Dissertação de Mestrado

DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO: COMPARAÇÃO DO MÉTODO DO DNER COM UM MÉTODO MECANÍSTICO - EMPÍRICO APLICADA A UM TRECHO

AUTOR: JOÃO CAMILO PENNA COUTINHO

ESCOLA DE MINAS / UFOP

ORIENTADOR: Profª. Dra. Laura Maria Goretti da Motta

MESTRADO PROFISSIONAL EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA UFOP

OURO PRETO - SETEMBRO DE 2011

DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO ASFÁLTICO: COMPARAÇÃO DO MÉTODO DO DNER COM UM MÉTODO MECANÍSTICO - EMPÍRICO APLICADA A UM TRECHO

Dissertação apresentada ao Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**, área de concentração em *Geotecnia de Pavimentos.*

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 23 de setembro de 2011, pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Profa. Dra. Laura Maria Goretti da Motta (Orientadora/UFOP)

Prof. Dr. Antonio Carlos Rodrigues Guimarães (NUGEO/UFOP)

Profa. Dra. Prepredigna Delmiro Elga Almeida da Silva (IPR/DNIT)

C871D COUTINHO, JOÃO CAMILO PENNA.

Dimensionamento de pavimento asfáltico [manuscrito] : comparação do método do DNER com um método mecanístico - empírico aplicada a um trecho / João Camilo Penna Coutinho - 2011.

xxi, 184f.: il.; graf.; tab.

Orientadora: Profa. Dra. Laura Maria Goretti da Motta.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia - NUGEO.

Área de concentração: Geotecnia de Pavimentos.

1. Geotecnia - Pavimentos - Teses. 2. Pavimentos de asfalto - Teses. 3. Método CBR (California Bearing Ration) - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título.

CDU: 625.85

Catalogação: sisbin@sisbin.ufop.br

"Nós somos anões sentados nos ombros de gigantes. Vemos, desta forma, muito mais coisas e mais longe que eles, não porque temos mais acuidade visual, ou porque nossa estatura é maior, mas sim porque eles (os gigantes intelectuais do passado) nos carregam e nos elevam acima do seu porte gigantesco" (Bernardo de Chartres – Sec. XII)

DEDICATÓRIA

Aos meus queridos pais, à minha amada esposa e à minha filhinha Maria Rita, a luz da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a DEUS e a NOSSA SENHORA, por estarem sempre ao meu lado nos momentos mais difíceis da minha vida.

Agradeço a minha mãe por sua imensa dedicação e ajuda nesta tarefa árdua de tentar escrever uma dissertação minimamente compreensível.

Agradeço ao meu pai e irmãos pela preocupação e incentivo para que fosse terminada esta dissertação.

Agradeço a minha esposa pelo incentivo e ajuda para que fosse terminada esta dissertação.

Agradeço a minha filha por ser a certeza de que toda minha luta para que fosse concluída a dissertação não foi em vão.

Agradeço ao DER/MG e FAPEMIG pela sua ajuda financeira e flexibilização nos horários que tanto ajudaram no sucesso dessa empreitada.

Agradeço a Professora Laura Motta que com o seu desprendimento de passar o seu conhecimento foi essencial para que eu pudesse desenvolver, da melhor maneira possível, a dissertação.

Agradeço ao companheiro de serviço e amigo Eng. Rogério Pedrosa pela disponibilização de todos os recursos necessários para execução dos ensaios.

Agradeço aos estagiários e companheiros Marco Túlio e João Filipe pela ajuda na realização dos ensaios.

E, agradeço a toda equipe de laboratório do DER que de alguma forma esteve envolvida na realização dos ensaios de laboratório e serviços de campo.

A todas essas pessoas citadas acima o meu MUITO OBRIGADO E QUE DEUS AS ABENÇOE.

RESUMO

Esta dissertação tem como objetivo desenvolver um estudo comparativo e analítico entre o método do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) com uma metodologia Mecanística-Empírica. Para a realização deste estudo foi necessária uma compreensão mais detalhada do processo de construção teórico e prático destas metodologias. Foi também desenvolvido um estudo de caso em uma rodovia do Estado de Minas Gerais, em que foram realizados ensaios usuais dos materiais constituintes do pavimento para ambas as metodologias. Para o dimensionamento do pavimento na metodologia DNER foram utilizados os ábacos que lhes são característicos. Já para o dimensionamento pela metodologia mecanística-empírica foi utilizado o programa SisPav (Franco, 2007) e o programa AEMC que é uma sub-rotina do programa anterior. Concluiu-se que, apesar da metodologia do DNER ser a mais utilizada no Brasil, a metodologia mecanística-empírica apresenta uma maior capacidade de descrever o desempenho funcional e estrutural de um pavimento.

ABSTRACT

This dissertation aims to develop an comparative and analytical study between the methodology of the National Department of Highways – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), with a mechanistic-empirical methodology. For this study took a more detailed understanding of the construction of these theoretical and practical methodologies. It also developed a case study on highway Minas Gerais State, in which the usual tests were carried out of the constituent materials of the pavement to both approaches. For pavement design methodology DNER were used abacus and the design by mechanistic-empirical method was used SisPav program (Franco, 2007) and the AEMC program is a subroutine of the previous program. It was concluded that although the methodology of the DNER is the most used in Brazil, the mechanistic-empirical approach has a greater ability todescribe the functional and structural performance of a pavement.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 PRIMEIRA DECOLAGEM DO AVIÃO PROTÓTIPO XB-19 EM CLOVER FIELD. (HTTP://IVYMIKE2.BLOGSPOT.COM/2008/08/XB-19-O-GIGANTE-DA-DOUGLAS.HTML, ACESSADO EM 21/10/11) 15

FIGURA 2.2 CURVA ORIGINAL CBR REALIZADA POR O.J. PORTER (CARIM, 1973) 17

FIGURA 2.3 FOTO DE UM BOMBARDEIRO B-17 (FORTALEZA VOADORA) NA ÉPOCA DA SEGUNDA GUERRA MUNDIAL (UMA RODA POR EIXO EM CAMPO DE GRAMA) (HTTP: //NORTHSTARGALLERY.COM/AIRCRAFT/B17/HISTORICALPHOTO/06.HTM, ACESSO 27/ 08 / 2011)..... 18

FIGURA 2.4 CURVA UTILIZADA POR MIDDLEBROOKS E BERTRAM PARA EXTRAPOLAÇÃO DAS CURVAS A E B ORIGINAIS DE PORTER PARA AEROPORTOS (CARIM, 1973)..... 20

FIGURA 2.5 PRIMEIRAS CURVAS EXTRAPOLADAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS PELA METODOLOGIA CBR (60 PSI) (MIDDLEBROOKS E BERTRAM, 1950) 21

FIGURA 2.6 FOTO DO BOMBARDEIRO B-24 (UMA RODA POR EIXO) UTILIZADO NOS ENSAIOS DE MARIETTA.(HTTP://WWW.MRR.DOT.STATE.MN.US/RESEARCH/APT/DATA/GS01-02.PDF, 17/08/2011) 22

FIGURA 2.7 FOTO DO BOMBARDEIRO B-29 (DUAS RODAS POR EIXO) UTILIZADO NOS ENSAIOS DE MARIETTA (HTTP://WWW.MRR.DOT.STATE.MN.US/RESEARCH/APT/DATA/GS01-02.PDF, ACESSO 17/08/2011)..... 24

FIGURA 2.8 CURVAS DA TENSÃO VERTICAL E DA TENSÃO CISALHANTE EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE PARA UM B-24 (UMA RODA POR EIXO) VERSUS UM B-29 (DUAS RODAS POR EIXO) (CARIM,1973)..... 26

FIGURA 2.9 CURVA UTILIZADA PARA EXTRAPOLAR OS VALORES DO ESWL (CARIM,1973) (ALTERADA PELO AUTOR)..... 28

FIGURA 2.10 REPRESENTAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DAS FAIXAS DE CONTATO ENTRE OS PNEUS E O REVESTIMENTO DO PAVIMENTO NOS ENSAIOS DE VICKSBURG, MISSISSIPI (1949). TURNBULL ET AL (1952)..... 31

FIGURA 2.11 A PRIMEIRA E A SEGUNDA FOTO É DO AVIÃO B-36 COM UMA RODA POR EIXO E NA TERCEIRA FOTO É DO AVIÃO COM EIXO TANDEM DUPLO. FOTOS 1 E 2 (HTTP://WWW.YOUTUBE.COM/WATCH?V=VL5ZFIVOSIK, ACESSO 27/08/2011 E A FOTO 3 HTTP://WWW.YOUTUBE.COM/WATCH?V=Q3AG-JSJOYA 31

FIGURA 2.12 A CURVA PARA O DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO PARA A PRESSÃO DE 100 PSI RESPECTIVAMENTE (KERSTEN ET AL, 1950) 332

FIGURA 2.12 B CURVA PARA O DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO PARA A PRESSÃO DE 200 PSI RESPECTIVAMENTE (KERSTEN ET AL, 1950) 33

FIGURA 2.13 DESENHO DA ÁREA DE CONTATO DOS DOIS PNEUS POR EIXO DE UM BOMBARDEIRO B-29. TURNBULL ET AL (1952) 36

FIGURA 2.14 DESENHO QUE REPRESENTA IGUALDADE DE TENSÕES DE DOIS PONTOS HOMÓLOGOS UTILIZADO POR FERGUZ PARA A EXECUÇÃO DA PRIMEIRA EQUAÇÃO DO CBR (CARIM, 1973) 40

FIGURA 2.15 GRÁFICO COMPARATIVO DAS CURVAS PROJETADAS PELA EQUAÇÃO DE FERGUS (1950) VERSUS AS CURVAS EMPÍRICAS 44

FIGURA 2.16 GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE A EQUAÇÃO TEÓRICA DO CBR DE TURNBULL ET AL E OS PAVIMENTOS QUE ENTRARAM E NÃO ENTRARAM EM COLAPSO NA ÉPOCA. (MOTTA,1991) 52

FIGURA 2.17 GRÁFICO REPRESENTATIVO DO NÚMERO DE COBERTURAS NO PAVIMENTO VERSUS A SUA ESPESSURA PERCENTUALMENTE (YODER E WICKZAK, 1975) 53

FIGURA 2.18 CURVAS REPRESENTATIVAS DOS VALORES FEO PARA OS EIXOS TANDEM DUPLO E PARA OS EIXOS SIMPLES (TURNBULL ET AL, 1962) (CURVAS ORIGINAIS) 58

FIGURA 2.19 ÁBACO PARA O CÁLCULO DE ESWL REFERENTE AO EIXOS DE VÁRIOS VEÍCULOS. (CHOU, 1992) 61

FIGURA 2.20 ÁBACO ORIGINAL DA METODOLOGIA CBR PARA O DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO (TURNBULL ET AL., 1962) 62

FIGURA 2.21 FOTO DAS PISTAS DE ENSAIO DA AASHO 65

FIGURA 2.22 COMPOSIÇÃO DOS VEÍCULOS (EIXOS E CARGAS) DAS CINCO PISTAS EM QUE FORAM UTILIZADAS ENSAIOS DE TRÁFEGO DE VEÍCULOS (HTTP://TRAINING.CE. WASHINGTON .EDU /WSDOT/MODULES / 06 _ STRUCTURAL _DESIGN / AASHO_ROAD_TEST.HTM, ACESSADO 28/08/2011) 69

FIGURA 2.23 ÁBACO PARA O DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO EM FUNÇÃO DO IS, DA CARGA MÁXIMA DE 4 TON. E DO TIPO DE TRÁFEGO (SOUZA, 1961) (ÁBACO ORIGINAL)..... 81

FIGURA 2.24 ÁBACO PARA O DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO EM FUNÇÃO DO IS, DA CARGA MÁXIMA DE 5 TON. E DO TIPO DE TRÁFEGO (SOUZA, 1961) (ÁBACO ORIGINAL)..... 81

