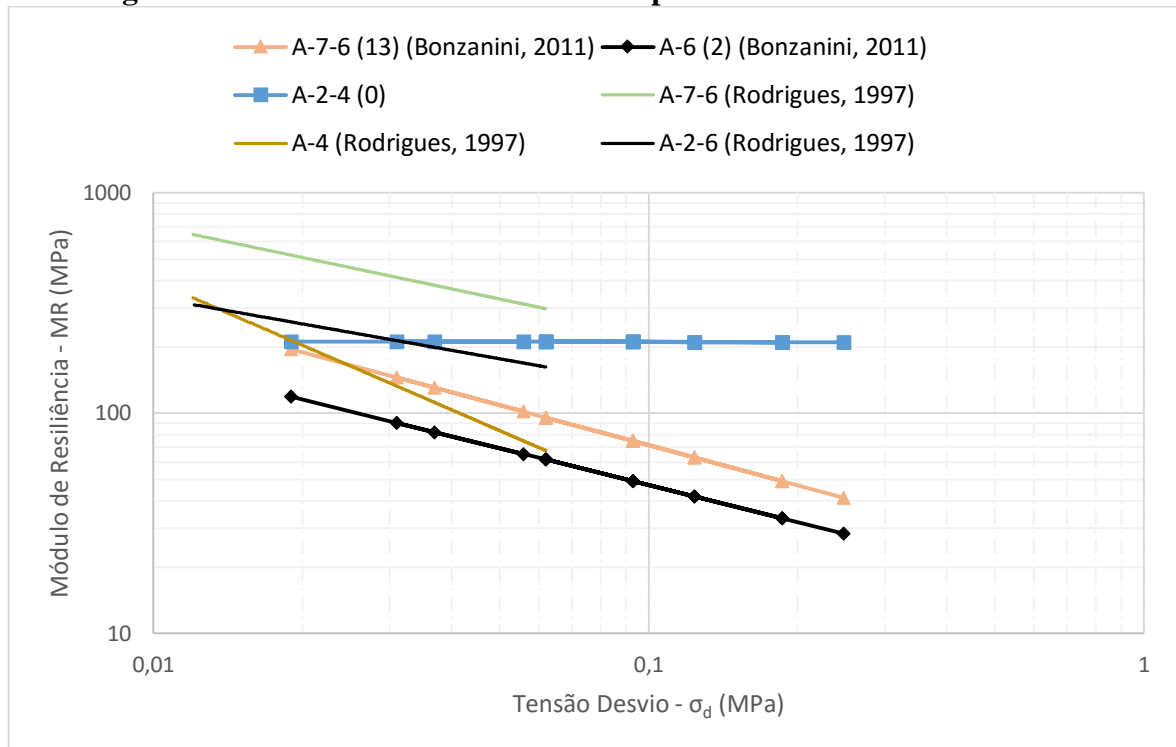
Muitas pesquisas foram realizadas para definir a influência que o módulo de resiliência tem sobre o dimensionamento de pavimento e os resultados mostraram que o mesmo tem uma repercussão bastante significativa nas espessuras de bases e revestimentos asfálticos (DARTER et al., 1992 *Apud* NAZZAL E MOHAMMAD (2010)).

2.8.1.1 Resultados encontrados para Módulo de Resiliência no RS

Bonzanini (2011) realizou para sua dissertação ensaios de carga triaxial repetida para caracterização do módulo de resiliência de solos diferentes dentre eles solo argiloso, SAFL e solo residual de granito (saibro) com finalidade de analisar a influência do tamanho do corpo de prova na determinação do módulo de resiliência. O tamanho de corpo de prova escolhido para exposição foi o padrão, 10cm x 20cm.

O solo argiloso, classificado como A-7-6 (13) pela AASHTO, tem procedência da BR-377 km 85+000 no município de Cruz Alta em uma região bastante próxima da área urbana do município. Já o SAFL (A-2-4 (0) pela AASHTO) foi extraído da RS-506 km 2+000 (rodovia não pavimentada) no município de Santa Bárbara do Sul, município localizado na região noroeste do RS. O solo residual de granito (saibro), pertencendo ao grupo A-6 (2) pela classificação da AASHTO, tem origem da cidade de Mariana Pimentel e estava sendo estudado como sub-base para a pavimentação da RS-711 (BONZANINI, 2011).

Rodrigues (1997), realizou ensaios de módulo de resiliência em quatro tipos de solo do RS. Nomeados de A a D, o solo A foi classificado pela AASHTO como A-7-6, e é proveniente da RS-118 entre Gravataí e Viamão. O solo B (A-4 pela AASHTO) vem de uma jazida próxima à RS-240 em São Leopoldo. O solo C foi classificado como A-7-6 e provém de uma jazida no km 17+260 da RS-129. Por último, o solo D tem origem em uma jazida na RS-101 entre Estreito e São Jose do Norte. A Figura 8 apresenta os resultados.

Figura 8 - Resultados de ensaios triaxiais para solos do Rio Grande do Sul

Fonte: Elaborado pelo autor com base em Bonzanini (2011) e Rodrigues (1997), 2015

2.8.1.1 Substituição do valor de CBR pelo módulo de resiliência no dimensionamento de pavimentos

Bernucci et al. (2008) cita que progressivamente o Índice de Suporte Califórnia foi sendo gradativamente substituído pelo módulo de resiliência, que foi adotado em 1986 para o método norte-americano de dimensionamento da *American Association of State Highway and Transportation Officials* – AASHTO.

O questionamento sobre o uso do valor de CBR para materiais utilizados na pavimentação tem como base o fato de que no ensaio para obtenção do seu valor o corpo de prova fica exposto a tensões crescentes durante vários minutos, o que não acontece realmente em um pavimento, onde as cargas, em movimento, são aplicadas muitas vezes em frações de segundo e com frequências diferentes. Isso geralmente provoca deslocamentos de magnitude muito inferior a 0,1” ou 0,2” utilizadas no ensaio de CBR. Além do mais, materiais com valor de CBR igual podem apresentar ações completamente diferentes quando expostos a cargas repetidas. “Assim, as correlações entre o ISC e o desempenho do pavimento são apenas aproximadas” (SEED et al., 2005 – *Apud* BERNUCCI et al., 2008 p.345).

2.8.2 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson é dado pelo inverso da razão entre a deformação vertical e a deformação horizontal quando o corpo de prova é submetido ao ensaio de compressão uniaxial. Hoje, não é comum a realização de ensaios para a determinação do coeficiente (BALBO, 2007). Na Tabela 2 são expostos alguns valores de coeficientes.

Tabela 2 - Valores típicos de coeficiente de Poisson

Material	Faixa de Variação
Concretos Asfálticos	0,32 - 0,38
Concreto de Cimento Portland	0,15 - 0,20
BGS, MH, BC	0,35 - 0,40
CCR, BGTC	0,15 - 0,20
SC, SMC	0,20 - 0,30
SCA	0,25 - 0,30
Solos arenosos	0,30 - 0,35
Areias Compactadas	0,35 - 0,40
Solos finos	0,40 - 0,45

Fonte: Balbo (2007).

2.9 Considerações de fadiga

Sabe-se que o tráfego em um pavimento gera deformações na sua estrutura, por sua vez, essas deformações são compostas por parcelas permanentes (irrecuperáveis) e resilientes (recuperáveis). A fração resiliente da deformação, quando repetida um número suficiente de vezes pode levar as camadas do pavimento à fadiga. Levando em consideração que camadas mais superiores da estrutura (camadas betuminosas e cimentadas) estão mais próximas da região de passagem dos veículos, essas áreas são mais afetadas pois recebem as tensões maiores.

O trincamento por fadiga do revestimento asfáltico é o tipo de defeito mais comum nas rodovias brasileiras e segundo Gao et al. (2012) indica degradação estrutural, sendo causada por repetições das cargas geradas pelo tráfego. Pinto (1991), na época, também apontou a elevada flexibilidade das bases e sub-bases granulares como um dos condicionantes do trincamento por fadiga. Esse problema estrutural inicia-se mais comumente nas fibras inferiores do pavimento e aumenta ao longo da espessura do revestimento. Gontijo, citado por Pinto (1991), realizou ensaios de flexão em placas apoiadas em lâminas metálicas e notou quatro

estágios de fadiga, a saber: formação de fissuras na base da placa, crescimento progressivo das fissuras e formação de malhas, formação de fissuras reais e ruptura completa da estrutura.

2.10. Métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis

Dimensiona-se um pavimento para que as repetições de carga causadas pelos eixos dos veículos não causem um trincamento excessivo na camada de revestimento devido à fadiga dentro do período de vida do projeto. Além disso, visa-se garantir que as camadas que compõem o pavimento tenham espessura suficiente para que não haja afundamento nas trilhas das rodas (Franco, 2007).

Em um dimensionamento, espera-se que a estrutura do pavimento seja adequadamente projetada, evitando que se atinjam prematuramente os valores admissíveis de qualquer um dos índices que estime o dano acumulado ou suas condições de serventia (FRANCO, 2007, p. 01).

Para todos os métodos de dimensionamento o fator ruptura é considerado essencial para o projeto e, portanto, seu significado deve ficar bastante claro quando a proposição de uma estrutura é feita.

Há dois tipos de ruptura de pavimentos: estrutural e funcional. A ruptura estrutural é o colapso total, ou de uma camada, da estrutura do pavimento. Quando um pavimento sofre ruptura estrutural, o mesmo se torna incapaz de sustentar qualquer tipo de carregamento na superfície. Por outro lado, ruptura funcional pode ou não vir acompanhada da ruptura estrutural, e é caracterizada pelo desconforto quando os veículos se deslocam no pavimento, além da diminuição da segurança, aumento da probabilidade de aquaplanagem e trincamentos excessivos (YODER E WITCZAK ,1975 *Apud* FRANCO, 2007).

O grau de qualquer um dos tipos de ruptura no pavimento é muito variável e muda conforme a pessoa que está fazendo a análise. Muitos são os determinantes para que um pavimento sofra algum tipo de ruptura, a saber: sobrecarga do pavimento, a pressão exercida pelos pneus dos veículos na estrutura, o excessivo número de repetições de cargas e ainda fatores ambientais, como a temperatura e umidade (FRANCO, 2007).

A determinação de quando acontece a ruptura em um pavimento é bastante complexa e difícil já que tal decisão deve levar em conta a importância da via na região onde ela está inserida. Além disso, o nível de segurança esperado também é um fator de determinação.

2.10.1 Métodos Empíricos

Os métodos empíricos são baseados em observações e correlações de experimentos realizados diversas vezes para a determinação de espessuras para cada camada. Tal determinação deve seguir o critério de ruptura por deformações permanentes.

Para Mattos (2014), geralmente os métodos empíricos não precisam de muitos *inputs*, apenas o valor de CBR, que é o valor mais conhecido para tais métodos, e o volume de tráfego para o projeto, conhecido como número N.

Utilizando esses valores, protege-se excessivamente o pavimento à ruptura por cisalhamento ou às deformações oriundas do subleito e não se considera em momento algum a fadiga do revestimento asfáltico. Portanto, dimensionar um pavimento por métodos empíricos não garante que a estrutura esteja livre da ocorrência de fadiga, ou trincamento de umas ou mais de camadas que o constituem (PINTO, 1991).

No Brasil, o método empírico do DNER é utilizado para o dimensionamento de pavimentos.

2.10.1.1 Método do DNER

O método tem como fonte o trabalho escrito por W. J. Turnbull, C. R. Foster e R. G. Ahlvin, *Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*, e também resultados obtidos na Pista experimental da AASHTO (Brasil, 2006). Foi elaborado e apresentado pelo professor Murilo Lopes de Souza, do Instituto Militar de Engenharia, por volta de 1960, com última edição em 1981. Atualmente, é o método utilizado para dimensionamento no Brasil.

O método do DNER dimensiona o pavimento para que não venha a sofrer qualquer tipo de ruptura devido ao cisalhamento ou por acúmulo de deformações permanentes, mas não considera em momento algum o mecanismo de fadiga do revestimento asfáltico (PINTO, 1991).

Para o dimensionamento de um pavimento pelo método descrito, são utilizados os seguintes passos:

Capacidade de suporte do subleito:

Assim como na maioria dos métodos empíricos a capacidade do subleito é definida pelo CBR, normatizado pelo DNER sob a norma DNER-ME 049/94.

Caso seja necessária ou desejável a aplicação de um fator de segurança para o índice de suporte do subleito, utiliza-se a Equação (4), sendo a variável CBR_{IG} baseada em solos de intemperismo físico.

$$IS = \frac{CBR + CBR_{IG}}{2} \quad (4)$$

Onde:

CBR: valor obtido no ensaio de CBR realizado no laboratório;

CBR_{IG} : valor obtido na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores CBR_{IG} para aplicação de fator de segurança

Índice do Grupo (IG)	CBR_{IG}	Índice do Grupo (IG)	CBR_{IG}
0	20	7	8
1	18	8	7
2	15	9 a 10	6
3	13	11 a 12	5
4	12	13 a 14	4
5	10	15 a 17	3
6	9	18 a 20	2

Fonte: Adaptado de Souza (1981)

Tráfego

Para o dimensionamento do pavimento leva-se em consideração o tráfego. O número “N” representa as operações, ou repetições, de um eixo simples padrão (ESP) com roda dupla de 8,2t durante o período de projeto que foi escolhido para a estrutura. Muitos fatores podem vir a influenciar na determinação de tal fator pois ele é baseado em índices diretamente ligados ao volume de tráfego na rodovia que será ampliada ou construída, sendo esse um parâmetro bastante volátil que pode mudar de acordo com a situação econômica do país e até mesmo com o estado de conservação de outras rodovias que fazem parte do sistema. A Equação (5) é utilizada para o cálculo do número N.

$$N = 365 \times V_m \times P \times (FC) \times (FE) \times (FR) \quad (5)$$

Na equação:

N= número equivalente de operações do eixo padrão

V_m= Volume médio no sentido mais solicitado no ano do período de projeto

P= vida útil, em anos

FC= fator de carga

FE= fator de eixo

FR= fator climático regional

Para cálculo do volume médio (V_m) no ano de abertura, no sentido mais solicitado, fixando uma taxa de crescimento do tráfego (t%) anualmente, em progressão aritmética, tem-se as Equações (6) e (7) (Brasil, 2006):

$$V_t = 365 \times P \times V_m \quad (6)$$

$$V_m = \frac{V_1 [2 + (P-1)t/100]}{2} \quad (7)$$

Se o crescimento do tráfego for uma progressão geométrica a Equação (8) será utilizada:

$$V_t = \frac{365 V_1 \left[\left(1 + \frac{t}{100} \right)^P - 1 \right]}{t/100} \quad (8)$$

Fator de Carga (FC)

Fator de carga representa o número que multiplicado pelo número de eixos que operam, fornecerá o número de eixos equivalentes ao padrão. Balbo (2007) cita que o termo fator de equivalência de carga existe, pois, dado um pavimento idêntico, a passagem de veículos diferentes não terá o mesmo efeito destrutivo, sendo assim necessária uma comparação entre os veículos.