FIGURA 2.25 ÁBACO PARA O DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO EM FUNÇÃO DO IS, DA CARGA MÁXIMA DE 6 TON. E DO TIPO DE TRÁFEGO (SOUZA, 1961) (ÁBACO ORIGINAL)..... 82

FIGURA 2.26 CURVAS DE EQUIVALÊNCIA DE OPERAÇÕES DOS EIXOS TANDEM DUPLO E DOS EIXOS SIMPLES UTILIZADAS NO DIMENSIONAMENTO DO DNER (SOUZA, 1966) (CURVAS ORIGINAIS) 87

FIGURA 2.27 ÁBACO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS UTILIZADO NA METODOLOGIA DO DNER (SOUZA, 1966) (ÁBACO ORIGINAL) 90

FIGURA 2.28 FLUXOGRAMA DE UM MÉTODO MECANÍSTICO DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS (MOTTA, 1991) (FLUXOGRAMA ORIGINAL) 98

FIGURA 2.29 GRÁFICO DE HVEEM QUE MOSTRA A CORRELAÇÃO DA DEFLEXÃO NO PAVIMENTO VERSUS CARGAS E FISSURAS (1 KIP = 1000 LB) (MONISMITH, 2004) 99

FIGURA 2.30 VIDA ÚTIL RELATIVA (D) EM TERMOS DE FADIGA OU TRILHA DE RODA EM FUNÇÃO DA PERCENTAGEM DE VAZIOS NAS MISTURAS COMPACTADAS (VERSTRAETEN E FRANCKEN, 1979) 114

FIGURA 3.1 CURVA DA FADIGA DO CBUQ QUE LEVA EM CONSIDERAÇÃO O NÚMERO DE GOLPES VERSUS DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO DO CBUQ DESTE ESTUDO..... 148

FIGURA 3.2 CURVA DA FADIGA DO PMQ QUE LEVA EM CONSIDERAÇÃO O NÚMERO DE GOLPES VERSUS DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE TRAÇÃO 149

FIGURA 3.3 CURVA DO MR VERSUS SIGMA-3 PARA A BGTC COM IDADE DE 7 DIAS DESTE ESTUDO 150

FIGURA 3.4 CURVA DO MR VERSUS SIGMA-3 PARA A BGTC COM IDADE DE 28 DIAS DESTE ESTUDO 151

FIGURA 3.5 FOTO DA PRENSA UTILIZADA PARA OS ENSAIOS DE FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL E DA PRENSA TRIAXIAL UTILIZADA NOS ENSAIOS DE MR E DEFORMAÇÃO PERMANENTE DOS SOLOS (DER/MG)..... 151

FIGURA 3.6 GRÁFICO COMPARATIVO DAS RETAS PARA MR PARA BGTC COM IDADE DE 7 DIAS VERSUS IDADE DE 28 DIAS DESTE ESTUDO..... 152

FIGURA 3.7 CURVA DO MR VERSUS SIGMA-3 PARA O CASCALHO + 3% DE CAL COM IDADE DE 7 DIAS DESTE ESTUDO 153

FIGURA 3.8 CURVA DO MR VERSUS SIGMA-3 PARA O CASCALHO + 3% DE CAL PARA IDADE DE 28 DIAS DESTE ESTUDO 153

FIGURA 3.9 GRÁFICO COMPARATIVO DAS RETAS PARA MR PARA O CASCALHO + 3% DE CAL COM IDADE DE 7 DIAS VERSUS IDADE DE 28 DIAS, DESTE ESTUDO 154

FIGURA 3.10 CURVA DO MR VERSUS SIGMA-D PARA SOLO ARGILOSO DE UMA RODOVIA DE MINAS GERAIS DESTE ESTUDO 155

FIGURA 3.11 CURVA DA DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA PLÁSTICA DO MODELO MONISMITH PARA SE ACHAR O VALOR A E B DESTE ESTUDO 156

FIGURA 3.12 REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO EFEITO DA VARIAÇÃO LATERAL DO TRÁFEGO NO DANO ACUMULADO E NA DEFORMAÇÃO ACUMULADA (FRANCO, 2007)..... 167

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 PRINCIPAIS PROCEDIMENTOS DE DIMENSIONAMENTO DAS RODOVIAS PELO MUNDO ATÉ O ANO 1949 CONFORME GRAY (1949) ADAPTADO PELO AUTOR 10

TABELA 2.2 CÁLCULO DA RODA EQUIVALENTE (ESWL) EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE (POL) DO AVIÃO B-29 COM A CARGA DE 60.000 LB POR EIXO, 30.000 LB/RODA. 38

TABELA 2.3 VALORES DO COEFICIENTE DE DEFLEXÃO VERSUS A PROFUNDIDADE EM RADII (μ=0,5) 39

TABELA 2.4 VALOR DE KMÉDIO VERSUS O CBR DOS SOLOS CALCULADOS POR FERGUS (1950). (1 KIP = 1000 LB) 43

TABELA 2.5 TABELA REALIZADA POR TURNBULL ET AL. (1956) PARA O CÁLCULO DA PROPORÇÃO ENTRE A CONSTANTE D E O VALOR DO CBR. 49

TABELA 2.6 VALORES PERMITIDOS PARA OS MATERIAIS DA SUB-BASE PARA OS PAVIMENTOS AEROVIÁRIOS EM 1958 SEGUNDO YODER E WICKZAK (1975) 51

TABELA 2.7 VALORES DE OPERAÇÕES POR COBERTURA (O/C) PARA OS DIVERSOS EIXOS DA ÉPOCA (TURNBULL ET AL, 1962) (TABELA ORIGINAL – TRADUÇÃO DO AUTOR) 59

TABELA 2.8 COMPARATIVO DOS VALORES DE FEO CALCULADOS NESTA DISSERTAÇÃO VERSUS OS VALORES DE FEO EXTRAÍDOS DO ÁBACO DE TURNBULL ET AL.(1962) 63

TABELA 2.9 COMPARATIVO ENTRE OS VALORES DA ESPESSURA DA CAMADA NECESSÁRIA PARA CAMADA DO PAVIMENTO DADO PELO ÁBACO DE DIMENSIONAMENTO DE TURNBULL ET AL.(1962) VERSUS VALORES DA ESPESSURA DA CAMADA NECESSÁRIA PARA CAMADA DO PAVIMENTO CALCULADO NESTA DISSERTAÇÃO. 63

TABELA 2.10 ESPESSURA DAS SEÇÕES DAS CAMADAS DOS PAVIMENTO DAS PISTAS EXPERIMENTAIS DA AASHO (HTTP://TRAINING.CE.WASHINGTON.EDU /WSDOT/MODULES / 06 _ STRUCTURAL _DESIGN / AASHO_ROAD_TEST.HTM, ACESSADO 28/08/2011) 66

TABELA 2.11 FAIXA GRANULOMÉTRICA DOS REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS (CAPA E BINDER) UTILIZADOS NOS ENSAIOS DA AASHO (HTTP: // TRAINING.CE.WASHINGTON.EDU /WSDOT/MODULES / 06 _ STRUCTURAL _DESIGN / AASHO_ROAD_TEST.HTM, ACESSADO 28/08/2011) 67

TABELA 2.12 FAIXA GRANULOMÉTRICA DOS MATERIAIS DE BASE UTILIZADOS NA AASHO (HTTP:// TRAINING.CE.WASHINGTON.EDU /WSDOT/MODULES / 06 _ STRUCTURAL _DESIGN / AASHO_ROAD_TEST.HTM, ACESSADO 28/08/2011) 68

TABELA 2.13 FAIXA GRANULOMÉTRICA DOS MATERIAIS DE SUB-BASE UTILIZADOS NA AASHO (HTTP://TRAINING.CE.WASHINGTON.EDU /WSDOT/MODULES / 06 _ STRUCTURAL _DESIGN / AASHO_ROAD_TEST.HTM, ACESSADO 28/08/2011) 68

TABELA 2.14 FAIXA DE VARIAÇÃO DOS COEFICIENTES ESTRUTURAIS PROPOSTOS NA NOVA VERSÃO DO INTERIM GUIDE DE 1972 (SCHWARTZ E CARVALHO (2007) 73

TABELA 2.15 VALORES REFERENTE AO COEFICIENTE CLIMÁTICO EM RELAÇÃO A SITUAÇÃO QUE O PAVIMENTO ESTÁ EXPOSTO YODER (1975) 73

TABELA 2.16 VALORES DA RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE GRUPO E O ÍNDICE DE SUPORTE (SOUZA, 1961) (TABELA ORIGINAL) 77

TABELA 2.17 VALORES MÍNIMOS DO IS E CBR EM RELAÇÃO AO TIPO E AS CARGAS MÁXIMAS DO TRÁFEGO (SOUZA, 1961) 80

TABELA 2.18 ESPESSURA MÍNIMA EM POLEGADAS A SEREM ADOTADAS EM FUNÇÃO DO TRÁFEGO E DA CARGA MÁXIMA (SOUZA, 1961) 80

TABELA 2.19 VALORES DA RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE GRUPO E O ÍNDICE DE SUPORTE (SOUZA, 1966) (TABELA ORIGINAL) 83

TABELA 2.20 VALORES DAS FAIXAS GRANULOMÉTRICAS QUE OS MATERIAIS DE BASE DEVEM RESPEITAR (SOUZA, 1966) (TABELA ORIGINAL) 85

TABELA 2.21 CORRELAÇÃO SUGERIDA PELO SOUZA (1966) ENTRE A ALTURA MÉDIA DAS CHUVAS ANUAL (MM) E O FATOR CLIMÁTICO (FR) (TABELA ORIGINAL) 87

TABELA 2.22 ESPESSURA MÍNIMA DO REVESTIMENTO BETUMINOSO EM FUNÇÃO NO NÚMERO N (SOUZA, 1966) (TABELA ORIGINAL) 88

TABELA 2.23 VALORES DE EQUIVALÊNCIA ESTRUTURAL DOS MATERIAIS UTILIZADOS NAS CAMADAS DE PAVIMENTO (SOUZA, 1966) (TABELA ORIGINAL) 89

TABELA 2.24 FAIXA GRANULOMÉTRICA SUGERIDA PELO DNER (1981) PARA OS MATERIAIS DAS CAMADAS DE PAVIMENTO (TABELA ORIGINAL) 93

TABELA 2.25 VALORES DE EQUIVALÊNCIA ESTRUTURAL DOS MATERIAIS UTILIZADOS NAS CAMADAS DE PAVIMENTO (DNER, 1981) (TABELA ORIGINAL) 94

TABELA 2.26 ESPESSURA MÍNIMA DO REVESTIMENTO BETUMINOSO EM FUNÇÃO NO NÚMERO N (DNER, 1981) (TABELA ORIGINAL) 95

TABELA 2.27 VALORES DE FC PARA UM EIXO TANDEM TRIPLO (DNER,1981) (TABELA ORIGINAL).... 96

TABELA 2.28 EXEMPLO DE METODOLOGIAS ANALÍTICAS UTILIZADAS ATUALMENTE (MONISMITH, 2004) 100

TABELA 2.29 MODELOS DE FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS CATALOGADOS POR PINTO E MOTTA (1995) 111

TABELA 2.30 EQUAÇÕES DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS BETUMINOSAS (BERNUCCI ET AL, 1996 APUD BEZZERA, 2004) 115

TABELA 2.31 COEFICIENTES OBTIDOS POR RADA E WITCZAK (1981) PARA O MR EM FUNÇÃO DO INVARIANTE DE TENSÕES Θ (RADA E WITCZAK, 1981 APUD FRANCO, 2007) 119

TABELA 2.32 COEFICIENTES PARA O MODELO COMPOSTO PARA OBTENÇÃO DO MR (RAMOS, 2003) 120

TABELA 2.33 VALORES SUGERIDOS PARA MR PELA AASHTO (2002) (FRANCO, 2007) 121

TABELA 2.34 COEFICIENTES EXPERIMENTAIS PARA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE BRITAS DE ACORDO COM A NATUREZA ROCHOSA (PAUTE ET AL, 1988) 127

TABELA 2.35 COEFICIENTES EXPERIMENTAIS PARA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLOS GRANULARES LATERÍTICOS DO ESTADO DO MATO GROSSO (SANTOS ET AL.,1995) . 128

TABELA 2.36 MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE ACORDO COM O PERCENTUAL DE FINOS E O CBR (DNER, 1996)..... 130

TABELA 2.37 COEFICIENTES EXPERIMENTAIS PARA EQUAÇÃO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE PARA 4 TIPOS DIFERENTES DE ARGILAS UTILIZADAS NO SUBLEITO NAS RODOVIAS FEDERAIS (SVENSON, 1980 APUD MOTTA, 1991)..... 131

TABELA 2.38 CLASSIFICAÇÃO DA ARGILA AMARELA UTILIZADA NA PESQUISA DE GUIMARÃES (2001) 133

TABELA 2.39 COEFICIENTES EXPERIMENTAIS OBTIDOS POR GUIMARÃES (2001) PARA EQUAÇÕES MONISMITH (1975) 133

TABELA 3.1 ESTRUTURA ANALISADA PELO SISPAV PARA O PAVIMENTO TIPO-A E TIPO-B COM CONFIABILIDADE DE 50% DESTE ESTUDO 161

TABELA 3.2 ESTRUTURA ANALISADA PELO SISPAV PARA O PAVIMENTO TIPO-C COM CONFIABILIDADE DE 50% DESTE ESTUDO 161

TABELA 3.3 ESTRUTURA ANALISADA PELO SISPAV PARA O PAVIMENTO TIPO-D COM CONFIABILIDADE DE 50% DESTE ESTUDO 162

TABELA 3.4 ESTRUTURA ANALISADA PELO SISPAV PARA O PAVIMENTO TIPO-D COM CONFIABILIDADE DE 95%..... 162

TABELA 3.5 COMPOSIÇÃO DOS EIXOS POR FAIXA E SUAS CARGAS RESPECTIVAS DESTE ESTUDO 163

TABELA 3.6 RESULTADOS DOS CÁLCULOS EXECUTADOS PELO SISPAV PARA OS PAVIMENTOS TIPO-A, AJ, B, C E D DESTE ESTUDO..... 164

TABELA 3.7 ESTRUTURA ANALISADA PELO SISPAV PARA O PAVIMENTO TIPO-A-2 E TIPO-B-2 COM CONFIABILIDADE DE 50% DESTE ESTUDO 165

TABELA 3.8 ESTRUTURA ANALISADA PELO SISPAV PARA O PAVIMENTO TIPO-C-2 COM CONFIABILIDADE DE 50% DESTE ESTUDO 165

TABELA 3.9 RESULTADOS CALCULADOS PELO SISPAV PARA O PAVIMENTO COM CAMADA ASFÁLTICA EQUIVALENTE DESTE ESTUDO 166

TABELA 3.10 RESULTADOS CALCULADOS PELO SISPAV PARA CONFIABILIDADE DE 95% PARA 4 SITUAÇÕES DIFERENTES A SEREM USADAS NO MÉTODO DE ROSENBLUETH DESTE ESTUDO 171

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIAÇÕES

AASHO	American Association of State Highway Officials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ATR	Afundamentos de trilha de roda
B-17	Avião bombardeiro americano da Segunda Guerra Mundial
B-24	Avião bombardeiro americano da Segunda Guerra Mundial
B-36	Avião bombardeiro americano da Segunda Guerra Mundial
BDMG	Banco de Desenvolvimento de Minas Gerais
CAP	Cimento asfáltico de petróleo
CBR	California Bearing Ratio
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CCP	Concreto de cimento portland
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes
E*	Módulo complexo
E, | E*|	Módulo dinâmico
ESAL	O índice de equivalência dos eixos da AASHO
ESWL	Equivalent Single Wheel Load
FC	Fator de equivalência

FE	Fator de composição do tráfego
FEO	Equivalente Operation Factor
FHWA	Federal Highway Administration
FR	Fator climático regional (Brasil)
HRB	Highway Research Board
IC	Índice de cobertura
IG	Índice de Grupo
IRI	International Roughness Index
IS	Índice de Suporte
lb	libra força
ME	Mecanística-empírica
N	Número de operações do eixo padrão
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
Nf	Vida de fadiga
O/C	Operações por cobertura
PIB	Produto Interno Bruto
pol	Polegadas
psi	Libra força por polegada quadrada
PSI	Índice de Serventia Presente

RBV	Relação betume-vazios
RT	Resistência à tração
SGP	Sistema de Gerência de Pavimentos
SHRP	Highway Research Program
SN	Número estrutural do pavimento (AASHO)
TRB	Transportation Research Board
TSD	Tratamento Superficial Duplo
TSS	Tratamento Superficial Simples
TST	Tratamento Superficial Triplo
USACE	Corpo de Engenheiros do Exército Americano
VMD	Volume médio diário
WASHO	Western Association of State Highway Officials
$\Delta\sigma$	Diferença de tensões (tensão horizontal e vertical)
εt	Deformação específica resiliente de tração
η	viscosidade do ligante asfáltico
ν	Coeficiente de Poisson
$\sigma 1$	Tensão principal
$\sigma 2$	Tensão intermediária
$\sigma 3$	Tensão confinante

σ_d	Tensão desvio
τ_{oct}	Tensão octaédrica cisalhante

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 1

1.1 INTRODUÇÃO 1

1.2 OBJETIVOS 3

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 4

CAPÍTULO 2 6

2.1 BREVE HISTÓRICO 6

2.2 METODOLOGIA CBR 13

2.2.1 O início do desenvolvimento da metodologia CBR pela USACE..... 15

2.2.2 As primeiras curvas extrapoladas da curva original do CBR 17

2.2.3 Os ensaios acelerados para o desenvolvimento da metodologia CBR e a concepção inicial do conceito operações por cobertura (O/C) 21

2.2.4 O surgimento do conceito ESWL (Equivalent Single Wheel Load) 24

2.2.5 Diversos ensaios da década de 40 que ajudaram no desenvolvimento da metodologia CBR 29

2.2.6 Origem e desenvolvimento de um novo método de cálculo para ESWL ... 33

2.2.7 O surgimento da primeira equação de dimensionamento do pavimento pela metodologia CBR 39

2.2.8 Origem do conceito da oscilação lateral e canalização do tráfego 44

2.2.9 Desenvolvimento da equação de dimensionamento CBR 46

2.2.10 O conceito atual de operações por cobertura 54

2.2.11 A metodologia CBR para os pavimentos rodoviários 55

2.3 METODOLOGIA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (AASHO) 64

2.3.1 Características da AASHO Road Test 65
2.3.2 Conclusões da AASHO Road Test 70
2.3.3 Modificações da AASHO de 1972 a 2002 73
2.4 METODOLOGIA DO DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER) 76
2.4.1 Metodologia do DNER/1961 76
2.4.2 Metodologia do DNER/1966 82
2.4.3 Alterações da Metodologia de dimensionamento do DNER de 1981 a 1996 92
2.5 METODOLOGIA MECANÍSTICA-EMPÍRICA (ME) 97
2.5.1 Módulo de Resiliência 102
2.5.2 Modelos para MR de misturas betuminosas 104
2.5.3 Modelos de análise de fadiga para misturas betuminosas 106
2.5.4 Modelos de deformação permanente de misturas betuminosas 112
2.5.5 Modelos de módulo de resiliência de Solos 115
2.5.6 Modelos de módulo de resiliência dos solos granulares 116
2.5.7 Modelos de deformação permanente de solos granulares 123
2.5.8 Modelos módulo de resiliência de solos finos 129
2.5.9 Modelos de deformação permanente de solos finos 131
2.5.10 Influência do meio ambiente no desempenho estrutural do pavimento 134
2.5.11 Análise probabilística no dimensionamento dos pavimentos 135
CAPÍTULO 3 137
3.1 MÉTODOS 137
3.2 PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO PELA METODOLOGIA DO DNER 139
3.2.1 Métodos de ensaios realizados para a argila, para o cascalho quartzoso e para BGTC 139

3.2.2 Métodos de ensaios realizados para o CBUQ e o PMQ 141
3.2.3 Estrutura do pavimento pelo método do DNER 142
3.3 DIMENSIONAMENTO PELA METODOLOGIA MECANÍSTICA EMPÍRICA (ME)..... 143
3.3.1 Métodos de Ensaios para o material do subleito..... 144
3.3.2 Métodos de Ensaios para a BGTC e para o cascalho quartzoso..... 144
3.3.3 Métodos de Ensaios para o CBUQ e PMQ..... 144
3.3.4 Modelo para o MR do CBUQ e PMQ 146
3.3.5 Modelo para fadiga do CBUQ e PMQ..... 147
3.3.6 Modelo de deformação permanente para o CBUQ e PMQ 149
3.3.7 Modelo do MR para a BGTC e o Cascalho Quartzoso..... 150
3.3.8 Modelo de MR para o material argiloso (subleito)..... 155
3.3.9 Modelo de deformação permanente para o material argiloso (subleito)... 156
3.3.10 Dimensionamento pelo método ME 157
3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS 172
CAPÍTULO 4 173
4.1 CONCLUSÕES 173
4.2 SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS 178
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 179
ANEXO A 185

1.1 **INTRODUÇÃO**

No relatório, "Minas Gerais do Século XXI", Volume III, do Banco de Desenvolvimento do Estado de Minas Gerais (BDMG), é destacado o papel primordial da infraestrutura, inclusive a rodoviária, no desenvolvimento do estado e do Brasil. Neste relatório cita-se, dentre outras coisas, que a infra-estrutura é condição necessária, porém não suficiente, para o crescimento do País e que a adequada provisão de infra-estrutura de transportes tem mostrado ser capaz de potencializar ganhos de eficiência no sistema produtivo. Caso os sistemas de infra-estrutura não funcionem adequadamente estes comprometem a economia com elevação dos custos e a perda da competitividade dos produtos para o mercado interno e o externo.

O Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), em seu relatório, "SGP – Sistema de Gerência de Pavimentos", de junho de 2010, apresenta a situação da malha rodoviária federal. Neste relatório, fica evidente que a quantidade de rodovias pavimentadas ainda é deficitária, pois, ao todo, incluindo a jurisdição municipal, estadual e federal, são por volta de 218.000 km de rodovias pavimentadas para 1.365.000 km de rodovias não pavimentadas.

Ainda no mesmo relatório, mais especificamente sobre a malha rodoviária federal, da sua totalidade, 6% são duplicadas, 18% não estão pavimentadas e 76% são de pista simples ou estão sofrendo processo de duplicação. Destes 82% de pistas pavimentadas, os pavimentos se encontram em situação boa em 34,5% e em situação ruim a regular em 65,5%. A análise da condição dos pavimentos foi executada através o índice IRI (*International Roughness Index*), que é usado como parâmetro de qualidade das malhas rodoviárias pelos organismos financiadores internacionais.

Em função da enorme necessidade atual de crescimento da malha rodoviária brasileira, para recuperar o crescimento pífio das últimas décadas, uma nova metodologia de dimensionamento de pavimentos asfálticos deve ser implantada, o quanto antes, e

deverá ser capaz de analisar e maximizar as potencialidades dos materiais e suas inter-relações nas camadas. Não é mais possível continuar usando um método empírico da década de 1960, tendo em vista toda a evolução da frota de veículos e do conhecimento dos materiais atuais. Como conseqüência, espera-se obter pavimentos mais duráveis e relação custo/benefício mais adequada para os empreendimentos. A construção de estradas rodoviárias é muito cara tendo em vista as distâncias a serem percorridas num país continental como o nosso.