Os fatores de equivalência de carga podem ser calculados pelas fórmulas apresentadas na Tabela 4 (através da metodologia do *United States Army Corps of Engineers – USACE*), em função do peso permitido, ou em excesso, para cada eixo. As cargas legais máximas permitidas para cada eixo são:

- 6tf para os Eixos Simples de Roda Simples (ESRS);
- 10tf para os Eixos Simples de Roda Dupla (ESRD);
- 17tf para os eixos em Tandem-duplo (ETD);
- 25,5tf para os eixos em Tandem-triplo (ETT).

Tabela 4 - Fator de Equivalência de Carga do USACE

Tipo de eixo	Faixa de cargas (t)	Equações (P em tf)
Dianteiro simples e traseiro simples	0 - 8	$FC=2,0782 \times 10^{-4} \times P^{4,0175}$
	≥ 8	$FC=1,8320 \times 10^{-6} \times P^{6,2542}$
Tandem duplo	0 - 11	$FC=1,592 \times 10^{-4} \times P^{3,472}$
	≥ 11	$FC=1,528 \times 10^{-6} \times P^{5,484}$
Tandem Triplo	0 - 18	$FC=8,0369 \times 10^{-5} \times P^{3,3549}$
	≥ 18	$FC=1,3229 \times 10^{-7} \times P^{5,5789}$

Fonte: Brasil, 2005.

Do mesmo modo, pode-se utilizar calcular o fator de cargas através da norma americana. Segundo Balbo (2007), o guia da AASHTO (1993) apresenta fatores de equivalência para ambos pavimentos rígidos e flexíveis, os quais se baseiam no índice de serventia terminal e resistência do pavimento (número estrutural – SN). Os fatores de equivalência da AASHTO são mostrados na Tabela 5.

Tabela 5 - Fatores de equivalência da AASHTO

Tipo de Eixo	Equações (P em tf)
Simplex de rodagem simples	$FC = \left(\frac{P}{7,77} \right)^{4,32}$
Simplex de rodagem dupla	$FC = \left(\frac{P}{8,17} \right)^{4,32}$
Tandem duplo (rodagem dupla)	$FC = \left(\frac{P}{15,08} \right)^{4,14}$
Tandem triplo (rodagem dupla)	$FC = \left(\frac{P}{22,95} \right)^{4,22}$

Fonte: Brasil, 2005.

Fator de Eixo (FE)

Fator equivalente à multiplicação de um número pela quantidade de veículos compõem o tráfego para a obtenção da quantidade de eixos (PINTO e PREUSSLER, 2010). Por exemplo, se durante uma contagem na rodovia constatou-se 196 veículos categoria 3C (conforme Figura 6) veículo composto de um ESRS e um ETD, ou seja, 2 eixos), multiplica-se o número de veículos da categoria (196) pelo número de eixos (2) obtendo o fator de eixos para a categoria em questão, 392.

Tem-se que F.E é dado pela razão entre o número total de eixos e o volume médio de veículos, nunca podendo ser menor que dois.

Fator Regional (FR)

É utilizado como um fator de segurança, pois minimiza a resistência dos materiais. Atualmente, segundo Pinto e Preussler (2010) tem-se usado $FR=1$ frente aos resultados das pesquisas desenvolvidas no IPR/DNER.

Espessura do revestimento

No método do DNER as espessuras mínimas recomendadas para o revestimento asfáltico são dadas em função do número N, conforme a Tabela 6:

Tabela 6 - Espessura mínima do revestimento asfáltico

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
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

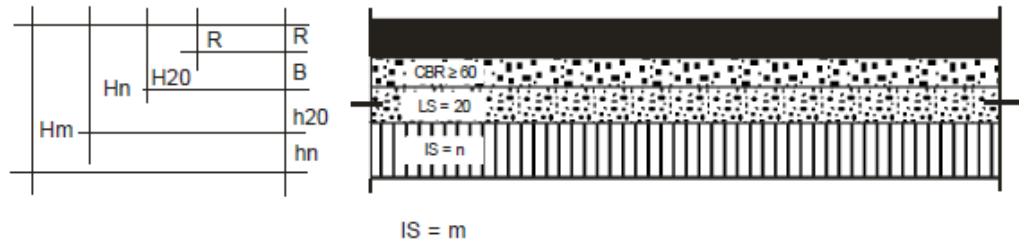
Fonte: Adaptada pelo Autor de Brasil (2006)

Cálculo da espessura do pavimento

Para o dimensionamento do pavimento utiliza-se o ábaco da Figura 10 para encontrar a espessura total do pavimento, e conseqüentemente de cada uma das camadas, em função do CBR e do número N. Considera-se sempre, que há uma drenagem superficial adequada e que o nível da água foi rebaixado a pelo menos 1,5m em relação ao greide (Brasil, 2006).

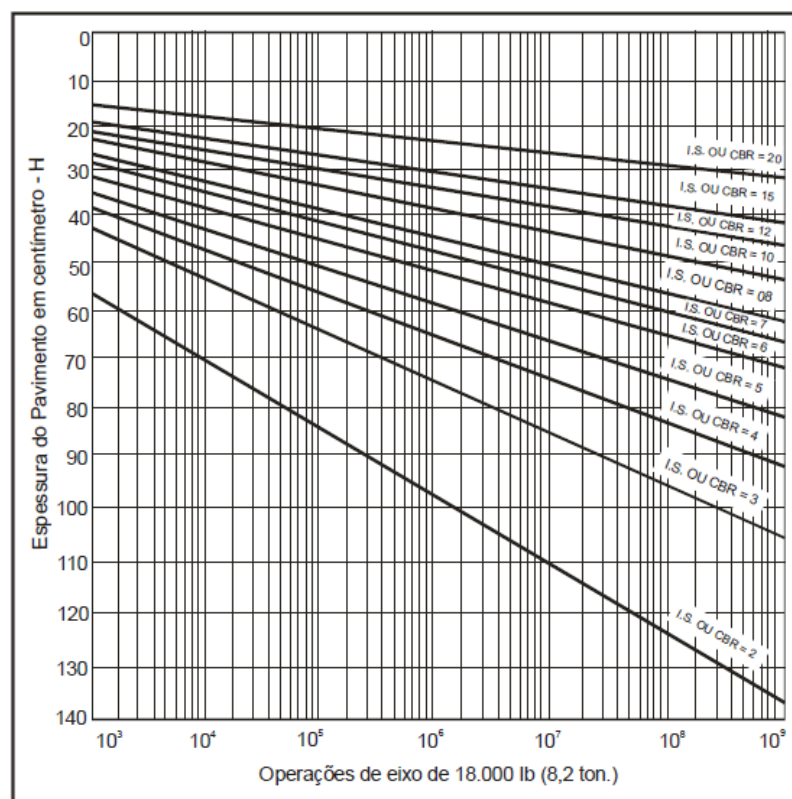
Na Figura 9 tem-se um esquema das camadas do pavimento para cálculo. No esquema H_n representa o reforço do subleito, quando necessário, h_{20} indica sub-base e B indica a base.

Figura 9 - Esquema de camadas para o dimensionamento



Fonte: Brasil (2006)

Figura 10 - Ábaco para dimensionamento de pavimentos



Fonte: Brasil (2006).

Para um melhor entendimento e simplificação, as curvas de dimensionamento podem ser escritas equação (9):

$$Heq = 77,67 \times N^{0,0482} \times CBR^{-0,598} \quad (9)$$

Depois de encontradas as espessuras pelo ábaco, utilizam-se as inequações, expostas na Equação 10, para dimensionar as espessuras das camadas da Figura 9. Nas inequações, a incógnita K representa o coeficiente de equivalência estrutural do material da camada em questão, conforme Tabela 7 (BRASIL, 2006).

$$\begin{aligned}
 RK_R + BK_B &\geq H_{20} \\
 RK_R + BK_B + h_{20} K_s &\geq H_n \\
 RK_R + BK_B + h_{20} K_s + h_n K_{Ref} &\geq H_m
 \end{aligned}
 \tag{10}$$

Tabela 7 - Coeficiente de equivalência estrutural

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto 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 à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: Brasil (2006)

Na Tabela 8 a seguir, os requisitos de valor de CBR e expansão para materiais de cada camada constituinte da estrutura de pavimento são expostos.

Tabela 8 - Requisitos de CBR e expansão para as camadas do pavimento

Camada	Órgão	CBR	Expansão	Norma
Subleito	DNIT	$\geq 2\%$	$\leq 2\%$	Manual de Pavimentação DNIT (2006)
Reforço do subleito	DNIT	$>$ subleito	$\leq 1\%$	Manual de Pavimentação DNIT (2006)
Sub-base	DNIT	$\geq 20\%$	$\leq 1\%$	Manual de Pavimentação DNIT (2006)
Base	DNIT	$\geq 80\%$	$\leq 0,5\%$	Manual de Pavimentação DNIT (2006)

Fonte: Indicada

2.10.2. Procedimento mecanístico-empírico para dimensionamento de pavimentos

O termo mecanístico faz alusão às propriedades dos materiais e envolve o cálculo da deformação do pavimento bem como a resposta às tensões a ele impostas pelas cargas de tráfego e pelo ambiente externo (Stroup-Gardiner et al., 2007). Segundo Bezerra (2004), um método é mecanístico quando utiliza os conceitos da mecânica para prever as tensões e deformações geradas pelo tráfego e pelo clima em pontos críticos ao longo da estrutura e as compatibiliza com as tensões resistentes dos materiais que serão empregados na construção do pavimento. O método utiliza funções de transferências para relacionar as respostas da estrutura às cargas de tráfego, que geram tensões, deformações e deflexões, com o surgimento de defeitos.

O guia da AASHTO (2002) diz que o termo mecanístico refere-se à aplicação dos princípios da mecânica de engenharia, o que levaria a um processo de dimensionamento racional. Para qualquer método de dimensionamento de pavimentos ser completamente racional, três elementos devem ser considerados: a teoria utilizada para prever o padrão de deformação, a avaliação das propriedades dos materiais e a determinação da relação entre a magnitude do parâmetro em questão e o nível de performance desejada (Yoder e Witczak, *Apud* AASHTO (2002)).

Ao utilizar esse método de dimensionamento, tem-se uma visão geral de como a estrutura do pavimento trabalha e é solicitada. Tal atributo permite que modificações sejam feitas na estrutura para que um desempenho melhor e mais adequado seja atingido para cada material que constitui o pavimento, e para que todas as camadas sejam solicitadas equilibradamente, diminuindo o risco de ruptura precoce caso uma das camadas constituintes seja solicitada demasiadamente (BEZERRA, 2004).

A utilização de métodos mecanísticos no dimensionamento de um pavimento é capaz de gerar uma estrutura que seja economicamente viável e ao mesmo tempo dure o tempo proposto em projeto.

Segundo Mattos (2014) as vantagens da utilização de métodos mecanísticos são a maior confiabilidade no projeto, o melhor uso dos materiais devido às suas características e a previsão de defeitos na estrutura dimensionada.

Nos dias atuais, o guia de dimensionamento da AASHTO 2002 é o maior passo em direção à uma metodologia inteiramente mecanística de dimensionamento de pavimentos. O método traz grandes mudanças sobre o seu antecessor, o 1993 *Design Guide*, dentre elas pode-se citar a análise do comportamento dos materiais para cada camada para prever deformações

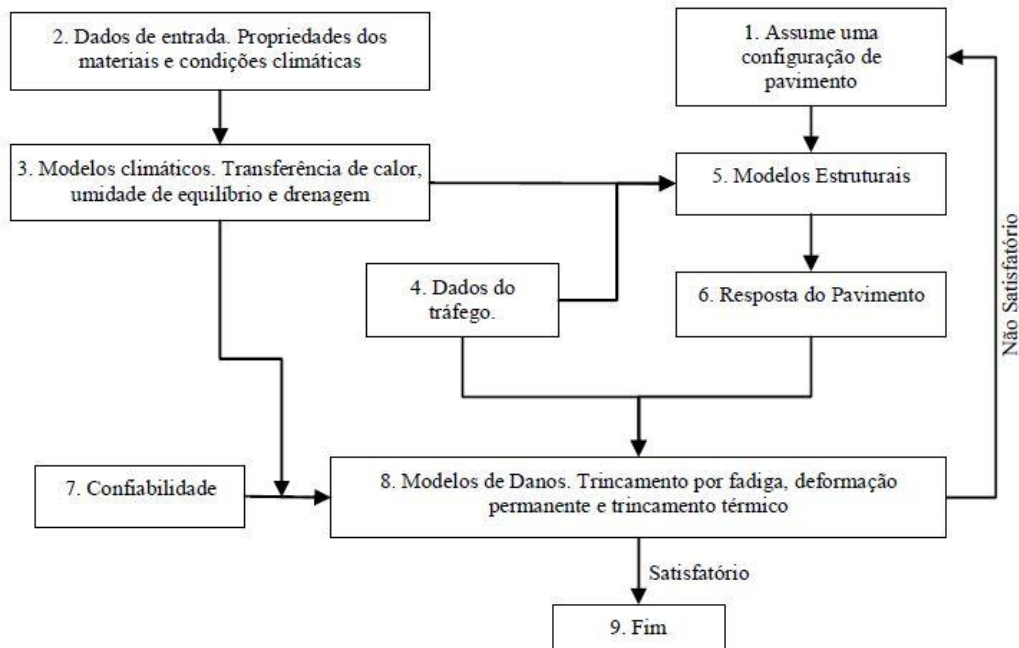
ou características que possam indicar uma mudança na performance esperada do pavimento ao longo do tempo (STOUP-GARDINER et al., 2007).