A infra-estrutura de um país, como já mencionado no relatório do BDMG, é de extrema importância para a manutenção do crescimento brasileiro e não é admissível que um pais que queira o status de desenvolvido apresente uma malha viária do tamanho e nas condições que se encontra atualmente. Para se ter uma vaga idéia do grande desafio que o Brasil possui pela frente para conseguir pavimentar apenas as rodovias atuais existentes não pavimentadas, a simples pavimentação destas rodovias, representaria, aos cofres públicos, ao valor de 750 mil reais por quilômetro[1], a quantia aproximada de 1 trilhão de reais, ou melhor, 28% do Produto Interno Bruto (PIB) brasileiro de 2010. Naturalmente, nenhum país do mundo tem 100% de sua malha pavimentada, mas a proporção no Brasil é muito baixa em relação aos países desenvolvidos. Existe uma relação direta entre km pavimentado e PIB segundo várias publicações do Banco Mundial.

Será que este elevado número de rodovias federais apresentando a situação do pavimento de regular a ruim pode ser somente creditado à falta de conservação das mesmas ou a má execução dos serviços? Talvez, também, a falta da utilização de uma metodologia mais analítica de dimensionamento de pavimentos, que proporcione uma análise mais racional dos materiais e análise mais realista das tensões-deformações, provocadas pelas diversidades do tráfego que existe hoje nas rodovias, possa ter contribuído para a degradação dos pavimentos.

O método de dimensionamento de pavimentos flexíveis de 1966 é, até hoje, o mais utilizado no Brasil: é a metodologia do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER). Este método apresenta caráter generalista, isto é, várias situações

específicas são tratadas de forma média e muitas vezes simplificadamente. A utilização de modelos generalistas leva a uma análise superficial sobre a situação e especificidades das diversas variáveis que influenciam no desempenho funcional e estrutural de um pavimento.

A Metodologia mecanística-empírica (ME) apresenta um caráter específico, isto é, possui a capacidade de determinar e analisar os pavimentos de acordo com as suas diversas características e, assim, potencializando o desempenho funcional e estrutural de um pavimento. Esse caráter da metodologia ME é de extrema importância nos dias atuais, pois, hoje, a composição do tráfego rodoviário é mais diversificada do que décadas atrás, entre outros aspectos.

Dentro deste cenário descrito sucintamente, insere-se o presente trabalho de dissertação, que visa contribuir para o conhecimento mais detalhado destas duas metodologias, para isto aplicando seus parâmetros num estudo de caso aplicado a uma obra em andamento como se detalha a seguir.

1.2 **OBJETIVOS**

Os principais objetivos desta dissertação são:

a. Conhecer o desenvolvimento das metodologias de dimensionamento de pavimentos do DNER e a Mecanística-Empírica.
b. Dimensionar um pavimento através da realização de ensaios, de um segmento de uma rodovia de Minas Gerais por um método Mecanístico – empírico escolhido.
c. Analisar as referidas metodologias apresentando suas semelhanças e diferenças.
d. Divulgar a metodologia mecanística para os departamentos de estradas rodoviários do Brasil.

1.3 **ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

O desenvolvimento da dissertação foi se ajustando ao longo do próprio desenvolvimento da pesquisa. A princípio, a intenção do autor seria adotar uma abordagem mais prática sobre o assunto, mas, à medida que o estudo foi sendo desenvolvido, assumiu, também, um caráter teórico histórico. Esta abordagem nova foi essencial para o autor ter a compreensão das características específicas das metodologias aqui analisadas.

Em todos os itens da revisão procurou-se manter as unidades originais da época para que, assim, não se perdesse a fidelidade e originalidade das situações históricas. Cumpra-se observar que, muitas vezes, as fontes sobre o desenvolvimento das metodologias não apresentam clareza e organicidade nas informações.

Além do Capítulo 1, a dissertação é composta pelos seguintes capítulos:

Capítulo 2

Neste capítulo é apresentado o desenvolvimento histórico de forma sucinta e geral da pavimentação no mundo ao longo do tempo.

É apresentado de forma cronológica o desenvolvimento da metodologia CBR, abordando aspectos pouco explorados em dissertações ou livros brasileiros sobre o assunto. Ao mesmo tempo, foram dados alguns exemplos numéricos para facilitar o entendimento desta metodologia.

Também é apresentado de forma cronológica sucinta o desenvolvimento do método da AASHO.

É apresentado também, de forma cronológica, o desenvolvimento do método do DNER feito por Murillo Lopes de Souza, seu grande criador, e os diversos fatores que influenciaram.

Por fim, este capítulo apresenta a Metodologia mecanística–empírica (ME) assim como os modelos principais utilizados para fadiga, deformação plástica e Módulo de Resiliência.

Capítulo 3

Este capítulo apresenta estudo de caso, ressaltando:

a. Os resultados laboratoriais dos ensaios realizados que alicerçam as metodologias do DNER e ME.
b. Análise, sobre o enfoque mecanístico, do pavimento dimensionado pelo método do DNER.
c. Análise de um novo dimensionamento do pavimento deste estudo de caso, utilizando para isso o grau de confiabilidade de 50% e de 95%.
d. Discussão dos resultados

Capítulo 4

Este capítulo apresenta as conclusões do autor sobre as metodologias aqui estudas, sendo estas fundamentadas nas pesquisas teóricas e no estudo de caso prático realizado na presente dissertação.

Anexo A

Resultados dos ensaios realizados tanto para método do DNER quanto para o Mecanístico-Empírico.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.4 BREVE HISTÓRICO

Os povos egípcios, gregos e romanos construíram vias de acesso pavimentadas como meio facilitador de transporte para executar as funções que lhes eram interessantes, quais sejam: funções religiosas, militares e comerciais. Os romanos chegaram a construir, aproximadamente, 87.000,00 km de vias pavimentadas sobre todo seu império.

A estrutura dos pavimentos romanos possuía as seguintes características, segundo Balbo (2007):

- CAMADA SOLUS – era a camada do terreno natural que, muitas vezes, escavada até o horizonte de um material com melhor suporte. Em regiões onde os terrenos possuíam pouca resistência eram, normalmente, cravadas estacas de madeira para exercerem uma função de fundação para a camada de pavimentação que acima seria construída.
- CAMADA STRATUMEM – era a camada sobreposta à camada Solus e era composta de lastro de pedras de 30 mm a 60 mm empastado com cal hidráulica.
- CAMADA INDUS OU RUDERATIO – era a camada executada sobre a camada Stratumem. Possuía a espessura de 250 mm a 300 mm formada por fragmentos de tijolos, ladrilhos, pedras, pedaços de ferros misturados com pasta de cal, areia, argila e cinza vulcânica natural.
- CAMADA NUCLEUS – era camada executada sobre a camada Indus e possuía espessura de 300 mm a 500 mm. Era utilizada como camada impermeabilizante formada por pedras miúdas misturadas com pasta de cal.
- CAMADAS DE SUMMA CRUSTA E GLAREA STRATAE – a camada Summa Crusta era utilizada para as grandes vias urbanas que faziam a ligação

entre regiões economicamente importantes. Era colocada sobre a camada Nucleus e era constituída de rochas básicas (geralmente calcáreas). Para as vias consulares, os romanos utilizavam a camada Stratae constituída de saibros mais uma pasta de cal sobre a camada Nucleus.

Conforme Taylor *et al.*(2009), na França, Trésaguet, entre 1764 a 1775, desenvolveu uma nova estrutura para o pavimento além da romana, qual seja:

- 1ª camada – seção transversal deveria ser feita em forma de arco e sobre o subleito seria executada uma camada de pedra de 200 mm de diâmetro.
- 2ª camada – possuía uma espessura de 50 mm composta por pedras compactadas com a finalidade de preencher os espaços vazios da 1ª.
- 3ª camada – Composta por pedras trituradas e compactadas com espessura de 25 mm que servia como camada de revestimento.

Em 1820, John Loudon Mac-Adam propôs um novo tipo de estrutura para os pavimentos com novas concepões, quais sejam:

- A cravação de pedras na fundação para uniformizá-la não era necessária.
- Não era necessário o confinamento das camadas granulares do pavimento, pois isto prejudicaria o escoamento da água.
- As pedras deveriam apresentar diâmetros uniformes.
- As pedras seriam espalhadas em camadas sobrepostas, de espessura crescente, não havendo necessidade de uso de aglomerantes, pois a própria água faria o papel de ligante.

De Mac-Adam veio a designação de “macadame”, técnica utilizada até hoje em bases, especialmente no sul do Brasil.

De acordo com Corini (1947 apud Balbo, 2007) o concreto somente foi utilizado no revestimento e como estrutura de pavimento das vias, primeiramente no ano de 1876.

Em 1885, Joseph Boussinesq, segundo Medina (1997), desenvolveu equações matemáticas que fornecem as tensões e deflexões em função de uma carga concentrada em qualquer ponto de um meio semi-infinito, composto por material homogêneo, elástico e isotrópico. A teoria da camada elástica de Boussinesq serviu, mais tarde, de base para o desenvolvimento de método de dimensionamento de pavimento e foi um dos elementos fundamentais para o início do estudo da mecânica dos pavimentos.

De acordo com Balbo (2007), o concreto de cimento portland (CCP) somente foi utilizado no revestimento e como estrutura de pavimento de vias em Grenoble (França) e em Ohio (Estados Unidos) no ano de 1876. Em 1890 já se utilizava, com frequência, o CCP na estrutura dos pavimentos das vias alemãs e em 1909 nas vias americanas.

Em 1900, Albert M. Atterberg, com 54 anos de idade, dedicou os últimos 16 anos da sua vida ao estudo dos limites de consistência dos solos, conhecido hoje como Limites de Atterberg. Estes limites são utilizados, essencialmente, até hoje, para classificar a fração fina dos solos através da carta de plasticidade.

Na primeira década do séc. XX, uma sucessão de catástrofes como as falhas nos aterros e nas fundações das ferrovias Suecas, deslizamentos nos taludes do Canal do Panamá, falhas nas paredes do canal de Kiel na Alemanha e inúmeras falhas em barragens e fundações de prédios pelo mundo catalizaram o esforço conjunto dos engenheiros e geotécnicos a pesquisarem e entenderem os motivos destes eventos através de estudos baseados em observações científicas. Em 1925, Karl Terzaghi publicou o tratado "Fundamental Principles of Earth Mechanics" que é considerado um dos marcos mais importantes na mecânica dos solos do século XX.

Em 1927, Harald Malcom Westergaard, professor da Universidade de Illinois, publicou, nos anais do *Highway Research Board* (HRB), equações analíticas que calculavam as espessuras necessárias das placas de concreto sobre um determinado subleito.

No final da década de 1920, O. J. Porter coordenou pesquisas na área rodoviária e apresentou a primeira curva de dimensionamento de pavimento flexível que descrevia a

espessura necessária de um pavimento em função do CBR (Califórnia Bearing Ratio) do subleito.

Na década de 1930, foram realizados sucessivos ensaios pelo Bureau of Public Roads (BPR), nos Estados Unidos, para averiguação das equações de Westergaard que foram sucessivamente analisadas e revisadas até 1948.

Na década de 1940, Donald M. Burmister desenvolveu equações matemáticas que possibilitaram o cálculo das tensões e deflexões de um pavimento elástico de duas camadas e três camadas. Embora os resultados destes cálculos de tensões e deflexões estivessem limitados à interface das camadas, foi importante para divulgar a necessidade de se tratar um pavimento como um sistema de múltiplas camadas. Esta solução só foi utilizada de forma abrangente após 15 anos com o advento do computador.

Também no início da década de 1940, o Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE), e por várias décadas seguintes, promoveu o desenvolvimento da metodologia CBR de O. J. Porter. O Corpo de Engenheiros utilizou as equações de Boussinesq e executou ensaios em pavimentos que eram submetidos a tráfegos acelerados para o desenvolvimento de um método de dimensionamento baseado no ensaio CBR.

Em 1945, o *Highway Research Board* (HRB) revisou e publicou a classificação de solos para fins rodoviários, que se tornou conhecida como HRB-AASHO (*American Association of State Highway Officials*).