Para o dimensionamento de um pavimento utilizando métodos mecânicos-empíricos, usualmente seguem-se os seguintes passos enumerados por Franco (2007):

- 1- Coletar dados referentes aos materiais que serão utilizados na estrutura, ao tráfego e condições do ambiente;
- 2- Correlacionar dados de resistência dos materiais e tráfego e o comportamento dos materiais em função do tipo de carregamento;
- 3- Escolher as espessuras das camadas e calcular as tensões e deformações;
- 4- Relaciona os valores de tensão críticos e as deformações com os danos que as cargas repetidas poderão causar através de modelos de previsão;
- 5- Verificar se as espessuras anteriormente selecionadas satisfazem as condições de dimensionamento.

A Figura 11 mostra um fluxograma seguido para o dimensionamento através do método mecanístico-empírico.

Figura 11 - Fluxograma de dimensionamento mecanístico-empírico



Fonte: Huang (2003), adaptado por Franco (2007)

Huang (2003) explica que as propriedades mais básicas dos materiais que devem ser levadas em consideração no item 2 da Figura 11 são os módulos de resiliência tanto da mistura asfáltica quanto das camadas de base, sub-base e subleito. Ressalta também, que caso a rodovia

venha a ser construída em local onde as temperaturas e umidades tenham mudanças bastante significativas ao longo das estações do ano, não é sábio o uso do mesmo módulo de resiliência para o ano todo. Para o autor “...cada ano deve ser dividido em um número de períodos, cada um com um módulo diferente baseado nos dados de clima especificados” (Huang, 2003, p.473).

2.11 Modelos de previsão de desempenho

Yshiba e Junior (2005) colocam modelos de desempenho como sendo mecanismos utilizados para prever a condição futura de um segmento de pavimento para auxiliar na decisão de viabilidade de construção e manutenção. Soncim et al. (2014) acrescentam que modelos de desempenho ampliam as possibilidades de decisões, auxiliam na avaliação das consequências de tais além de facilitar a consistência de pareceres dentro de uma organização.

Queiroz (1984) explica em seu trabalho que por muito tempo os engenheiros rodoviários utilizaram os modelos de desempenho de pavimentos desenvolvidos, na sua maior parte, por países da América do Norte e da Europa. No entanto, os modelos devem ser um reflexo das condições às quais são aplicados, ou seja, devem ser desenvolvidos a partir de dados locais ou calibrados com tais dados. O autor ainda cita o Brasil como um exemplo da necessidade da utilização de elementos locais na calibração de modelos dado que o país possui uma variedade climática entre suas regiões, além de apresentar diferente trafegabilidade e materiais utilizados nas obras de pavimentação.

2.11.1 Tipos de modelo de previsão de desempenho

Modelos de desempenho poder ser classificados em quatro grupos, de acordo com Haas et al. (1994) *Apud* Nascimento (2005) e Soncim et al. (2014).

- Modelos mecânicos: tais modelos não possuem inferências empíricas, ou seja, as respostas e efeitos na estrutura são puramente mecânicos, a saber, tensão, deformação ou deflexão do pavimento;
- Modelos empírico - mecânicos: respostas estruturais relacionadas com dados experimentais de deterioração estrutural através de equações de regressão;
- Modelos empíricos: também conhecidos como métodos de regressão são métodos que relacionam uma variável dependente do pavimento, como por exemplo, o Índice de Serventia Atual (ISA) e o acúmulo de deformações permanentes na

trilha de roda com variáveis independentes como as solicitações do tráfego (número de aplicações equivalentes ao eixo de 8,2t), suporte do subleito e espessuras das camadas da estrutura do pavimento.

- Modelos subjetivos: são modelos desenvolvidos a partir da experiência e no conhecimento de especialistas ou engenheiros. São formalizados por processos de transição, como por exemplo, o processo de Markov, que proporciona conseguir modelos de desempenho sem a ajuda de série histórica de dados.

2.11.2 Modelos de desempenho desenvolvidos por Yshiba

Yshiba utilizou variáveis como idade, tráfego e número estrutural do banco de dados de rodovias paranaenses para desenvolver modelos de previsão de desempenho em termos de irregularidade longitudinal e deflexão máxima média (determinada com a viga Benkelman) para rodovias reabilitadas e não reabilitadas, sendo os dados utilizados para escolha das variáveis dos modelos colhidos dos anos de 1995 a 1998. Para que o autor pudesse estabelecer as equações, foi utilizada a análise de variância (ANOVA) o que permite a determinação da significância de fatores selecionados previamente e as suas interações, além de proporcionar a modelagem do desempenho de pavimentos (YSHIBA, 2003 *Apud* NASCIMENTO, 2005)

Equação de irregularidade longitudinal para pavimentos não reabilitados e avaliados em 1995:

$$IRI=2,8+0,38P(I)+0,31P(N)-0,16P(S)+0,09\times P(I)\times P(N)-0,08\times P(I)\times P(S) \quad R^2=0,75$$

(11)

Deflexão máxima recuperável de pavimentos não reabilitados e avaliados em 1995:

$$DEF=56+8,7P(I)+4,25P(N)-4,75P(S)+1,81\times P(I)\times P(S) \quad R^2=0,62 \quad (12)$$

Onde:

IRI: irregularidade longitudinal

DEF: deflexão máxima média

$$P(I) = \frac{I - 13}{8}$$

$$P(N) = \frac{N - 5 \times 10^4}{10^5}$$

$$P(S) = \frac{S - 5,5}{2}$$

I é idade, em anos;

N: número de solicitações do tráfego;

S: número estrutural corrigido.

2.11.3 Modelo de Pinto (1991)

Pinto (1991) desenvolveu uma equação a partir da análise de 82 pontos de ensaios de fadiga com tensão controlada de seis misturas betuminosas a uma temperatura de 25°C. Para obtenção dos resultados os corpos de prova foram submetidos a ensaios de compressão diametral com aplicação de 60 pulsos de carga por minuto e 0,14 segundos de duração de aplicação de carga repetida.

A calibração da equação foi realizada a partir de uma análise do comportamento de trechos da rodovia BR-101.

O modelo, o qual fornece o número de solicitações necessárias para a ruptura do corpo de prova, é representado pelas Eqs. (34) e (35):

$$N_L = 1,21 \times 10^{-8} \left(\frac{1}{\varepsilon_i}\right)^{2,66} \quad R^2 = 0,96 \quad (13)$$

$$N_{\text{lab}} = 9,07 \times 10^{-9} \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{2,65} \times \left(\frac{1}{MR}\right)^{-0,033} \quad R^2 = 0,96 \quad (14)$$

Onde:

N_{lab} : representa a vida de fadiga em laboratório;

ε_t : deformação específica de tração;

MR: módulo de resiliência da mistura betuminosa, em kgf/cm².

2.11.4 Modelo da *Shell Oil*

A seguir é apresentado o modelo de previsão de desempenho que é utilizado no método da Shell. Pinto e Preussler (2010) colocam a seguinte equação:

$$N_f = 6,85 \times 10^{-2} \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{5,671} \left(\frac{1}{E}\right)^{2,363} \quad (15)$$

Onde:

N_f : Número de repetições de carga para a ruptura por fadiga

E: Módulo complexo da camada betuminosa, em psi.

Et: Deformação de tração na fibra inferior do revestimento, cm/cm.

2.11.5 Modelo do *Asphalt institute* – MS-1

Segundo Franco (2007) a equação do modelo dado modelo de desempenho é incorporada ao manual de dimensionamento de rodovias do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos.

$$N_f = 18,4 \cdot C [4,325 \times 10^{-3} \cdot \epsilon^{-3,291} \cdot E^{-0,854}] \quad (16)$$

Onde:

N_f: número equivalente de solicitações da carga do eixo padrão rodoviário, considerado como terminal no que tange ao trincamento por fadiga da camada de concreto asfáltico.

Et: máxima deformação específica horizontal de tração na face inferior da camada de concreto asfáltico, cm/cm;

E: módulo dinâmico do concreto asfáltico, psi.

F_o = 18,4 – fator laboratório-campo.

Para que o modelo se tornasse mais abrangente e incorporasse o efeito dos vazios na mistura do betume e o teor volumétrico de betume, introduziu-se o fator C:

$$C = 10^m$$

$$m = 4,84 \left[\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0,69 \right]$$

Onde:

V_b: volume de betume expresso como percentagem do volume total da mistura betuminosa.

V_v: Volume de vazios ocupado pelo ar, expresso como percentagem do volume total da mistura betuminosa

Pinto e Preussler (2010) colocam que para concretos asfálticos bem projetados tem-se V_b= 11% e V_v= 4% m=0,21 e C=1,622

O modelo desenvolvido acima é utilizado no método de dimensionamento da Shell Pavement Design Method e também for incorporado ao programa PAVE e AYMA (FRANCO, 2007).

2.11.6 Deformação limite no topo do subleito

Motta (1991) estabelece para encontrar a tensão vertical máxima atuante no subleito da estrutura de pavimento uma equação que, de acordo com a autora, é de autoria de Heukelom e Klomp de 1962. Franco (2007) coloca que o modelo faz parte do programa PAVE, desenvolvido por ele mesmo, que auxilia na análise de pavimentos.

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006Mr}{1+0,7\log N} \quad (17)$$

Onde:

σ_{adm} : tensão vertical admissível no topo do subleito, em kgf/cm²;

Mr: módulo de resiliência do material que compõe o subleito, em kgf/cm²

N: número de aplicações de carga.

2.11.7 Modelos obtidos por Franco (2007)

A partir de um levantamento de dados de ensaios de carga repetida à tensão controlada nos laboratórios da COPPE e de trabalhos científicos publicados, Franco (2007) desenvolveu modelos de previsão de fadiga para as misturas asfálticas. Dentre as amostras analisadas, um total de 675 resultados de ensaio de fadiga foram utilizados sendo que os corpos de prova haviam sido moldados com ligantes tradicionais, ligantes modificados por polímero e com asfalto borracha.

O modelo de fadiga para as misturas asfálticas com ligantes tradicionais é expresso na equação 39 (FRANCO, 2007).

$$N_{lab} = 1,904 \times 10^{-6} \times \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{2,821} \times \left(\frac{1}{MR}\right)^{0,74} \quad R^2 = 0,805 \quad (18)$$

O modelo de fadiga para misturas asfálticas com ligantes modificados com polímeros SBS ou EVA é representado na equação 40 (FRANCO, 2007).

$$N_{lab} = 4,455 \times 10^{-7} \times \left(\frac{1}{\epsilon_t}\right)^{3,798} \times \left(\frac{1}{MR}\right)^{1,493} \quad R^2 = 0,813 \quad (41)$$

Onde:

N_{lab} : vida de fadiga em laboratório;

MR: módulo de resiliência da mistura asfáltica, em Mpa; e

ϵ_t : deformação específica de tração.

2.12 Calibração dos modelos de desempenho

Queiroz (1984) expõem que os modelos de previsão de desempenho não são transferíveis e possuem certas limitações. De acordo com o autor, os modelos devem refletir as condições nas quais serão aplicados e que o banco de dados utilizado na sua elaboração deve ser local.

A calibração dos modelos de previsão de danos nas estruturas de pavimentos é considerada a fase empírica do método racional que ora se encontra em pesquisa e em muitos casos já em implantação em todo o mundo (FRANCO, 2007 p.208).

Franco (2007) aponta que para a correta calibração de um modelo de previsão de desempenho deve-se levar em conta a qualidade dos materiais presentes na região além dos fatores ambientais. Também ressalta ser de suma importância a utilização de dados de comportamento de pavimentos em trechos experimentais ou em simuladores de tráfego.

No Brasil, os primeiros acompanhamentos em trechos experimentais começaram com uma parceria entre a COPPE e o CENPES. Um dos principais objetivos era a coleta de dados de desempenho de alguns trechos de pavimento além de verificar como os pavimentos se comportavam ao envelhecimento das misturas asfálticas (MOTTA E LEITE, 2002 *Apud* FRANCO, 2007).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

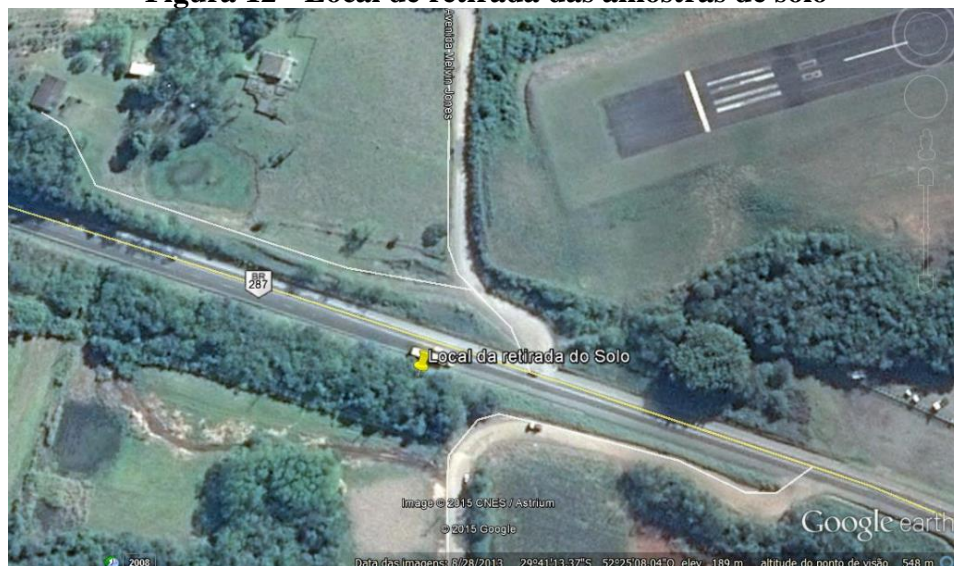
No seguinte capítulo apresenta-se a metodologia utilizada para caracterização e classificação dos solos estudados. Ainda, expõem-se os meios utilizados para análise das estruturas de pavimento utilizadas nessa pesquisa.

Através de uma abordagem quantitativa, valores de tensões, deformação específica e vida de fadiga são expostos em gráficos para melhor entendimento.

3.1 Descrição do local de coleta das amostras de solo

O local de retirada da amostra de solo está localizado no bairro Jardim Europa, na cidade de Santa Cruz do Sul, no Vale do Rio Pardo. Sua localização geográfica é latitude $-29^{\circ}41'14''$ e longitude $52^{\circ}25'08''$, conforme Figura 12 (Google Earth, 2014). O local de estudo está inserido em uma região de Depósitos Relacionados a Barreiras-holocênicas, composto por areia grossa a fina, cascalho e sedimento siltico-arenoso, em calhas de rio e planícies de inundação.

Figura 12 - Local de retirada das amostras de solo



Fonte: Google Earth (2014)

O ponto de coleta encontra-se dentro da faixa de duplicação da RSC-287, sendo que a obra inicia no km 97,7 acaba no 101,9. Mais um quilômetro da praça de pedágio de Venâncio Aires, que vai do km 86,7 ao 87,7 (Governo do Estado do Rio Grande do Sul, 2015).

3.1.1 Coleta e armazenagem da amostra

A coleta das amostras deformadas foi feita utilizando uma pá de corte e acondicionada para transporte em sacos plásticos. No total, foram retirados cerca de 150kg de solo, que posteriormente foram armazenados no laboratório de solos e pavimentação da Universidade de Santa Cruz do Sul para destorroamento e secagem. A Figura 13 mostra o talude do qual os solos foram coletados.

Figura 13 - Representação do talude de retirada de materiais



Fonte: Acervo do autor, 2015.

Pela Figura 15 nota-se a presença de dois tipos distintos de solo de horizontes diferentes. O solo 1, localizado no horizonte A, possui coloração mais avermelhada e aparentemente mais argiloso, ao passo que o solo 2, presente no horizonte B, tem aparência mais granular e de cor pálida.

3.2 Ensaios de caracterização

Após a secagem e destorroamento do solo, iniciaram-se os ensaios de caracterização dos solos em questão para que se pudesse classificá-los através das metodologias tradicionais. Os solos foram submetidos aos ensaios granulométricos, limites de Atterberg e peso específico dos grãos. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Solos e Pavimentação da Universidade de Santa Cruz do Sul.

Para a realização dos ensaios no laboratório foram utilizadas as seguintes normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT):

- ABNT 6457/1986 – Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- ABNT NBR 7181/1984 – Análise granulométrica;
- ABNT NBR 6459/1984 – Determinação do limite de liquidez;
- ABNT NBR 7180/1984 – Determinação do limite de plasticidade.

3.2.1 Ensaio de granulometria

A análise granulométrica tem como principal objetivo a obtenção da curva de granulometria do solo que está sendo analisado. Nesse trabalho foram empregados dois métodos para a determinação da granulometria do solo: por peneiramento e por sedimentação. Os ensaios foram realizados de acordo com os procedimentos da ABNT NBR 7181/1984 – Análise granulométrica.

Previamente à realização dos ensaios para determinação da granulometria do solo utilizado nesse trabalho realizou-se o destorroamento após o solo estar seco.

Primeiramente peneirou-se o material pela peneira de abertura 2,0 tomando cuidado para reter somente os grãos com diâmetro maior que a abertura. Posteriormente, o material retido na peneira 2mm foi lavado para a retirada de finos e levado à estufa para secagem, para então ser utilizado no peneiramento grosso, consistindo em passar o mesmo pelas peneiras de 50, 30, 25, 19, 9,5 e 4,8 mm.

Para a etapa de ensaio de sedimentação tomaram-se três porções de 70 g cada de solo que passou na peneira de abertura 2 mm. Em seguida as amostras foram transferidas para um béquer, conforme verifica-se na Figura 14, onde adicionou-se, com ajuda de uma proveta, defloculante. As amostras ficaram em repouso por 12 horas, como estabelecido pela ABNT NBR 7181/1984.

Figura 14 - Béqueres contendo amostras de solo com defloculante



Fonte: Acervo do autor, 2015.

Após o tempo de espera de 12 horas transferiu-se a amostra para o copo de dispersão adicionando água destilada e submeteu-se a amostra à dispersão do aparelho por aproximadamente 15 minutos (Figura 15).

Figura 15 - Amostra em dispersão



Fonte: Acervo do autor, 2015.

Uma proveta de 1000cm³ recebeu a amostra após ser dispersada e água destilada foi adicionada até o traço correspondente ao volume de 1000cm³. Transferiu-se a proveta para um local com temperatura controlada como visto na Figura 16.

Figura 16 - Sedimentação da amostra

Fonte: Acervo do autor, 2015.

Iniciou-se então a sedimentação. As leituras dos valores dos densímetros foram efetuadas nos tempos estipulados pela norma: 0,5min, 1 min, 2 min. Após fez-se as leituras subsequentes de 4, 8, 15, 30 minutos, 1, 2, 4, 8, e 24 horas, sempre contando do início do processo de sedimentação. Ao final, verteu-se o material na peneira 0,075mm e lavou-se a amostra retida para retirada de todo o material aderente.

O material retido na peneira 0,075 foi utilizado no peneiramento fino do solo. O mesmo foi passado nas peneiras de 1,2; 0,6; 0,25; 0,15; 0,075 mm.

O procedimento descrito acima foi realizado para as três amostras de 70g do material passante na peneira de abertura 2 mm para ambos os solos coletados.

3.2.2 Limite de liquidez (LL)

O ensaio de limite de liquidez mede a resistência ao cisalhamento de uma maneira indireta para um teor de umidade determinado. A resistência é medida através do número de golpes que são necessários para que haja rompimento dos taludes da amostra e, conseqüentemente, o fechamento da abertura do cinzel. O procedimento é de acordo com a ABNT NBR 6459/1984.

O limite de liquidez representa a passagem do solo do estado plástico para o estado líquido, ou seja, se a umidade estiver acima do limite de liquidez o solo tem comportamento líquido.

Para a realização do ensaio foi necessário que as amostras de solo estivessem devidamente preparadas de acordo com a NBR 6457/1986. Através do peneiramento na peneira de nº40 (0,42mm) obteve-se 300g de cada solo a ser utilizado no ensaio.

Após o peneiramento, colocou-se o solo em um prato de porcelana e adicionou-se uma certa quantidade de água até que o solo formasse uma pasta com homogeneidade e consistência. Uma porção da pasta foi então colocada na concha do aparelho de Casagrande, tomando cuidado para que o solo estivesse livre de bolhas de ar. A amostra colocada no equipamento foi nivelada com a ajuda de uma espátula até que se obteve, na parte mais grossa da amostra, uma altura de 1cm, levando o excesso de solo de volta ao prato de porcelana. Com a ajuda de um cinzel fez-se um corte e abriu-se uma ranhura no meio da amostra, dividindo-a em duas partes iguais. O ensaio teve início e consiste em girar a manivela do equipamento em movimentos constantes, provocando quedas de 1cm no prato. Registrou-se o número de golpes necessários para que os bordos da ranhura realizada com o cinzel se tocassem novamente.

Parte da amostra foi retirada do prato do equipamento e colocada em uma cápsula de alumínio com massa conhecida e devidamente identificada. Na sequência, a amostra de solo foi levada para a estufa por cerca de 24 horas. Posteriormente foi encontrada o teor de umidade no solo dividindo-se a massa de água pela massa de solo.

O teste deve ser realizado com diferentes quantidades de massa de água, no mínimo 3 de acordo com a NBR. O limite de liquidez é o índice de umidade correspondente a 25 golpes.

3.2.3 Limite de plasticidade (LP)

O limite de plasticidade corresponde à passagem do solo do estado plástico para o estado quebradiço. O teor de umidade é mínimo, sendo a coesão pequena permitindo a deformação, mas também alta o suficiente para garantir a manutenção da forma adquirida.

Assim como no ensaio de limite de liquidez, a amostra utilizada no ensaio de LP deve ser preparada seguindo a NBR 6457/1986. O procedimento do ensaio foi realizado de acordo com a NBR 7180/1984.

Peneirou-se uma quantidade de solo através da peneira de nº40 para a obtenção de 100g de material. Colocou-se a amostra em um prato de porcelana adicionando água de modo que,

após realizar a homogeneização da mistura, o solo adquirisse uma consistência plástica, conforme Figura 17.

Figura 17 - Homogeneização para ensaio de LP



Fonte: Acervo do autor, 2015.

Em seguida, retirou-se uma parte da amostra. Rolou-se a amostra sobre uma placa de vidro esmerilhado, conforme a Figura 18. Segundo a norma da ABNT, se a amostra fissurasse antes de atingir o diâmetro de 3mm dever-se-ia retornar a amostra para o prato e adicionar a quantidade de água necessária e refazer o ensaio. Repetiu-se o passo anterior e se a amostra rompesse com o diâmetro de 3mm, deveria ser levada ao forno para determinação da umidade. Deve-se realizar esses procedimentos no mínimo 3 vezes (ABNT NBR 7180:1984).

Figura 18 - Ensaio de LP



Fonte: Acervo do autor, 2015.

3.3 Ensaio de Compactação Proctor

O ensaio Proctor foi executado para determinar a umidade ótima dos solos e o peso específico aparente seco máximo dos mesmos. A norma regulamentadora do ensaio Proctor é a NBR 7182/1986, sendo essa a norma seguida para a realização do ensaio.

Primeiramente selecionou-se 9kg de cada material passante na peneira 4,8mm (3kg para cada ensaio) e pesou-se os cilindros utilizados no ensaio. Posteriormente adicionou-se água à amostra de solo, sendo o volume em torno de 5% abaixo da umidade ótima.

Procedeu-se para a homogeneização da mistura solo-água, Figura 19, colocando a amostra homogênea no molde. A compactação foi realizada em três camadas iguais onde 26 golpes (número de golpes especificado no capítulo 4 da NBR) foram aplicados de maneira distribuída.

Figura 19 - Homogeneização da amostra de solo



Fonte: Acervo do autor, 2015.

Após a compactação, retirou-se o cilindro complementar e realizou-se o arrasamento da amostra na altura do cilindro como mostrado na Figura 20. O conjunto cilindro-solo úmido foi pesado. O solo foi extraído do cilindro utilizando-se o extrator de amostras, Figura 21. A amostra de solo foi então cortada ao meio para que uma quantidade de solo fosse retirada do interior do corpo de prova e levada ao forno para secagem para a determinação do teor de umidade no solo. O material remanescente é, teoricamente, peneirado novamente na abertura de 4,8mm e adicionado ao restante da amostra inicial. Outros procedimentos foram realizados com diferentes teores de umidade e incrementos de 90ml de água.

Figura 20 - Arrasamento do corpo de prova



Fonte: Acervo do autor, 2015.

Figura 21 - Amostra sendo extraída



Fonte: Acervo do autor, 2015.

O ponto mais alto da curva de compactação representa o peso específico aparente seco associado a um teor de umidade, que representa a umidade ótima do solo em questão. Na umidade ótima é onde se obtém a melhor compactação do solo, por isso o topo do gráfico representa o peso específico máximo do solo.

3.4 Índice de Suporte Califórnia (ISC) – California Bearing Ratio (CBR)

O ensaio do Índice de Suporte Califórnia foi realizado para constatar se o solo analisado tem capacidade para desempenhar as funções em obras de pavimentação.

A norma da ABNT utilizada na realização do ensaio foi a NBR 9895/1987 – Índice de Suporte Califórnia. O ensaio tem como objetivo a obtenção do número de CBR e a expansão do solo em questão.

Primeiramente pesou-se 10kg (5kg para cada corpo de prova) de solo passante na peneira de abertura 4,8mm para a realização da primeira etapa do teste: o ensaio de compactação. A energia de compactação, de acordo com a norma, pode ser normal (12 golpes por camada), intermediária (26 golpes por camada) e modificada (55 golpes por camada).

Adicionou-se água à massa de solo passante na peneira de abertura 4,8mm, com ajuda de uma proveta. A quantidade de água foi suficiente para que a mistura ficasse na umidade ótima, teor onde o peso específico aparente seco do solo assume o valor máximo. Após, pesaram-se os cilindros e fez-se a medição dos mesmos para a obtenção do volume. Na sequência, fixou-se o molde cilíndrico na base e o disco espaçador foi inserido, seguido de um papel filtro em seu topo. Iniciou-se o procedimento de compactação adicionando-se a primeira das cinco camadas a serem compactadas na energia normal com o soquete de 4,536kg. De acordo com a NBR 9895/87 os golpes de soquete devem ser perpendiculares ao solo e distribuídos sobre a superfície. Depois da compactação das cinco camadas retirou-se o cilindro complementar e com o auxílio de uma régua biselada procedeu-se para o arrasamento do excesso. Em seguida, o conjunto cilindro/base/solo úmido, Figura 22, foi pesado para a obtenção da massa úmida de solo compactado (ABNT NBR 9895/1987).

Figura 22- Solo compactado



Fonte: Acervo do autor, 2015.

A próxima fase do ensaio de ISC é a de expansão. Utilizando-se o corpo de prova compactado previamente, o disco espaçador foi retirado do cilindro e o molde, invertido e novamente fixado no prato-base perfurado. No espaço antes ocupado pelo disco espaçador colocou-se um prato perfurado com haste de expansão e mais dois discos anelares com massa de 4540g. Apoiou-se a haste do extensômetro na haste do prato perfurado e anotou-se a leitura inicial, que foi zero. Os corpos de prova foram submergidos em um tanque por quatro dias, para representar a saturação do solo, conforme Figura 23.

Figura 23 - Corpos de prova em imersão



Fonte: Acervo do autor, 2015.