De acordo com Gray (1949), os principais procedimentos de dimensionamento das rodovias pelo mundo até o ano 1949 foram os mostrados na tabela 2.1 que será apresentada a seguir em tradução livre e adaptação do autor da presente dissertação. (HTTP://pavementinteractive.org/ index.php?title = Pavement _ History, 17/08/2011)

Tabela 0.1 Principais procedimentos de dimensionamento das rodovias pelo mundo até o ano 1949 conforme Gray (1949) adaptado pelo autor

País / Estado	Fundamentos p/ cálculo do pavimento	Ensaios	Tráfego
Austrália	Características dos solos	Graduação, LL, LP e LP	Carga por roda Normal : 9000 lb Pesado:13500 lb
EUA / Califórnia	Curvas de dimensionamento	CBR	Carga por roda
Canadá	t = 65 . log (P/S)	Ensaio de carga sobre placa	Carga por roda
EUA / Colorado	Curvas de dimensionamento	CBR, graduação, LL e LP	Volume
EUA / Cansas	1*	Triaxial, módulo de deformação	Volume e carga por roda
EUA / Michigan	Dados do solo	-	Volume
EUA / Minnesota	Curvas de dimensionamento	CBR	-
EUA / Novo México	$t = 1{,}2 \,.\, \sqrt{\frac{P}{S}} \,.0{,}27.\sqrt{A}$	CBR	Carga por roda
EUA / Carolina do Norte	$t = 1{,}2 \,.\, a \,.\, \sqrt{\frac{P}{S} - 1}$	Ensaio de carga sobre placa	Carga por roda
EUA / Dakota do Norte	$t = \frac{65{,}7}{B^{0{,}388}}$	Ensaio de penetração do Cone	Carga por Roda
EUA / Wyomign	Curvas de Dimensionamento	CBR	Volume e Carga por Roda

$$1 \rightarrow t = \left[\sqrt{\left(\frac{3P}{2\pi CS}\right)^2 - a^2}\right] \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{C}{C_P}}\right]$$

t	espessura do pavimento
P_c	carga das rodas
S	
C_{sub}	módulo de deformação do subleito
C_p	módulo de deformação do subleito
a	raio da área de contato
A	Carga da área de contato
p	pressão
B	valor da penetração do cone (psi)

Em 1953, o engenheiro A.C. Benkelman, dos Estados Unidos, desenvolveu um equipamento que tem a capacidade de medir a deflexão de um pavimento solicitado por rodas de veículos, que passou a ser conhecida como Viga Benkelman.

Entre 1952 a 1954, a *Western Association of State Highway Officials (WASHO)*, promoveu experimento rodoviário utilizando a Viga Benkelman para as medidas de deflexão do pavimento.

No final da década de 1950 e início da década de 1960, devido aos planos de pavimentação das rodovias que ligariam as cidades de médio e grande porte nos Estados Unidos, a *American Association of State Highway Officials* (*AASHO*) desenvolveu o maior experimento rodoviário do mundo, à época, para definir uma metodologia de dimensionamento de pavimentos rodoviários. Este experimento ficou conhecido como "*AASHO ROAD TEST*". Em 1961, houve divulgação dos primeiros resultados. Ao longo dos anos seguintes (1972, 1986, 1993 e 2002) tais resultados passaram por várias reformulações do método inicialmente proposto. A reformulação de 2002 foi radical e tornou-se um método mecanístico-empírico ao invés das versões anteriores empíricas.

Segundo Monismith (2004), a conferência "*The International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*" em 1962, na Universidade de Michigan, visava discutir os resultados encontrados na AASHO Road Test e trocar experiências sobre evolução de dimensionamento dos pavimentos asfálticos pelo mundo. Esta conferência é considerada ponto de partida do desenvolvimento das metodologias mecanísticas de dimensionamento de pavimentos asfálticos como se conhece atualmente. Foram apresentadas importantes contribuições dadas por Peattie e Dorman, entre outros, mostrando como sistemas de múltiplas camadas elásticas poderiam ser usados para análise de tensões em pavimento. Surgiram vários conceitos que seriam utilizados nas metodologias analíticas que viriam a ser desenvolvidas durante esta década até os dias atuais.

Já no Brasil, conforme Santana (1989) e Monteiro (1996), o início da execução de pavimentos asfálticos de forma mais efetiva se deu na década de 1950, com o

engenheiro americano William Haynes Mills, que foi contratado para orientar e supervisionar a pavimentação da antiga BR-5, trecho Vitória/Cachoeira do Itapemirim. Nesta década, o Eng. Murillo Lopes de Souza baseando-se na metodologia CBR, do Índice de Grupo (IG) e em alguns conceitos do Eng. William Haynes Mills propôs um novo método de dimensionamento de pavimentos que foi oficializado em 1961 (Souza, 1961). Em 1966 este método sofreu reformulação pelo próprio Murillo e, de acordo com ele, o método de 1966 baseou-se em:

> "... idéias centrais contidas naquela publicação (DNER/1961) e introduzidos os recentes desenvolvimentos alcançados pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos da América do Norte, nêste setor, bem como muitas das conclusões obtidas na Pista experimental da A.A.S.H.O. ..." (sic). (SOUZA, 1966, p.1)

O método de dimensionamento de pavimento do Eng. Murillo de 1966 foi modificado ligeiramente em 1981 e 1996, e hoje ainda é usado largamente no dimensionamento dos pavimentos asfálticos pelo Brasil, também conhecido como Método do DNER.

Nos próximos itens pretende-se apresentar uma síntese sobre o surgimento e desenvolvimento deste método de dimensionamento de pavimentos rodoviários do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER). Para isto foi feito uma busca histórica do desenvolvimento de dois principais métodos que influenciaram no brasileiro: método do *California Bearing Ratio* (CBR) desenvolvida pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE) e o da *American Association of State Highway Officials* (AASHO).

1.5 **METODOLOGIA CBR**

O método de dimensionamento com base no ensaio de CBR, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE) na versão apresentada por Turnbull *et al* (1962) foi a base principal do método do DNER brasileiro e será apresentado a seguir, pela visão que o autor da presente dissertação pode fazer a partir dos documentos obtidos, do seu desenvolvimento até o ano de 1962.

O relato a seguir está baseado, principalmente, nas seguintes publicações:

a. Procedures for Development of CBR Design Curves, Pereira (1977).
b. Origin of Development for Structural Desing of Pavements, Ahlvin (1971).
c. Design of Flexible Airfield Pavements for Multiple-Whell Landing Gear Assemblies, Turnbull *et al* (1952).
d. Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume, Turnbull *et al* (1962).
e. Mathematical Expression of the CBR Relations, Turnbull *et al* (1956).
f. Adaptation to the Design of Airfield Pavements, Middlebrooks e Bertram (1950).
g. Accepted Procedure for the CBR Test, William *et al.* (1950)
h. Test Section nº 1, Stockton Field, California, Porter (1950).
i. Whell Load Tests, Marietta, GA., Griffith (1950).
j. Other Accelerated Traffic Tests, Redus (1950).
k. Design Curves for Single Whell Loads, Foster (1950).
l. Design Curves for Very Heavy Multiple Whell Assemblies, Boyd e Foster (1950).
m. Dicussion (Symposium), Kersten *et al* (1950).
n. Principles of Pavement Design, Yoder e Witczak (1975)
o. Lateral Distribution of Aircraft Traffic, Brown e Thompson (1973)
p. http//gsl.erdc.usace.army.mil /gl-history/

q. Cálculo de Carga de Roda Equivalente no dimensionamento de pavimentos Flexíveis:Programação Automática, Carim (1973)

Em 1939, com a proximidade da Segunda Guerra e possível futura necessidade de utilização de aviões bombardeiros mais pesados do que os pavimentos da época suportavam, os militares americanos assumiram que, em caso de guerra, todos os aviões bombardeiros, exceto os com cargas máximas, poderiam operar normalmente em pista de grama.

Os engenheiros utilizavam-se das metodologias de rodovia para a execução de pistas pavimentadas aeroviárias e, até então, a estrutura destas pistas não havia apresentado qualquer sinal de problemas para cargas de até 12.500 lb por roda.

Em 1940, os primeiros ensaios do protótipo XB-19 (Figura 2.1), um bombardeiro de longo alcance, com carga total de 160.000 lb, provocou a ruptura da pista de Clover Field, Califórnia. Então, o USACE precisou desenvolver um método de dimensionamento de pavimentos aeroviários mais eficientes do que os utilizados comumente, vindos da área rodoviária.

Para estabelecer este novo método de dimensionamento do pavimento aeroviário para cargas dos bombardeiros pesados da época, era preciso, antes de tudo, a escolha do tipo de revestimento do pavimento e, a partir desta escolha, começar o desenvolvimento.

No início foi pensado na utilização de revestimento de concreto. No entanto, rapidamente, se descartou esta idéia, pois a execução do mesmo se tornaria inviável em função de diversas dificuldades: executiva, obtenção dos materiais necessários e o alto custo de construção. Após diversos debates, os projetistas optaram por revestimentos asfálticos.

Em 1941, ensaios realizados em Bradley Army Arifield no Estado de Connecticut e em Langley Field no Estado da Virgínia, utilizando células de pressão nos pavimentos, desenvolvidas pelo Departamento de Estradas do Estado da Virgínia, constataram que os pavimentos se deterioravam rapidamente com cargas de apenas 20.000 lbs por roda.

Foi reconhecida, então, pelos engenheiros do USACE, a gravidade da situação e que alguma ação deveria ser feita para solucionar a questão. (http//gsl.erdc.usace.army.mil /gl-history/Chap3.htm)

Figura 0.1 Primeira decolagem do avião protótipo XB-19 em Clover Field. (http://ivymike2.blogspot.com/2008/08/xb-19-o-gigante-da-douglas.html, acessado em 21/10/11)

1.5.1 **O início do desenvolvimento da metodologia CBR pela USACE**

Em 1942, a entrada dos EUA na Guerra, sem ter ainda um método de dimensionamento para os pavimentos aeroviários, obrigou os engenheiros do USACE a descartarem a possibilidade de uma metodologia completamente nova e, assim sendo, partiram para aprimoramento de um método já existente. Foi escolhido então o da Divisão de Estradas do Estado da Califórnia, que havia sido coordenado por O. J. Porter, o primeiro método do CBR.

Segundo Ahlvin (1991), a escolha do método CBR pela USACE foi motivada por:

a. O método CBR já havia sido correlacionado com o comportamento das rodovias construídas entre 1928 a 1942.

b. O método CBR podia ser adaptado para construções dos aeródromos conforme a necessidade urgente da época.
c. O método CBR foi desenvolvido dentro de certa racionalidade científica.
d. Em dois outros estados, além da Califórnia, foram utilizados métodos similares, com sucesso nos seus resultados.
e. A resistência do subleito poderia ser avaliada com equipamentos simples, tanto em laboratório quanto no campo.
f. Os ensaios de resistência dos materiais poderiam ser realizados em laboratório em condições similares às existentes no campo.

A metodologia CBR, criada no final da década de 1920, pela Divisão de Rodovias da Califórnia, com coordenação de O. J. Porter, foi construída a partir do estudo sobre as condições das rodovias no estado. Nestas rodovias, em vários locais onde o pavimento apresentou sinais de ruptura, foram estudados os fatores que, supostamente, teriam influenciado nesta ruptura. Foi constatado que as principais causas das rupturas eram a má compactação, o excesso de umidade no subleito, as espessuras de base insuficientes e as bases compostas por materiais com pouca resistência à tensão cisalhante. Tornou-se evidente, para a Divisão de Rodovias da Califórnia, a necessidade de método de dimensionamento que analisasse e levasse em conta as características que influenciam no desempenho estrutural criando-se, para isso, o ensaio CBR.

O ensaio de CBR supria as dificuldades que se encontravam nos ensaios de campo e ao mesmo tempo submete o material a condições extremas. Além disso, é um ensaio simples e rápido de execução, que pode ser utilizado em materiais argilosos e arenosos. Foram executadas correlações da situação estrutural existente do pavimento com as variáveis que se acreditavam influenciar na vida útil do pavimento. O desenvolvimento destas correlações levou a obtenção de duas curvas: curva A e curva B que são apresentadas na Figura 2.2 a seguir.