A última fase é o ensaio de penetração, Figura 24. No ensaio os corpos de prova foram levados para a prensa com as mesmas sobrecargas do ensaio de expansão. Realizou-se o ajuste

do conjunto na prensa bem como o assentamento do pistão no solo. Acionou-se a prensa com velocidade de 1,27mm/min e realiza-se as leituras de pressão em função da penetração do pistão no solo (ABNT NBR 9895/1987).

Figura 24 - Corpo de prova submetido à penetração



Fonte: Acervo do autor, 2015.

3.5 Classificação dos solos

No presente trabalho classificar-se-á o solo de acordo com a metodologias apresentadas nos itens a seguir, SUCS e AASHTO, conforme item 2.4.2 deste trabalho.

3.5.1 Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS

Sistema proposto por Casagrande em 1942. Esse sistema classifica o solo em dois grandes grupos: solos de granulometria grossa e solos de granulometria fina.

Para classificar o solo pelo SUCS foi necessário saber a percentagem de pedregulho (fração retida na peneira nº4), de areia (fração retida na peneira nº200), de silte e argila, além de saber o coeficiente de uniformidade (C_u) e de curvatura (C_c) e os Limites de Atterberg. A tabela para classificação pelo SUCS, com as fórmulas de C_c e C_u , se encontra na Figuras 5 e 6 desta pesquisa.

3.5.2 American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO

Os solos são classificados pelo sistema AASHTO de acordo com a Figura 7. Na tabela deve-se fazer a classificação da direita para esquerda, ou seja, o primeiro grupo da direita para esquerda em que todos os parâmetros se enquadrarem será o grupo ao qual o solo pertence.

3.6 Ensaio triaxial de cargas repetidas

O ensaio triaxial é executado para a obtenção do módulo de resiliência dos solos que serão empregados na estrutura do pavimento. A norma brasileira para o ensaio de carga repetida é DNIT 134/2010 – ME.

Utilizando os parâmetros de compactação obtidos nos ensaios de compactação (umidade ótima e massa específica aparente seca), moldou-se os corpos de prova que serão utilizados no ensaio. O cilindro utilizado na moldagem dos corpos de prova possui dimensões de 10x20cm e é envolvido por uma membrana comumente chamada de “membrana de sacrifício”, exemplificado na Figura 25. A compactação foi realizada em cinco camadas com espessura de 4cm cada uma.

Figura 25 - Cilindro utilizado no ensaio triaxial



Fonte: Acervo do autor, 2015.

Após moldados os corpos de prova foram levados à câmara triaxial, conforme Figura 26, onde passaram por uma fase de condicionamento para regularizar o material para o ensaio. Uma série de pares de tensões, determinadas pela norma, foi então aplicada ao solo através de

um sistema pneumático de ar comprimido. O registro das pressões é feito por um computador que automaticamente calcula os módulos de resiliência do solo para cada tensão desvio. Um dispositivo, o LVDT, era responsável por registrar as diferenças de altura quando o corpo de prova sofria deformação. Vale ressaltar que normalmente dois LVDTs são utilizados para que se tenha uma média na plotagem do gráfico de módulo de resiliência, no entanto, o aparelho triaxial do Lapav possuía apenas um dispositivo pois havia interferência quando dois eram utilizados.

O teste era finalizado quando a deformação no solo era excessiva fazendo com que houvesse perda da capacidade de suporte do mesmo, conforme Figura 27. Após o final de cada ensaio a amostra era destorroada e amostras retiradas para que se obtivesse o teor de umidade da mesma.

Figura 26 - Corpo de prova na câmara triaxial



Fonte: Acervo do autor, 2015.

Figura 27 - Corpo de prova após finalização do ensaio



Fonte: Acervo do autor, 2015.

3.7 Dimensionamento do pavimento flexível pelo método do DNER

Após a obtenção dos parâmetros físicos e mecânicos do solo, o dimensionamento do pavimento poderá ser feito caso os parâmetros sejam satisfatórios. O método do DNER baseia-se principalmente nos fatores de número N e valor de CBR, sendo assim, após realizar o ensaio de CBR e obter o seu valor, deve-se proceder para a obtenção do número de repetições equivalente ao eixo padrão (8,2t).

3.7.1 Obtenção do Número N

O número N representa as repetições de carga que equivalem ao eixo rodoviário padrão de 8,2t. O cálculo do dado termo depende de fatores como o volume médio de tráfego no sentido com maior solicitação (V_m), vida útil de projeto (P), fator de carga (FC), fator de eixos (FE) e do fator climático da região estudada (FR).

Neste trabalho, os dados estatísticos de tráfego foram obtidos através da contagem de veículos feita pela Empresa Gaúcha de Rodovias, ou EGR. Os números utilizados provêm da praça de pedágio na cidade de Venâncio Aires e foram utilizados para determinação dos fatores de volume médio, fator de eixo, fator de carga e, posteriormente, no dimensionamento da estrutura do pavimento.

3.7.1.1 Volume médio (Vm)

O cálculo do volume médio pode ser feito através de dados estatísticos ou até mesmo dados econômicos da região estudada. Deve-se ter em mente que caso a construção seja uma via completamente nova, o tráfego de outras vias já existentes no local poderá ser desviado para a nova devido à melhor qualidade de rodagem oferecida. Além disso, tem-se a opção de considerar uma taxa de crescimento para o período de vida útil da rodovia que poderá ser linear ou exponencial.

Para os crescimentos linear e geométrico calculam-se o volume médio ou total pelas Equações (6) a (8).

3.7.1.2 Fatores de Carga e de Eixo (FE e FC)

Primeiramente, para o cálculo dos fatores será necessária caracterização do tráfego da rodovia. O volume de tráfego terá como base o fluxo observado na RSC-287, principal rodovia da região. Os valores serão aproximados de acordo com a contagem de veículos que passam pelas praças de pedágio de Candelária e Venâncio Aires.

Para calcular o FC com o método da USACE com tabela apresentada por Pinto e Preussler (2010 p. 136), os passos a seguir foram seguidos:

1. Obteve-se o estudo de tráfego da rodovia com os automóveis classificados conforme a Figura 6, e excluindo os veículos de passeio calcula-se o número total de veículos computados.
2. Computou-se a quantidade de veículos que possuem ESRS, ESRD, ETD e ETT, que são os eixos mais comuns para ônibus, caminhões e reboques;
3. No terceiro passo foi realizado o cálculo da porcentagem (frequência), no tráfego total, da quantidade de veículos para os quatro tipos de eixos citados no passo anterior;
4. Após, de posse das cargas permitidas, ou em excesso, para cada tipo de eixo, calculou-se o FC, em função da carga, dos quatro tipos eixos de acordo com as equações da Tabela 3;
5. Por fim foi feita a multiplicação dos valores das porcentagens encontradas no passo 3 com os FC encontrados no passo 4. Somaram-se os valores encontrados para obter o fator de equivalência de carga total e divide-se o valor por 100.

O fator de eixos foi dado pela multiplicação da quantidade de eixos de cada categoria de veículos, pelo número de veículos que compõem o tráfego na rodovia. Ao final, somaram-se o total de eixos de cada categoria e dividiu-se pelo número de veículos. Vale lembrar que o fator de eixos nunca pode ser menor que dois.

De posse dos valores de V_m , P , FC , FE e FR (considerado 1 pelas pesquisas IPR/DNER) calculou-se o número N da rodovia, utilizando a Equação 5.

3.7.1.3 Dimensionamento do pavimento a ser estudado

Para o dimensionamento do pavimento pelo método do DNER primeiramente definiu-se a espessura do revestimento asfáltico de acordo com o número N encontrado previamente, conforme Tabela 5.

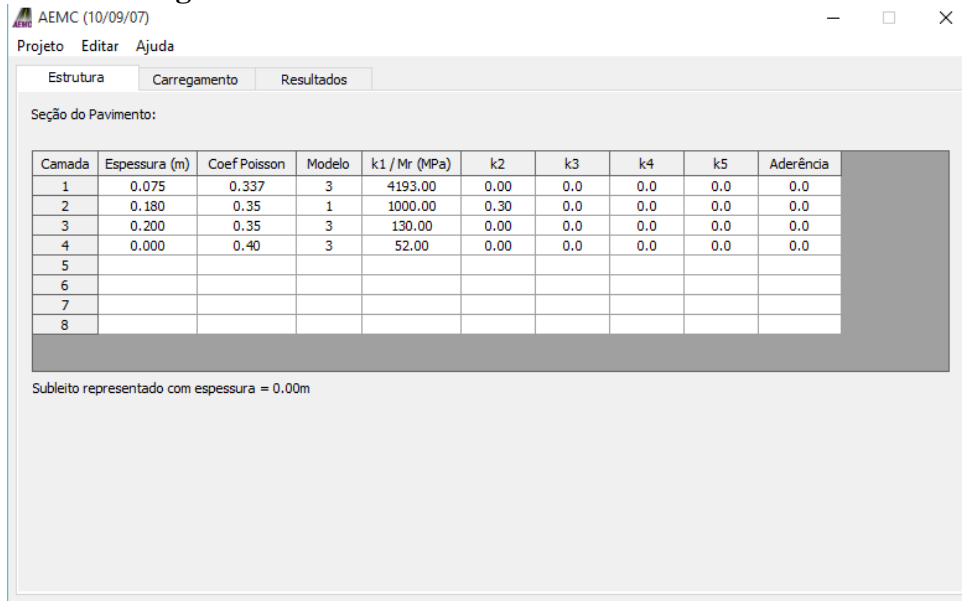
A espessuras do restante das camadas que compuseram o pavimento foram calculadas de acordo com o ábaco da Figura 12. Os valores de CBR para a base, sub-base e, se necessário, reforço do subleito foram determinados através de bibliografia, enquanto o valor de CBR para o subleito foi determinado por ensaio de laboratório. Os coeficientes estruturais serão retirados da Tabela 6, utilizando-se 2 para revestimento e 1 para as demais camadas.

3.8 Análise do pavimento

Após o dimensionamento do pavimento flexível pelo método do DNER a ferramenta AEMC do programa SisPav foi utilizada para que testes pudessem ser feitos na estrutura. Como parte integrante do programa desenvolvido por Franco (2007) a ferramenta AEMC faz uma análise elástica do pavimento afim de determinar as tensões e deformações na estrutura. Além disso, foi escolhido um modelo de previsão de desempenho desenvolvido por Salomão Pinto, exemplificado na Eq. 35, para auxiliar na determinação do número N necessário para o trincamento do revestimento, determinando a vida de fadiga da camada.

Na Figura 28 é apresentada a interface inicial da ferramenta utilizada nesta pesquisa. Nela podem ser inseridas as dimensões de cada camada constituinte do pavimento, em um total máximo de 8 camadas, além das propriedades dos mesmos tais como módulo de resiliência, coeficiente de Poisson e os fatores “ k ”.

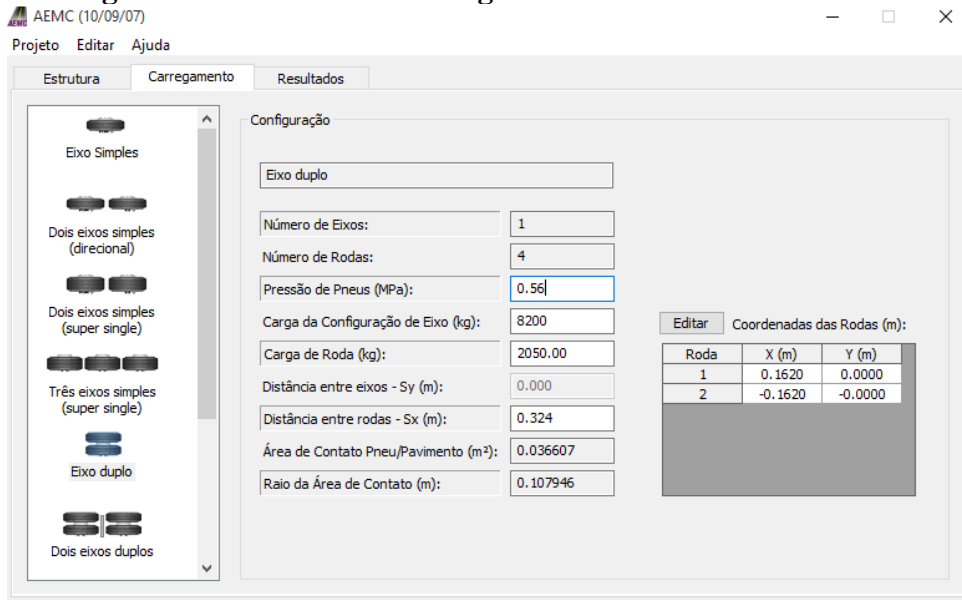
Figura 28 - Interface inicial da ferramenta AEMC



Fonte: Acervo do autor, 2015.

O carregamento da estrutura é feito na aba “Carregamento”, conforme Figura 29. Nesta pesquisa utilizou-se o carregamento de um eixo padrão, 8,2 toneladas, e pressão dos pneus de 0,56 kPa.

Figura 29 - Interface de carregamento da ferramenta AEMC



Fonte: Acervo do autor, 2015.

Os resultados são obtidos a partir na aba “Resultados”, conforme Figura 30. Nesta aba são inseridos os pontos nos quais o usuário deseja que sejam calculadas as tensões e

deformações da estrutura. Também, é escolhido o número de interações que se deseja que o programa realize. Nesta pesquisa foram realizadas 10 interações para os pontos mostrados na figura supracitada.

Figura 30 - Aba de resultados da ferramenta AEMC

AEMC (10/09/07) - Nova estrutura.pAE

Projeto Editar Ajuda

Estrutura Carregamento Resultados

Iterações: 10

Ponto	X (m)	Y (m)	Z (m)	Ux (µm)	Uy (µm)	Uz (µm)	Sx (MPa)	Sy (MPa)	Sz (MPa)
1	0.0000	0.0000	0.0000						
2	0.0000	0.0000	0.0999						
3	0.1620	0.0000	0.0999						
4	0.0000	0.0000	0.4700						
5	0.1620	0.0000	0.4700						
6									
7									
8									
9									
10									
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									

Fonte: Acervo do autor, 2015.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

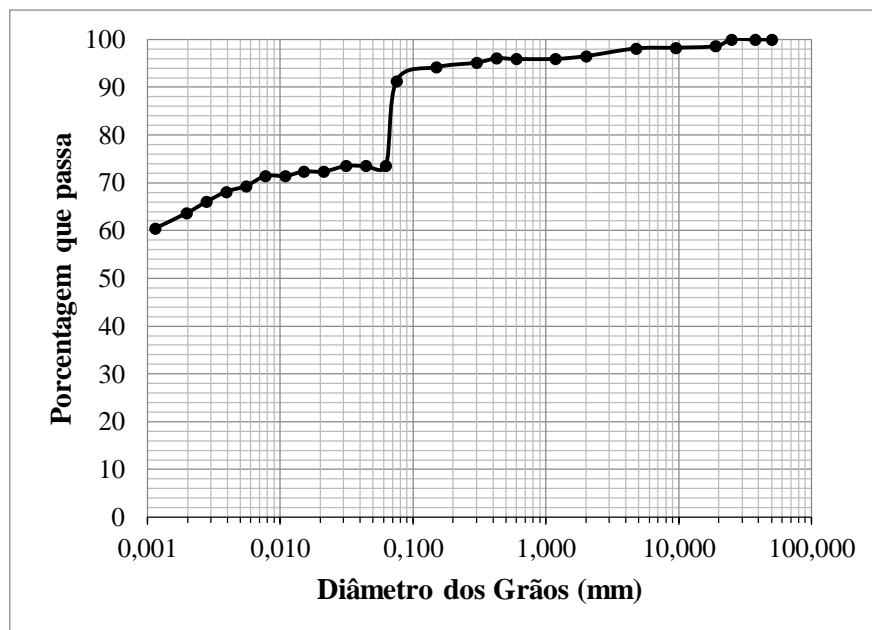
Após a realização dos ensaios para a caracterização do solo, iniciou-se a etapa de análise dos resultados. Os ensaios de granulometria e Limites de Atterberg permitiram a classificação do solo através das metodologias tradicionais, SUCS e AASHTO, além da obtenção do índice de plasticidade.

O ensaio de compactação Proctor forneceu a umidade ótima do solo estudado bem como o peso específico aparente seco máximo do mesmo. Posteriormente ao ensaio de compactação o ensaio CBR determinou a resistência do solo em relação a um material padrão e também a expansão do solo quando saturado. Por último, foi realizado o ensaio triaxial de cargas repetidas para determinar o módulo de resiliência dos solos.

4.1 Ensaios de caracterização

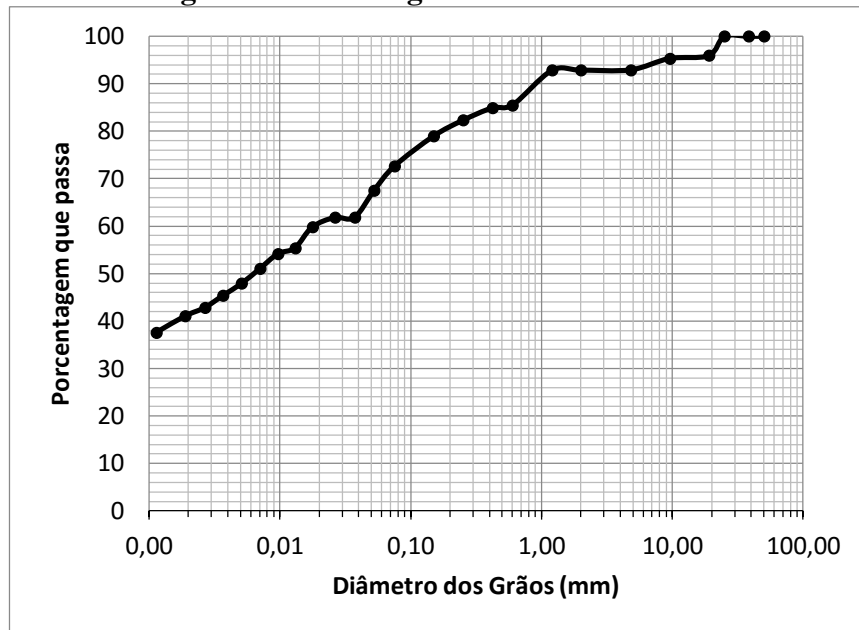
Para a classificação dos solos, os ensaios de granulometria e limites de Atterberg foram realizados. O ensaio de granulometria foi dividido em peneiramento grosso, fino e sedimentação. As curvas granulométricas são apresentadas nas Figuras 31 e 32.

Figura 31 - Curva granulométrica – Solo 1



Fonte: Elaborado pelo autor

Figura 32 - Curva granulométrica - Solo 2



Fonte: Elaborado pelo Autor, 2015.

Os Limites de Atterberg compreendem os limites de liquidez e plasticidade, além do índice de plasticidade. O limite de liquidez corresponde à umidade em que o solo possui comportamento líquido. Já o limite de plasticidade representa a umidade onde o solo começa a apresentar comportamento plástico. A diferença entre os limites citados anteriormente fornece o índice de plasticidade. Os resultados dos ensaios realizados para ambos os solos se encontram na Tabela 9.

De acordo com Caputo (2005), o solo 1 é classificado como altamente plástico por possuir $IP > 15$, ao passo que o solo é classificado como mediamente plásticos, pois $7 < IP < 15$.

Tabela 9 - Resultados dos ensaios de Limites de Atterberg

Material	Limite de liquidez (%)	Limite de plasticidade (%)	Índice de plasticidade (%)
Solo 1	61	36,89	24,11
Solo 2	45,4	37	8,4

Fonte: Elaborado pelo Autor, 2015.

4.1.2 Classificação do solo

Realizados os ensaios de caracterização os solos puderam ser classificados de acordo com as metodologias tradicionais SUCS e AASHTO. Ressalta-se que os sistemas de

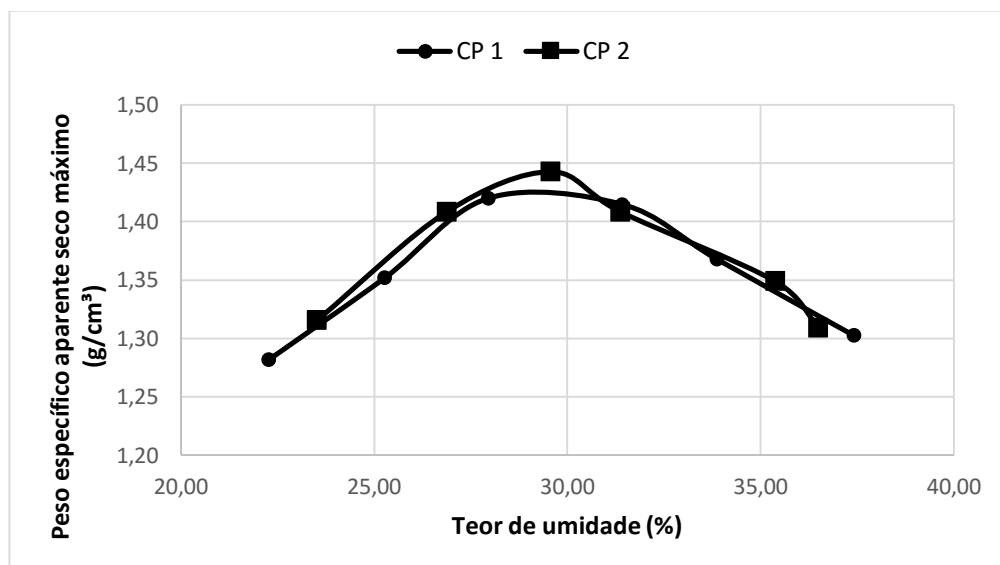
classificação citados foram elaborados para a solos do hemisfério norte, com intemperismo físico. No SUCS o solo 1 se enquadra na classificação MH, sigla representativa de siltes arenosos com capacidade de suporte moderada a insatisfatória, já que possui mais de 50% de material passante na peneira de malha 200, limite de liquidez superior a 50% e índice de plasticidade de 24,11%. De acordo com a AASHTO o solo é classificado como A-7-5, grupo que contém solos argilosos, possuindo desempenho satisfatório a fraco para a utilização como subleito de pavimentos.

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos, o solo 2 pertence ao grupo ML, siltes inorgânicos ou areias muito finas com baixa plasticidade. O sistema de classificação da AASHTO coloca o solo como pertencente ao grupo A-5, sendo um solo siltoso com qualidade satisfatória a deficiente para a utilização em subleitos de estradas.

4.2 Ensaio de compactação

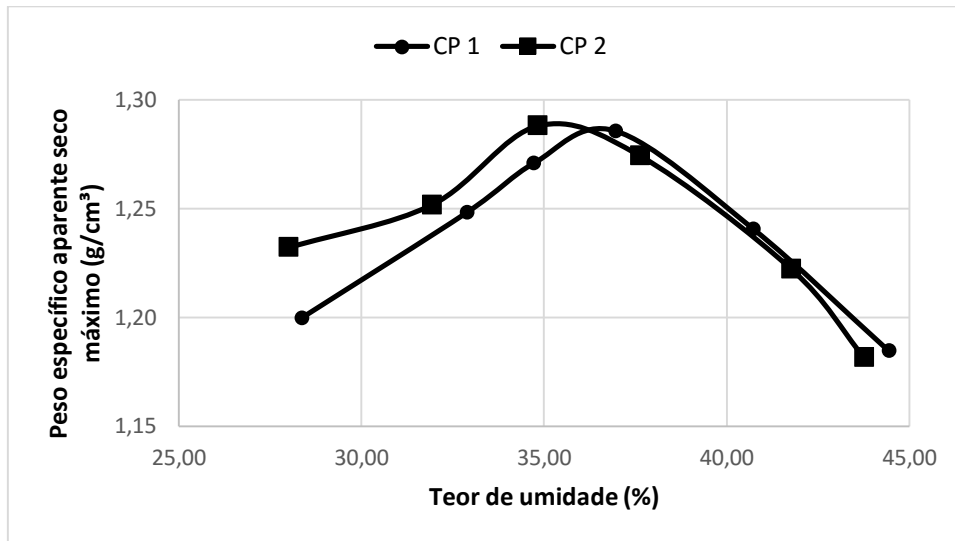
Como citado anteriormente, o ensaio de compactação foi realizado de acordo com a NBR 7182 (NBR, 1986). O ensaio permite encontrar a umidade ótima e também a massa específica aparente seca máxima do solo. A Figura 33 mostra a curva de compactação do solo 1 seguido, na Figura 34, do gráfico para o solo 2.

Figura 33 - Curva de compactação obtida para o ensaio na energia normal para o solo 1



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 34 - Curva de compactação obtida para o ensaio na energia normal para o solo 2



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os valores encontrados para umidade ótima e massa específica aparente seca máxima de ambos os solos são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Resultados do ensaio de compactação

Material	Umidade ótima (%)	Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)
Solo 1	29,5	1,442
Solo 2	36	1,287

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3 Ensaio de Índice de Suporte Califórnia

O ensaio de CBR fornece a expansão do solo em estudo bem como o valor da pressão exercida por um pistão para penetrar 0,1” e 0,2”. Na Tabela 11 são apresentados os valores de CBR e expansão do solo utilizado no trabalho.

Tabela 11 - Valores de CBR obtidos para os solos em estudo

Solo 1					
CBR (%)			Expansão (%)		
CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
6,95	8,28	8,356	0,96	0,94	0,99
Média	7,862		Média	0,96	

Solo 2			
CBR (%)		Expansão (%)	
CP1	CP2	CP1	CP2
3,65	3,55	0,70	0,71
Média	3,6	Média	0,705

Fonte: Elaborado pelo autor, 2015.

A partir da análise dos resultados obtidos percebe-se que ambos os solos se qualificam para utilização como subleito de rodovias de acordo com as diretrizes do DNIT. O órgão estipula que para um solo ser aceito para uso em subleito ele deve possuir valor de CBR superior a 2%, além de apresentar expansão menor que 2% (BRASIL, 2006). Apesar de ambos os solos atenderem as especificações do DNIT, nota-se que o solo 1 possui valor de CBR duas vezes maior que o obtido nos ensaios para o solo 2 mostrando-se assim, mais adequado para o uso em obras rodoviárias.

4.4 Ensaio triaxial de cargas repetidas

Os ensaios triaxiais de carga repetida foram realizados de acordo com o procedimento descrito no item 3.6 deste trabalho. As tabelas 12 e 13 apresentam os resultados obtidos para os solos 1 e 2, respectivamente. Além disso, os gráficos obtidos a partir dos resultados expostos nas tabelas podem ser vistos nas Figuras 35 e 36. Observa-se que os módulos de resiliência médios foram de 71 Mpa e 28 Mpa para os solos 1 e 2, respectivamente.

No presente trabalho, optou-se por utilizar o modelo de módulo de resiliência constante, ou classe 3 de acordo com a Tabela 1 apresentada anteriormente nesta pesquisa, para análise do pavimento na ferramenta AEMC, conforme classificação dos autores citados por Franco (2007).