A curva A representava a espessura necessária de cobertura do subleito por um pavimento para as médias de tráfego na época. Já a curva B representava a espessura mínima para os tráfegos leves da época na Califórnia.

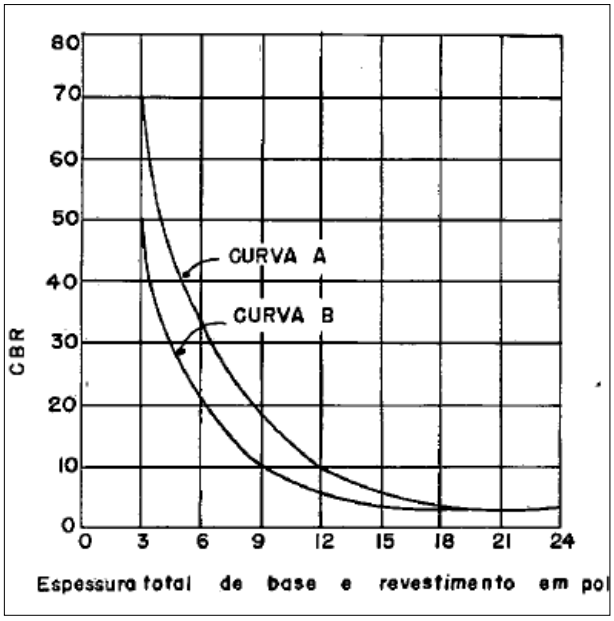


Figura 0.2 Curva original CBR realizada por O.J. Porter (Carim, 1973)

1.5.2 **As primeiras curvas extrapoladas da curva original do CBR**

Os engenheiros da USACE se perguntaram em 1942: Por que se observava que o mesmo tipo de pavimento suportava cargas da ordem de 9.000 lb por roda nas rodovias e nos aeródromos suportava cargas até 12.500 lb por roda?

As Curvas de CBR, originalmente, foram desenvolvidas para cargas mais leves do que 9.000 lb por roda de caminhão, mas foi observado que o pavimento resistia satisfatoriamente até esta carga. Para os aeródromos e aeroportos, como já foi dito, resistia até cargas de 12.500 lb por roda. Os engenheiros do USACE concluíram que o tráfego aeroviário era bem mais "desordenado" do que o tráfego rodoviário. Isto é, as rodas dos aviões entravam em contato com o revestimento de forma mais distribuída do que as rodas dos caminhões. Outra diferença notada foi que a deformação dos pneus dos aviões era da ordem de 35% e dos veículos rodoviários da ordem de 10% fazendo com que as tensões no pavimento aeroviário fossem menores do que as tensões no rodoviário para uma mesma carga. Este dois fatores foram fundamentais para que se pudesse assumir, de forma definitiva, que as curvas de CBR, Curva A e Curva B,

representassem para o meio aeroviário as faixas de carga por rodas de 12.000 lbs e 7.000 lbs respectivamente.

O próximo passo foi a obtenção de curvas para o dimensionamento dos bombardeiros pesados com cargas superiores a 12.000 lbs por roda. Os engenheiros Middlebrooks e Bertram, do USACE, executaram a extrapolação para novas curvas a partir da curva A (12.000 lb). Estas novas curvas representavam as cargas de 25.000 lb, 40.000 lb e 70.000 lb por roda, com o objetivo de se abranger as cargas dos bombardeiros pesados B-17 (Figura 2.3) e B-24 (Figura 2.4), respectivamente. A carga de 70.000 lb abrangeria futuros bombardeiros mais pesados que fossem ainda usados (Middlebrooks e Bertram, 1950).

Eles fizeram as extrapolações baseadas nas relações de máxima tensão de cisalhamento resistida pelo material a uma determinada profundidade. Utilizaram da fórmula de Love de 1929, que é uma integração da solução de Boussinesq de 1885, na qual a aplicação de uma carga pontual se transforma por integração em uma carga uniformemente distribuída de forma circular.

Figura 0.3 Foto de um bombardeiro B-17 (Fortaleza Voadora) na época da Segunda Guerra Mundial (uma roda por eixo em campo de grama) (http: //northstargallery.com/aircraft/b17/historicalphoto/06.htm, acesso 27/ 08 / 2011)

A teoria das camadas elásticas surgida com Boussinesq tinha como objetivo o cálculo de tensões e deformações em um solo, como camada semi-infinita, homogênea, linearmente elástica e isotrópica.

Para maior compreensão da metodologia do método de extrapolação das novas curvas citadas, o autor da presente dissertação, apresenta uma exemplificação a seguir. Supõe-se um avião que transmite uma carga de 40.000 lb por eixo de roda simples. Também se supõe que foram feitos ensaios de resistência no subleito com um CBR médio de 5%. A metodologia do CBR pressupõe que o subleito precisa ser protegido para que não sofra ruptura por cisalhamento, então, a espessura mínima da camada de material que está acima do subleito (pavimento) deverá ser calculada para a proteção do mesmo. Também se supõe que o material do pavimento que irá proteger o subleito seja suficientemente nobre para suportar as tensões que nele haverão de ser resistidas e dissipadas. Utilizando-se da curva A (12.000 lb) do gráfico original de CBR, a mesma utilizada na extrapolação das curvas por Middlebrooks e Bertram, para se obter a espessura mínima exigida para a proteção do subleito, obtêm-se o valor de 16,3 polegadas. Esta é a espessura de material de pavimentação que se deve ter sobre um subleito de 5 % de CBR para que o mesmo fique protegido e assim evite a ruptura para uma carga de 12.000 lb por roda. A essa carga e a essa espessura, utilizando-se a teoria de Boussinesq - Love, obtêm-se a tensão de cisalhamento de 8,3 lb/pol². Qual seria a espessura necessária para que se proteja o mesmo subleito, de 5% de CBR e resistência a tensão cisalhante de 8,3 lb/pol², para uma carga de 40.000 lb. Utilizando-se a teoria da elasticidade, encontra-se o valor de 29,8 polegadas.

Portanto, o pavimento submetido à carga por roda de 40.000 lb, com subleito de 5% de CBR e resistência a cisalhamento de 8,3 lb/pol², deverá ter no mínimo cobertura de material nobre de aproximadamente 30 polegadas. Os engenheiros do USACE fizeram este mesmo procedimento para outras cargas extrapoladas, e para pressão de inflação dos pneus de 60 lb/pol², conforme mostrado na Figura 2.4.

É interessante observar que, de acordo com a teoria da elasticidade de Boussinesq, a razão da profundidade com raio da área de pressão exercida pelos pneus é que dita as

tensões nos solos. Mantendo esta razão inalterada as tensões serão as mesmas independentes do tipo de material onde se está aplicando a carga.

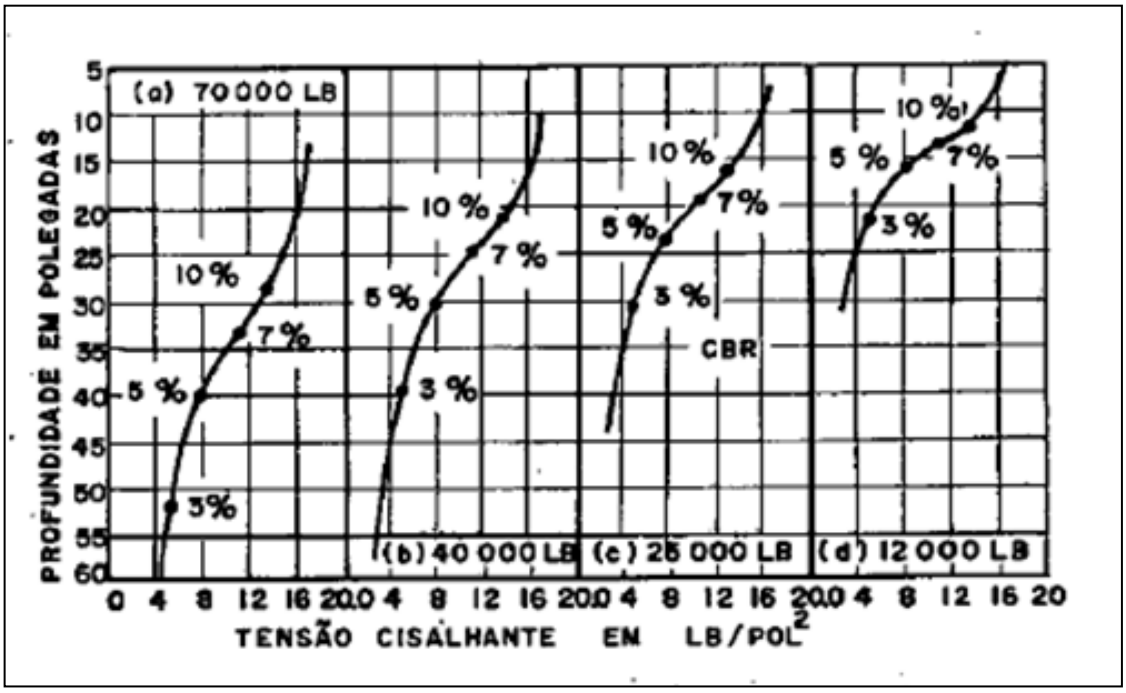


Figura 0.4 Curva utilizada por Middlebrooks e Bertram para extrapolação das Curvas A e B originais de Porter para aeroportos (Carim, 1973)

Em 1942, em encontro de Geotécnicos em Washington, nos EUA, discutiu-se sobre qual seria a melhor metodologia para se conseguir a extrapolação das curvas acima referidas, pois o engenheiro Porter, criador do CBR, e o Professor Arthur Casagrande apresentaram, neste mesmo encontro metodologias diferentes para a extrapolação das curvas de dimensionamento do pavimento em relação a Middlebrooks e Bertram. Porter fez as extrapolações baseando-se nas deflexões do pavimento para as diversas cargas e Casagrande utilizou o tamanho relativo das áreas carregadas para as diversas cargas. Os três modelos extrapolados de forma diferente chegaram a resultados bastante semelhantes (Middlebrooks e Bertram, 1950).

Esta semelhança nos resultados se deve a inter-relação de proporcionalidade entre as variáveis básicas - até no momento conhecidas - para o dimensionamento da estrutura do pavimento, quais sejam: a intensidade da carga e a pressão de contato do pneumático

com o revestimento. Sendo assim, entre eles, ficou decidido que deveriam adotar a média das espessuras das extrapolações para os níveis de CBR abaixo de 10% e, para acima, deveriam usar valores menos conservadores. As curvas extrapoladas foram executadas para 4.000 lb até 70.000 lb de cargas por eixo com roda simples e estão apresentadas na Figura 2.5.