Tabela 12 - Resultados do ensaio triaxial de cargas repetidos - Solo 1

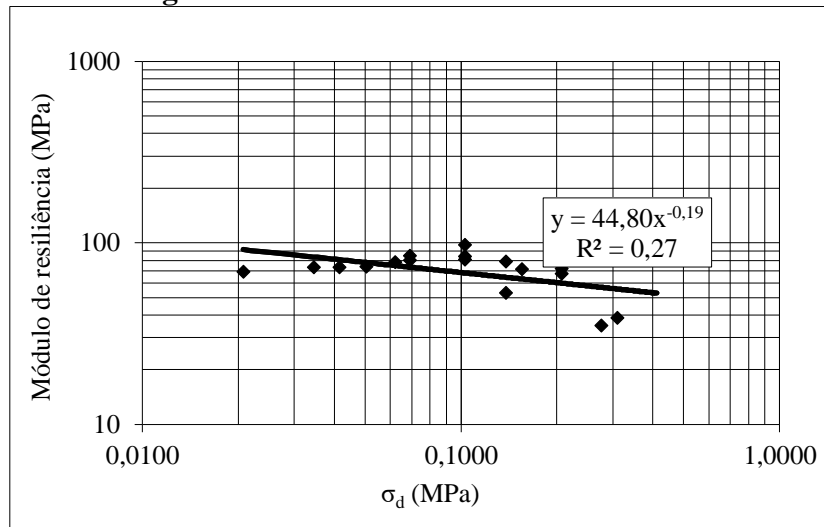
σ_3	σ_d	Mr
0,0207	0,0207	69,017
0,0207	0,0414	73,035
0,0207	0,0621	78,409
0,0345	0,0345	72,98
0,0345	0,0689	79,947
0,0345	0,1029	81
0,0504	0,0504	74,131
0,0504	0,1029	84,064
0,0504	0,1552	71,316
0,0689	0,0689	84,766
0,0689	0,1379	78,647
0,0689	0,2068	67,748
0,1029	0,1029	96,977
0,1029	0,2068	71,841
0,1029	0,3090	38,695
0,1379	0,1379	52,834
0,1379	0,2747	35,02
0,1379	0,4120	-

Fonte: Autor, 2015

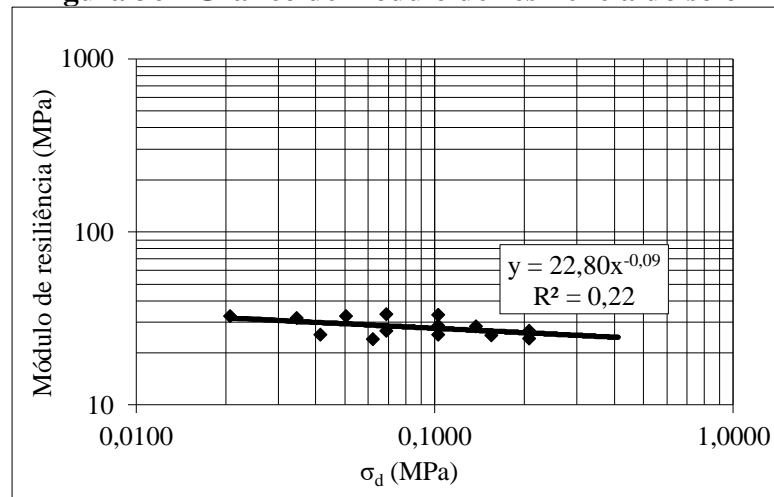
Tabela 13 - Resultados do ensaio triaxial de cargas repetidos - Solo 2

σ_3	σ_d	Mr
0,0207	0,0207	32,719
0,0207	0,0414	25,462
0,0207	0,0621	24,012
0,0345	0,0345	31,725
0,0345	0,0689	26,744
0,0345	0,1029	25,561
0,0504	0,0504	32,678
0,0504	0,1029	28,747
0,0504	0,1552	25,304
0,0689	0,0689	33,522
0,0689	0,1379	28,421
0,0689	0,2068	24,268
0,1029	0,1029	33,358
0,1029	0,2068	26,748
0,1029	0,3090	-
0,1379	0,1379	-
0,1379	0,2747	-
0,1379	0,4120	-

Fonte: Autor, 2015.

Figura 35 - Módulo de resiliência do solo 1

Fonte: Elaborado pelo autor, 2015.

Figura 36 - Gráfico de módulo de resiliência do solo 2

Fonte: Elaborado pelo autor, 2015.

4.5 Análise de tráfego

Um estudo de tráfego foi realizado a partir de dados de contagens disponíveis no site da Empresa Gaúcha de Rodovias - EGR (2015), concessionária responsável pelo trecho da RSC-287 em Santa Cruz do Sul-RS, na praça de pedágio de Venâncio Aires – RS dos meses de Abril/2014 a Abril/2015.

Após o cálculo dos fatores envolvidos para a determinação do número N, chegou-se ao valor de $4,63 \times 10^7$ passagens equivalentes do eixo-padrão. Esse parâmetro será utilizado para o

dimensionamento das estruturas de pavimento a ser analisada neste trabalho através do procedimento descrito no item 3.7.1.

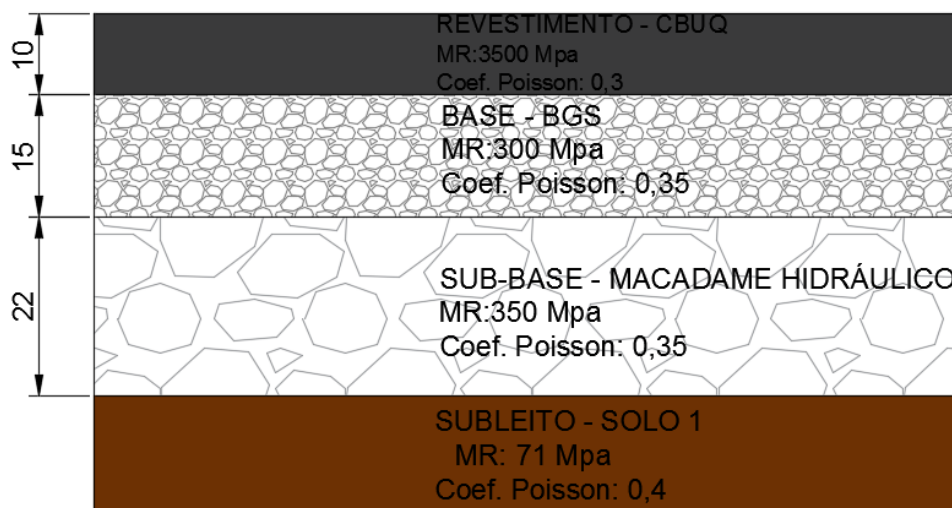
4.6 Análise da estrutura do pavimento

Um esquema do pavimento dimensionado utilizando o CBR do solo 1 é mostrado na Figura 37 com os materiais empregados em cada camada, bem como suas respectivas espessuras e módulos de resiliência. A Estrutura 1 é a que será utilizada na duplicação da rodovia RSC-287.

Utilizou-se ainda, a mesma estrutura dimensionada com o solo 1, porém alterando o módulo de resiliência para o obtido no solo 2, conforme Figura 38, encontrado no local de retirada do material, para que uma comparação de performance fosse realizada, já que o solo também está presente no local de construção da rodovia.

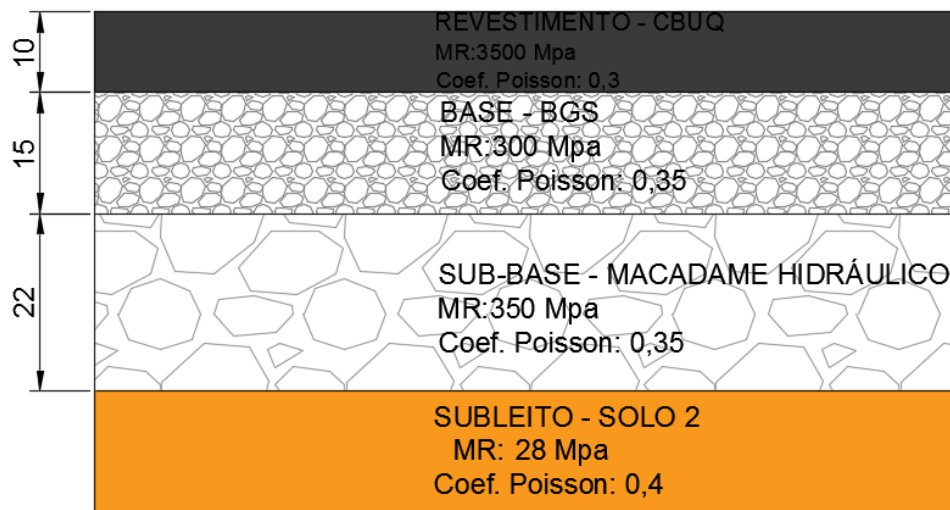
Para que as análises fossem realizadas, também foi utilizada a ferramenta AEMC do programa SisPav. A espessura do revestimento utilizada variou de 10 cm a 20 cm para obtenção de deformação no topo do revestimento asfáltico (D_0), tensão no topo do subleito (σ_t) e deformação específica de tração (ϵ_t).

Figura 37 – Estrutura 1: dimensionada utilizando o solo 1 como subleito



Fonte: Elaborado pelo autor, 2015.

Figura 38 - Estrutura 2: solo 2 como subleito



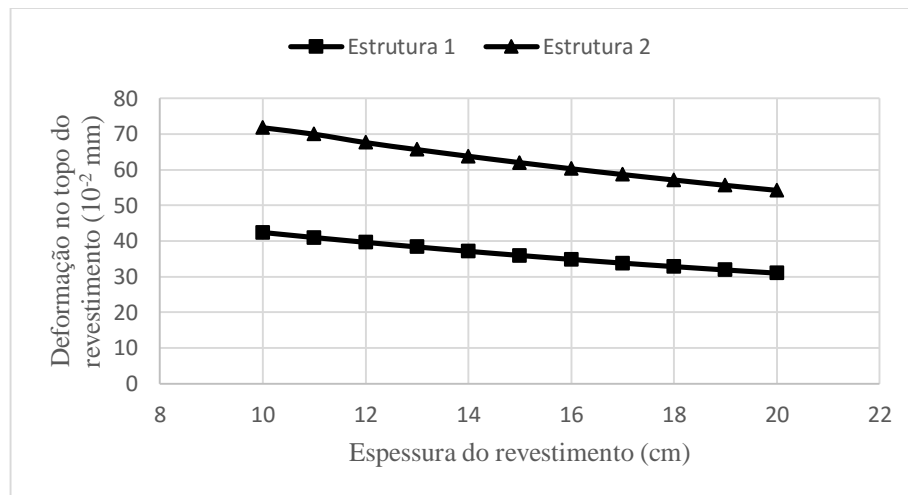
Fonte: Elaborado pelo autor, 2015.

4.6.1 Análise das estruturas quanto à deformação no topo do revestimento asfáltico

Para a realização da análise da variação da deformação no topo do revestimento (D_0), testes foram realizados no software para obtenção do valor de deformação em um ponto arbitrado no topo do revestimento para espessuras de revestimento asfáltico variáveis, a partir da espessura adotada no projeto original (10 cm) até a espessura em que se obteria vida de fadiga igual ao período de projeto (20 cm).

Analisando os dados apresentados na Figura 39, pode-se notar a deformação no topo do revestimento decresce à medida que a espessura do revestimento aumenta pois há ganho de rigidez na camada. Na estrutura 1 para a espessura inicial de 10 cm obteve-se uma deformação de aproximadamente 42×10^{-2} mm ao passo que com a espessura final de 20 cm tal deformação foi de aproximadamente 31×10^{-2} mm, redução de 26,2%.

Figura 39 - Variação de deformação no topo do revestimento asfáltico para diferentes espessuras



Fonte: Elaborado pelo autor.

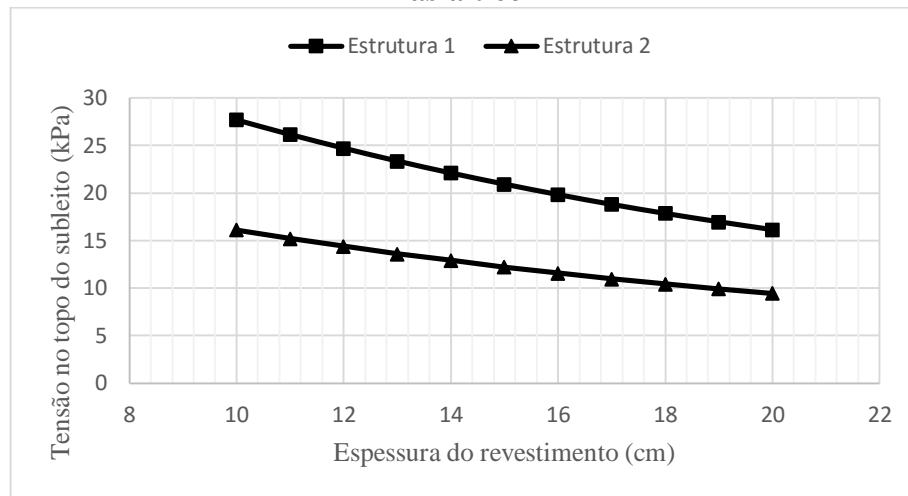
Entretanto, para a estrutura 2, a deformação no topo do revestimento asfáltico apresentou um valor máximo de aproximadamente 72×10^{-2} mm para os 10 cm de espessura da estrutura inicial, ou seja, um aumento de 71,43% em relação à mesma condição analisada na estrutura de pavimento 1. O valor mínimo de deformação encontrado através da análise da estrutura 2, para revestimento de 20 cm, foi de 54×10^{-2} mm, sendo esse 74,2% maior que o encontrado na estrutura 1.

Assim, a análise mostra a influência da diminuição do módulo de resiliência do solo de subleito sobre as deformações no revestimento asfáltico do pavimento. Sendo assim, deformações mais acentuadas no revestimento farão com que as outras camadas constituintes do pavimento sejam mais solicitadas.

4.6.2 Análise das estruturas quanto à tensão no topo do subleito

Uma segunda análise foi conduzida para a determinação da tensão no topo do solo de subleito (σ_t) das estruturas obtidas. Os resultados obtidos são mostrados através da Figura 40.

Figura 40 - Tensão no topo do subleito para diferentes espessuras de revestimento asfáltico



Fonte: elaborado pelo autor

Os resultados apresentados na Figura 40 indicam uma tensão máxima no topo do subleito quando o revestimento possui 10 cm de espessura, e uma tensão mínima quando o revestimento é duplicado (20 cm). Para a Estrutura 1 o valor máximo obtido foi de 27,7 kPa, ao passo que para a Estrutura 2 o mesmo valor foi de 16,1 kPa, valor 41,8% menor que o primeiro. Os valores mínimos para as estruturas 1 e 2 foram, respectivamente, 16,14 kPa e 9,43 kPa, tendo a última um valor 41,6% menor que a primeira.

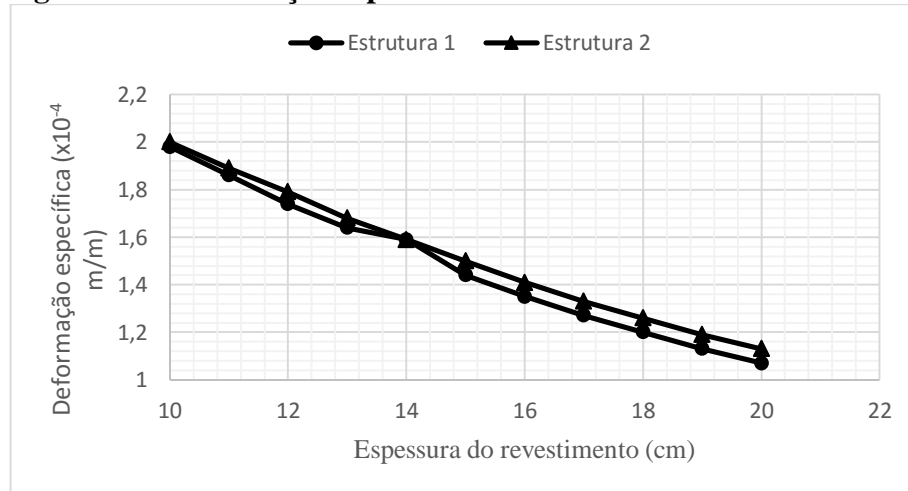
A menor tensão atuante no topo do subleito da Estrutura 2 se dá, pois, o revestimento asfáltico e as demais camadas da estrutura estão sendo mais solicitados (maiores deformações) e absorvem a maior parte das tensões provenientes da passagem do eixo no pavimento.

4.6.3 Análise das estruturas quanto à vida de fadiga

A última análise das estruturas consistiu na obtenção da deformação específica na fibra inferior do revestimento asfáltico. Nessa etapa o modelo de previsão de desempenho desenvolvido por Pinto (1991), exemplificado na Equação 13, foi utilizado para que o número N de laboratório (N_{LAB}) fosse determinado. A variável N_{LAB} , encontrada a partir da aplicação da deformação específica na equação supracitada, representa o número de repetições do eixo padrão necessárias para que haja o trincamento do revestimento em laboratório. Portanto, o número N de campo é obtido pela multiplicação do N_{LAB} pelo fator laboratório-campo, que tem valor de 10^5 , conforme recomendação de Pinto (1991).

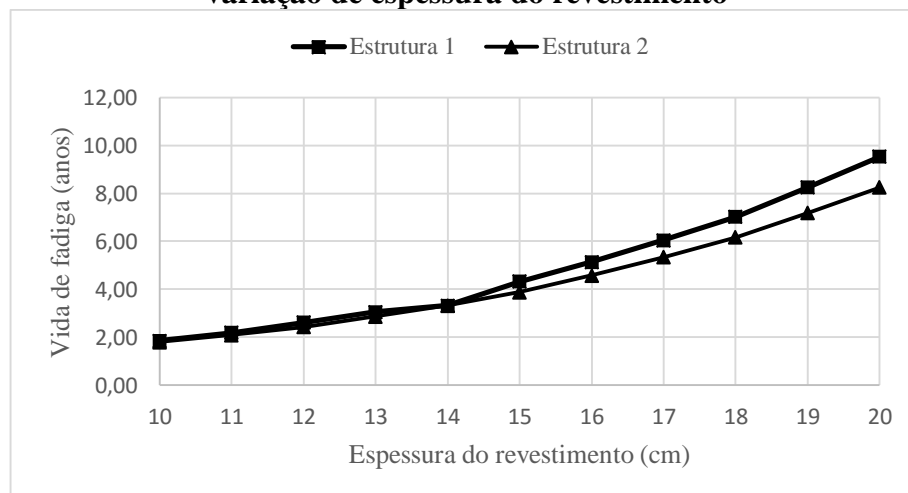
Os resultados obtidos na análise das deformações específicas na fibra inferior do revestimento são expostos no gráfico da Figura 41. Pode-se observar uma contínua diminuição na magnitude das mesmas à medida que a espessura do revestimento asfáltico é aumentada. Observa-se ainda que, muito embora as deformações no topo do revestimento, Figura 39, da Estrutura 2 sejam de maior magnitude, as deformações específicas são bastante próximas para as duas estruturas.

Figura 41 - Deformação específica na fibra inferior do revestimento



Fonte: Elaborado pelo autor, 2015.

Figura 42 - Resultados da análise de vida de fadiga das estruturas de pavimento para variação de espessura do revestimento



Fonte: Elaborado pelo Autor.

Os resultados obtidos para vida de fadiga das estruturas sob variação de espessura de revestimento são expostos na Figura 42. A partir da análise dos resultados tem-se que para o revestimento com 10 cm de espessura, obtido através do dimensionamento pelo método do

DNIT, a vida de fadiga das estruturas é de aproximadamente 1,8 anos. Observa-se, então, que o valor obtido para a espessura inicial é bastante distante dos 10 anos de vida de projeto utilizada no dimensionamento pelo método brasileiro.

Quando analisada a espessura máxima utilizada, 20 cm, tem-se que para a Estrutura 1 a vida de fadiga aumenta em aproximadamente 5,3 vezes, em relação à encontrada com 10cm, com um valor de 9,53 anos. Para a Estrutura 2 o aumento é de aproximadamente 4,6 vezes, ou para 8,2 anos.

5 CONCLUSÃO

A presente pesquisa teve como principal objetivo a análise de estruturas de pavimentos flexíveis, dimensionadas pelo método do DNIT, através de conceitos mecanístico-empíricos.

Para que isso fosse possível, foi realizada coleta de solo na região onde a rodovia será construída. Observou-se a presença de dois solos de horizontes distintos no local. Após a coleta, realizou-se a classificação dos solos, sendo o solo 1 classificado como solo siltoso (MH) e o solo 2 como siltoso arenoso (ML), pela classificação do SUCS. Ainda, de acordo com a classificação da AASHTO, o solo 1 enquadrou-se no grupo A-7-5, enquanto o solo 2 foi classificado como pertencente ao grupo A-5, sigla para solos siltosos, sendo ambos de qualidade satisfatória a deficiente para o uso em subleitos em rodovias.

Após classificar em laboratório os solos e obter o número de CBR, com dados da EGR, foi feita uma análise de tráfego da rodovia para obtenção do número N, para posterior dimensionamento pelo método do DNER.

O pavimento analisado nesta pesquisa foi obtido através da utilização do solo 1 como subleito da rodovia e, após o dimensionamento pelo método empírico do DNER, obteve-se uma estrutura semelhante a que será utilizada na duplicação da RSC-287.

Com o auxílio da ferramenta AEMC, integrante do programa SisPav, iniciou-se a análise da estrutura de pavimento encontrada anteriormente. Foram analisadas a deformação no topo do revestimento asfáltico, a tensão no topo do subleito e a deformação específica por tração na fibra inferior do revestimento. O *software* possuía uma interface bastante simples, intuitiva e fácil de ser utilizada, principalmente se o usuário realizasse uma rápida leitura do manual, contido na tese de seu desenvolvedor.

Para que os resultados de deformações específicas na fibra inferior do revestimento fossem traduzidos em número de repetições necessárias para o trincamento da mistura asfáltica, utilizou-se o modelo de previsão de desempenho desenvolvido por Salomão Pinto (1991). Assim, após analisada a estrutura que seria utilizada na duplicação, chegou-se a um valor de vida de fadiga menor que dois anos, sendo que o pavimento havia sido dimensionado para uma vida útil de dez anos pelo método brasileiro. Então, na tentativa de propor uma espessura na qual a vida de fadiga fosse próxima da projetada, chegou-se ao valor de 20 centímetros de espessura, o dobro do que seria utilizado no pavimento. Assim, recomenda-se fortemente que a mistura asfáltica sem polímeros seja substituída por uma modificada, já que essas possuem um módulo de resiliência muito superior e a espessura necessária seria menor. Além disso, a

escolha de um material de melhor qualidade para a camada de base teria impacto no aumento da vida de fadiga das estruturas.

A recomendação de substituir a mistura asfáltica deve-se ao fato de que, embora espessuras muito elevadas retardem o trincamento por fadiga, essas podem gerar patologias ligadas à formação de trilhas de roda devido ao gradiente térmico. Ainda, com o aumento das espessuras do revestimento, pode ocorrer a migração das tensões cisalhantes da fibra inferior do revestimento, causadoras do *Bottom-up cracking*, ou trinca por fadiga, para a parte superior da camada, fenômeno conhecido como *Top-down cracking*.

Além disso, ao longo da rotina de análises, pode-se notar o efeito que a variação das espessuras do revestimento asfáltico tem sobre as tensões e deformações nas camadas restantes da estrutura. Com o aumento das espessuras houve uma diminuição nas deformações no topo do revestimento e de tensões no topo do subleito, o que também foi observado, de maneira muito mais expressiva, na vida de fadiga das estruturas. Curiosamente, como pôde ser visto na Estrutura 2, mesmo com deflexões maiores, a deformação específica na fibra inferior no revestimento foi bastante parecida com as encontradas na Estrutura 1.

Com a realização dessa pesquisa conclui-se que a utilização dos conceitos mecanístico-empíricos para o dimensionamento do pavimento permite que uma visão mais geral do pavimento seja obtida, pelo cálculo de tensões e deformações em pontos escolhidos. Isso, aliado à aplicação de modelos de previsão de desempenho, permite que as propriedades mecânicas dos materiais sejam melhor aproveitadas. Ressalta-se ainda, a importância da calibração dos modelos de acordo com as características de solos, misturas betuminosas e demais materiais presentes em cada região, para que essas ferramentas tenham maior acurácia, já que constituem a análise empírica dos conceitos da mecânica dos pavimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBUQUERQUE, F. Silva. *Sistema de gerencia de pavimentos para departamentos de estradas do Nordeste brasileiro*. Tese de doutorado – PPGEC , UFRGS, Porto Alegre, 2007.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. *Guide for design of pavement structures*, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 6457/86: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.
- _____. *NBR 6459/84: Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- _____. *NBR 7181/84: Solo – Análise Granulométrica*: ABNT, 1984.
- _____. *NBR 7182/86: Solo – Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.
- _____. *NBR 9895/87: Solo – Índice de Suporte Califórnia*. Rio de Janeiro: ABNT, 1987
- BALBO, José Tadeu. *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.
- BENEVIDES, S. A. De SÁ e. *Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento dos Pavimentos Asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do Estado do Ceará*. Tese de doutorado - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2000.
- BERNUCCI, Liedi Bariani et al. *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro: Petrobras: Abeda, 2010. 504 p. Disponível em: <http://www.proasfalto.com.br/07_download.htm>
- BEZERRA NETO, Rogerio Silveira. *Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecânico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)*. 2004. Dissertação (Mestrado em Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 2004.
- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. *Manual de pavimentação*. 3. Ed. Rio de Janeiro: Ipr. Publ., 719, 2006. 274 p. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf>. Acesso em: 21 mar. 2015.
- BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. *Manual de Restauração de pavimentos asfálticos*. 2. Ed. Rio de Janeiro: Ipr. Publ., 720, 2005. 310 p.
- CAPUTO, Homero Brito. *Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 1: fundamentos*. 6 ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2005. 512 p.
- DAS, Braja M. *Fundamentos de engenharia geotécnica*. 7. Ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.
- EGR – Empresa Gaúcha de Rodovias. Disponível em: <<http://www.egr.rs.gov.br/lista/365/volume-de-trafego>>. Acesso em: 19 de setembro de 2015.

FRANCO, F. A. C. P. *Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos - SisPav*. Tese de doutorado - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

GAO, L.; AGUIAR-MOYA, J.; ZHANG, Z. *Bayesian Analysis of Heterogeneity in Modeling of Pavement Fatigue Cracking*. In *Journal of Computing in Civil Engineering*, 2012. Vol. 26, pp. 37-43.

GOVERNO DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL. Disponível em <http://www.rs.gov.br/conteudo/204130/egr-confirma-editais-para-duplicacao-da-rsc-287-e-da-ers-135/termosbusca=*> Acesso em : 14 de novembro de 2015.

HUANG, Y.H. *Pavement Analsis and Design*. 2nd edition. New Jersey, E.U.A: Prentice Hall Inc., 2003.

LEE, S. H. *Introdução ao projeto geométrico de rodovias*. Ed. da UFSC, Florianópolis, 2005.

LI, D.; SELIG, E.T. *Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils*. In *Journal of Geotechnical Engineering – ASCE*, 1994. Vol. 120, pp. 939-957.

MALLICK, R.B.; EL-KORCHI, T. *Pavement Engineering: principles and practice*. Second Edition. Florida E.U.A: CRC Press, 2013.

MATTOS, J. R. G. *Monitoramento e análise de desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da Rodovia BR-290/RS – A implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul*. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia) - PPGEC, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, L. M. G. da. *Mecânica dos Pavimentos*. 2^a Ed. Rio de Janeiro, 2005.

MOTTA, L. M. G. *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese de doutorado - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.

NASCIMENTO, Deise M. *Análise comparativa de modelos de previsão de desempenho de pavimentos flexíveis*. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

PERAÇA, Vinícius. *Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2007.

PINTO, S. *Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos*. Tese de doutorado – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

PINTO, Carlos de Sousa. *Curso básico de mecânica dos solos*. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

QUEIROZ, C. A. V. *Modelos de previsão de desempenho para a gerência de pavimentos no Brasil*. Brasília: GEIPOT, 1984.

RODRIGUES, M. R. *Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC, UFRGS, Porto Alegre, 1997.

SONCIM, S. P.; JUNIOR, J. L. F.; PRADO DE CAMPOS, L. E.. *Modelo de previsão da área de desgaste em pavimentos rodoviários com revestimento em tratamento superficial*. Transportes, Rio de Janeiro, v. 22, n. 2, p. 51 – 61.

STOUP-GARDINER, M.; TUROCHY, ROD E.; CARTER, A.. *Influence of Various Material and Traffic Inputs on Flexible Pavement Design Methods for Alabama Roadways*. In *Journal of Transportation Engineering*, 2007. Vol. 133, pp. 455-461.