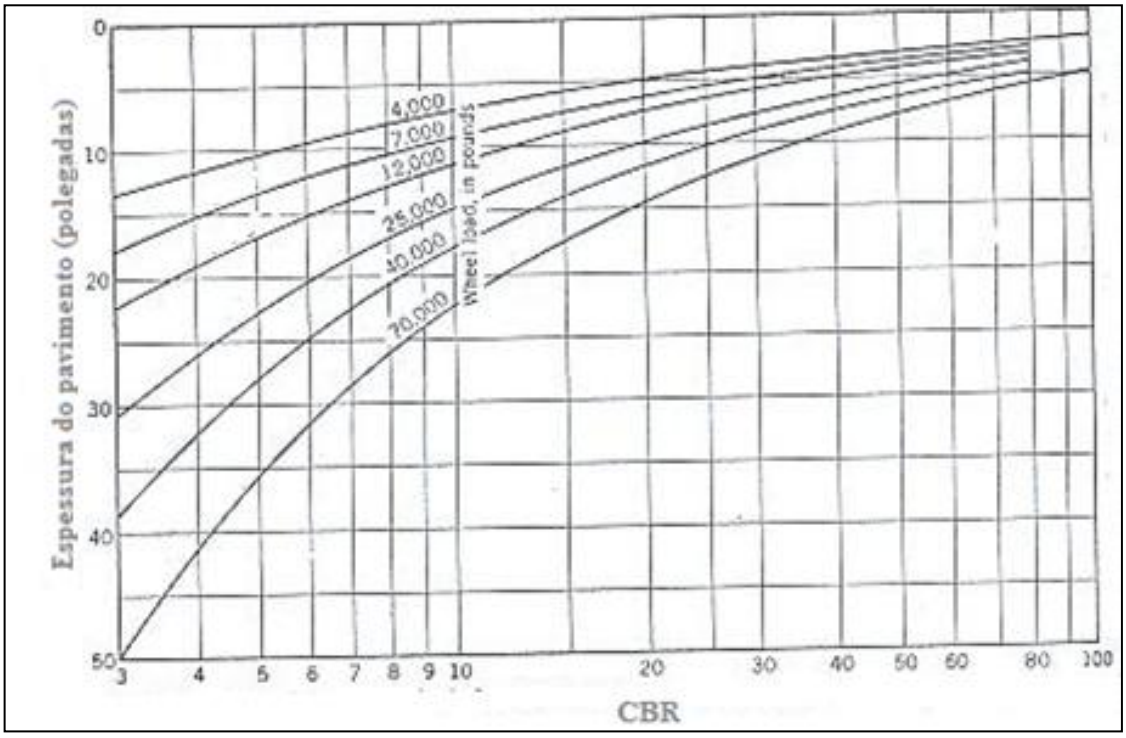


Figura 0.5 Primeiras curvas extrapoladas para o dimensionamento de pavimentos pela metodologia CBR (60 psi) (Middlebrooks e Bertram, 1950)

1.5.3 **Os ensaios acelerados para o desenvolvimento da metodologia CBR e a concepção inicial do conceito operações por cobertura (O/C)**

Em 1942, no campo de teste militar da cidade de Stockton, no estado da Califórnia (Stockton nº1), foram realizados testes com objetivo de analisar a validade da extrapolação das curvas. A distribuição das tensões no pavimento foi estudada através da análise da aplicação das cargas de 25.000 lb e 40.000 lb e análise das deflexões e

deformações do pavimento, geradas através da aplicação de cargas estáticas e dinâmicas de 2000 lb, 5000 lb, 10.000 lb, 25.000 lb, 40.000 lb e 53.300 lb por roda.

Os materiais do subleito foram, na referida pesquisa, coletados em amostras indeformadas e deformadas e foram classificados como A-7 com CBR médio de 5% e 2%, respectivamente. As bases das seções testes foram executadas com materiais obtidos de uma britadora comercial com um CBR médio de 85%. O revestimento betuminoso era composto por CBUQ de 3 polegadas de espessura.

Para a aplicação das cargas estáticas no pavimento, utilizou-se uma placa circular de aço que executava compressão sobre o mesmo tornando possível fazer uma correlação entre as cargas aplicadas no pavimento e a deflexão do mesmo. Para a aplicação das cargas dinâmicas utilizou-se aviões AT6A (2.000 lb), B-24-D (25.000 lb) (Figura 2.6), um moto-scraper adaptado (10.000, 25.000, 40.000 e 53.300 lb) e um caminhão (5.000 lb**).** (Porter, 1950).

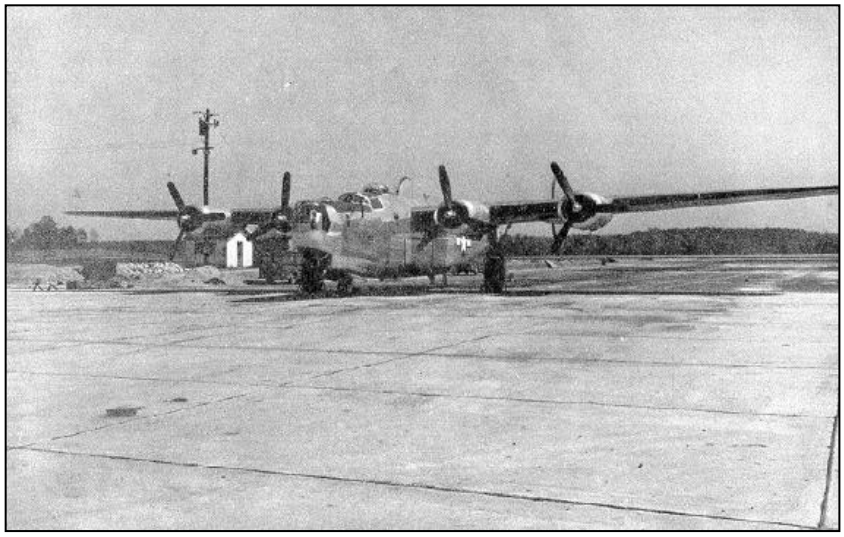


Figura 0.6 Foto do bombardeiro B-24 (uma roda por eixo) utilizado nos ensaios de Marietta.(http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/apt/DATA/GS01-02.PDF, 17/08/2011)

De acordo com Porter(1950) concluiu-se o seguinte:

a) Os resultados obtidos dos ensaios nas pistas de testes indicaram que na pista de decolagem a concentração do tráfego não é na borda da pista e sim mais ao centro.
b) As espessuras dos pavimentos estavam, razoavelmente, de acordo com as curvas de dimensionamento extrapoladas do método do CBR.
c) Seria necessário um acréscimo nas espessuras dos pavimentos nas pistas de taxiamento, devido a possibilidade de tráfego estar concentrado na borda da pista.
d) A base utilizada nas seções dos testes manteve-se estabilizada ao longo das solicitações do tráfego.

Nesta época, ainda, não se tinha um conhecimento claro sobre a influência da variação lateral do tráfego no comportamento do pavimento. Com o início dos ensaios de campo, os engenheiros desenvolveram conhecimentos mais sólidos sobre a influência da variação lateral do tráfego no dimensionamento do pavimento. Um desses novos conceitos foi o conceito de cobertura. Nos testes de Stockton nº1, a cobertura foi definida como: o número de vezes que as rodas dos aviões solicitavam o pavimento independente da variação lateral, isto é, independia de como eram distribuídas as passagens dos pneus no revestimento (Brown e Thompson, 1973). O conceito de cobertura foi amadurecendo ao longo dos anos até se chegar ao conceito que hoje é aceito.

Como as comparações entre as curvas extrapoladas e os resultados encontrados em campo foram bastante semelhantes, apenas pequenos ajustes deveriam ser realizados nas novas curvas e estes ajustes deveriam ser realizados onde as curvas de CBR possuem valores mais elevados, segundo Ahlvin (1991).

1.5.4 **O surgimento do conceito ESWL (Equivalent Single Wheel Load)**

Com a possibilidade da entrada em ação dos super-bombardeiros B-29 e B-36, os engenheiros se viram obrigados a executar novos ensaios, pois os tais aviões iriam solicitar pavimentos de uma maneira e numa magnitude nunca antes solicitada e nem testada. No caso do avião B-29 (modelo que lançou as bombas atômicas sobre as cidades japonesas) que possuía um peso máximo de 120.000 lb, sustentado por eixos com rodas duplas, não se sabia quais as conseqüência que estas rodas duplas por eixo iriam provocar sobre o pavimento (Figura 2.7). Apesar da carga máxima por roda ser de 30.000 lb e, assim sendo, ser uma carga menor que a carga dos aviões B-17, que era por volta de 33.000 lb, a proximidade das duas rodas em um mesmo eixo provocaria solicitações nunca antes estudadas na estrutura do pavimento.

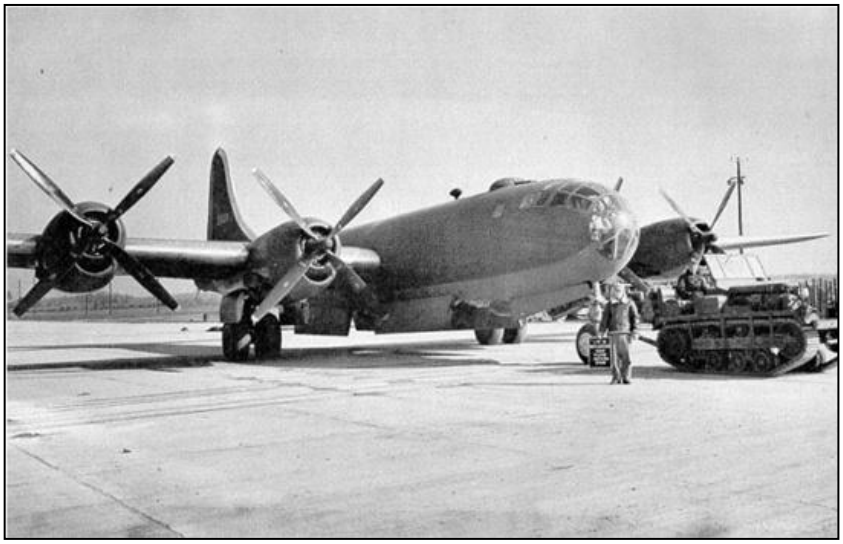


Figura 0.7 Foto do Bombardeiro B-29 (duas rodas por eixo) utilizado nos ensaios de Marietta (http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/apt/DATA/GS01-02.PDF, acesso 17/08/2011)

Os estudos para definição da influência dos eixos compostos por rodas múltiplas no dimensionamento do pavimento foram coordenados pelos engenheiros do USACE, no campo da cidade de Marietta, no final de 1943. Foram realizados ensaios em campo com os aviões B-24 (Figura 2.6) (uma roda por eixo) com cargas de 20.000 lb, 25.000

lb e 30.000 lb e o B-29 (Figura 2.7) (duas rodas por eixo) com cargas de 40.000 lb, 50.000 lb e 60.000 lb por eixo. Foram utilizadas células de pressão e medidas de deflexão para a análise do comportamento do pavimento.

Foram construídas quatro seções tipo de pavimento para os ensaios. As seções eram formadas com variações dos seguintes materiais: concreto asfáltico, areia-asfalto, base executada com pedras britadas (macadame e telford), base executada com areia-argilosa e subleito argiloso.

As bases britadas apresentaram no mínimo 80% de CBR. As bases formadas de areia-argilosa apresentaram 35 % de CBR. E os subleitos argilosos apresentaram um CBR médio de 4%.

Segundo Griffith (1950), com os ensaios chegou-se as seguintes conclusões:

a) Os dados obtidos de tensões e deflexões obtidas nas bases de macadame e revestimento de areia-asfalto são considerados válidos e podem ser usados em outras análises mais detalhadas.
b) A estrutura do pavimento com 18 polegadas de base tipo telford sobre o subleito com 5%, ou menos de CBR, mostrou-se ineficiente para operações dos aviões B-24 e B-29.
c) As bases de areia-argilosa mostraram-se insatisfatórias para os aviões B-24 e B-29.

Segundo os engenheiros Boyd e Foster (1950), os engenheiros da USACE utilizando os resultados dos ensaios Stockton nº1 e principalmente de Marietta, obtiveram respostas sobre as tensões e deflexões causadas pela composição dos diversos tipos de trem de pouso, isto é, eixos com uma roda e eixos com duas rodas.

Foram feitos vários gráficos comparativos entre o desempenho do pavimento solicitado por um eixo de uma única roda e por um eixo de duas rodas para as diversas variações das cargas utilizando-se da teoria da elasticidade e dos Ábacos de Newmark.

Concluíram que, para eixo de rodas duplas, conforme a Figura 2.8, para a tensão vertical, até aproximadamente 17 polegadas de profundidade, e para a tensão de cisalhamento até 20 polegadas de profundidade, não existe sobreposição dos efeitos ocasionados pelas rodas do mesmo eixo. Isto quer dizer que as solicitações no pavimento, até estas profundidades, comportam-se como se fossem originárias de um eixo com roda simples. Também foi verificado que, a partir de 80 polegadas de profundidade para a tensão vertical e 70 polegadas de profundidade para tensão de cisalhamento, havia a sobreposição total dos efeitos ocasionados entre as rodas do mesmo eixo. Isto é, a partir destas profundidades, os efeitos de um eixo de rodas duplas são iguais aos efeitos de um eixo de roda simples com o dobro de carga.

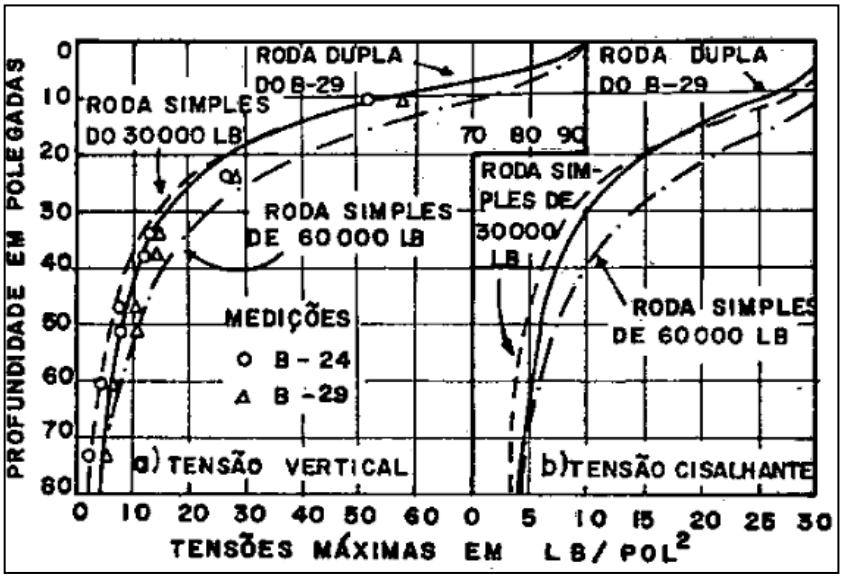


Figura 0.8 Curvas da tensão vertical e da tensão cisalhante em função da profundidade para um B-24 (uma roda por eixo) versus um B-29 (duas rodas por eixo) (Carim,1973)

Já na análise de deflexões, os valores encontrados foram de 10 polegadas de profundidade para a não sobreposição dos efeitos e, a partir de 75 polegadas, para a sobreposição total entre os efeitos.

Estes resultados levaram a criação de um novo conceito: *Equivalent Single Wheel Load (ESWL)*, isto é, as cargas, que seriam aplicadas no pavimento pelo eixo com rodas duplas do B-29, foram transformadas equivalentemente em uma única carga. Era necessária esta equivalência para que se pudessem utilizar os gráficos de dimensionamento do pavimento elaborados em 1942 (Figura 2.5).

Para outros aviões com trens de pouso com rodas múltiplas, diferenciados do B-29, procuraram correlacionar as características dos trens de pouso dos aviões com a distribuição das tensões no pavimento. Notou-se que até a profundidade onde as rodas atuavam de forma independente entre si, era diretamente proporcional a metade da distância entre as áreas de contato dos pneus com o revestimento expressa por:

$$t_{máx} = \frac{D}{2} \qquad (0.1)$$

$t_{máx}$ Profundidade até onde as pressões exercidas pelos pneus não se sobrepõem.

D Distância entre as áreas de contato entre os pneus na superfície do pavimento.

Já em relação à profundidade na qual as pressões exercidas pelos pneumáticos se sobrepõem completamente, é dada pelo dobro da distância entre os centros das áreas de contato dos pneus na superfície do pavimento.

$$t_{mín} = 2\ S \qquad (0.2)$$

$t_{mín}$ Profundidade mínima a partir da qual as pressões exercidas pelos pneus se sobrepõem totalmente.

S Distância entre os centros das áreas de contato dos pneus com o revestimento do pavimento.

Os valores da roda equivalente (ESWL), para diversos tipos diferentes de trens de pouso, já estava resolvido para as profundidades até $t_{máx}$ e para as profundidades

posteriores a $t_{mín}$. O problema agora estava em resolver como determinar o ESWL entre o intervalo destes dois pontos. Foi verificado que se poderia considerar a variação, neste intervalo, como linear num gráfico log-log entre carga versus profundidade, mostrado na Figura 2.9.

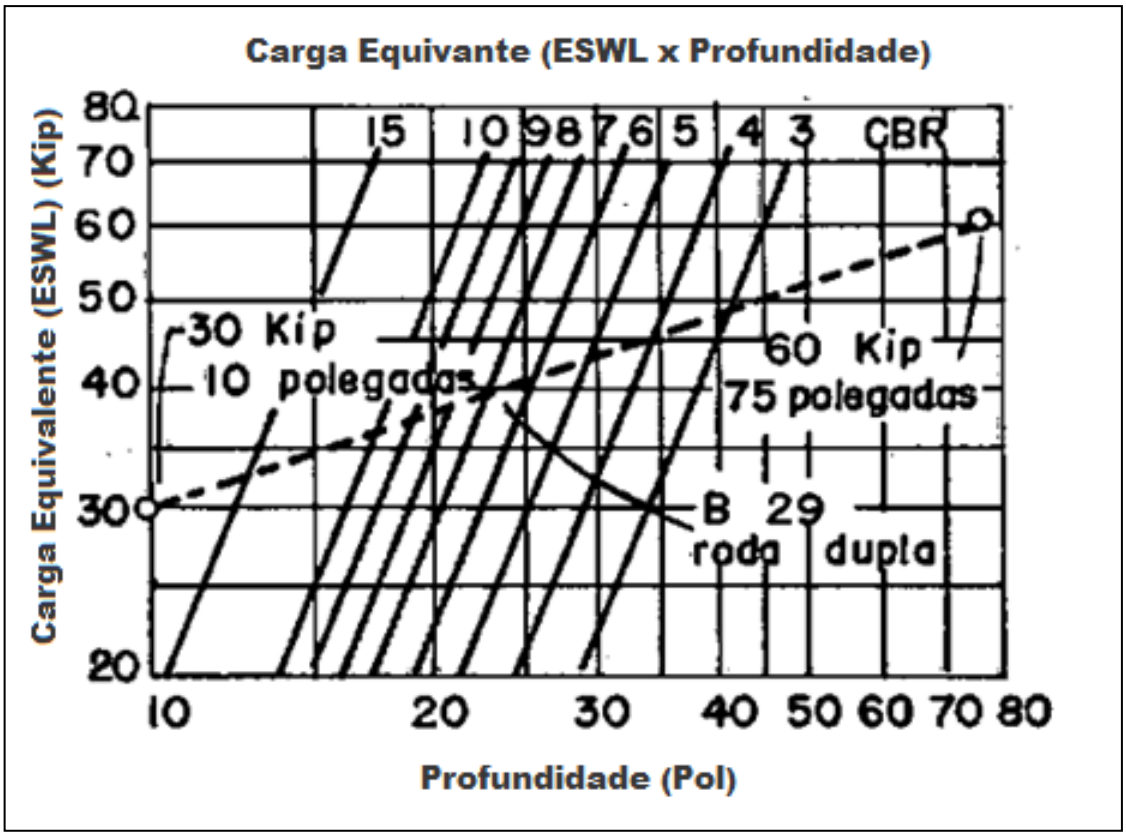


Figura 0.9 Curva utilizada para extrapolar os valores do ESWL (Carim,1973) (Alterada pelo Autor)

Para exemplificar, suponha-se um pavimento solicitado pelos aviões B-29, com carga de 60.000 lb por eixo, dando 30.000 lb por roda, sobre um subleito de 7% de CBR. Utilizando o gráfico da Figura 2.9, a carga equivalente será, aproximadamente, de 40.000 lb por eixo com uma pressão nos pneus de 60 psi. Assim se pode dimensionar o pavimento utilizando o gráfico extrapolado de 1942 da Figura 2.5 Então é possível concluir que um B-29, com carga de 30.000 lb por roda provoca danos maiores ao subleito do que um avião B-17 com 33.000 lb por roda.

1.5.5 **Diversos ensaios da década de 40 que ajudaram no desenvolvimento da metodologia CBR**

Na década de 1940, vários outros aeródromos serviram de campos de testes para estudos da metodologia do USACE que estava em pleno desenvolvimento:

- Aeroporto municipal de Corpus Christi, Texas.
- Aeroporto municipal Dothan, Ala.
- Aeroporto municipal de Fargo, N. Dak.
- Aeródromo de Grenier, Manchester, N. H.
- Aeroporto municipal Natchitoches, La.
- Aeródromo Eglin, Valparaiso, Fla.
- Aeródromo de Langley, Virginia.
- Estação de experimentos de Waterways, Vicksburg, Mississipi.

Os materiais utilizados nos experimentos para os revestimentos foram o concreto asfáltico, areia-asfalto, superfície tratada com "prime" e solo-cimento. Para as bases, foram utilizadas pedras britadas e materiais arenosos e, para o reforço do subleito, materiais arenosos. Os pavimentos ensaiados eram divididos em diversas seções testes variando as suas espessuras em sentido longitudinal. Foram utilizados aviões de 12.500 lb até 50.000 lb por eixo de rodas simples.

Desses campos de ensaios, apenas em Vicksburg, se utilizou de eixos com rodas simples, duplas e quádruplas com a intenção de verificar a equivalência de carga na metodologia desenvolvida, ESWL, já citada.

Segundo Redus (1950), com a coletânea de testes e análise dos resultados dos ensaios destes campos, obtiveram-se as seguintes conclusões:

a) Rupturas por cisalhamento não ocorreram em materiais não plásticos ou levemente plásticos.
b) Rupturas por cisalhamento aconteceram em um ritmo acelerado onde existia condições para isso.

c) Com o tráfego, em geral, as bases não plásticas foram consolidadas acima de 100% e as com alguma plasticidade foram consolidadas acima 95%, em comparação com o material compactado com a energia AASHO modificada.
d) Com o tráfego, todos os subleitos e reforços dos subleitos não plásticos foram consolidados acima de 95% e os plásticos foram consolidados acima de 90% em comparação com o material compactado com a energia AASHO modificada.

Os ensaios realizados em Barksdale Field (USA), em 1944, apresentaram uma mudança de conceito sobre como considerar o número de coberturas. A cobertura foi definida como "one pass of the wheel load over each point in the tracking (traffic) lane", isto é, para se ter uma unidade de cobertura deve-se considerar que a largura da área de contato do pneu com o revestimento "percorra" a largura total da faixa de tráfego sem haver sobreposição. Então, para que pudessem ter uma relação entre a quantidade de passagens do pneu sobre o pavimento e o número de coberturas sofridas, por este mesmo pavimento, era necessário dividir a largura útil do pavimento pela a largura da "faixa" provocada entre o contato do pneu e a superfície do revestimento. Esta definição foi utilizada nos testes de Vicksburg, Mississipi, em 1949, conforme ilustrado na Figura 2.10, segundo Turnbull *et al.* (1952).

Os aviões tipo B-36, com peso máximo de 410.000 lb (Figura 2.11), foram projetados, inicialmente, com eixos com roda simples. Esta roda simples por eixo possuía o incrível diâmetro de 2,8 m e descarregava, no pavimento, 200.000 lb de carga. Com o início dos testes deste avião (protótipo cujo o nome era XB-36), as curvas extrapoladas em 1942 não abrangiam as cargas que seriam aplicadas no pavimento por este.

Assim, os projetistas se viram obrigados a executar a extrapolação de novas curvas para 150.000 lb e 200.000 lb e realizarem testes de campo para confirmação da viabilidade das novas curvas extrapoladas. Estes estudos foram realizados entre 1945 a 1948 em Stockton nº2. Em conseqüência dos testes realizados, os projetistas resolveram substituir o eixo com roda simples por um eixo com quatro rodas e as cargas passaram a ser de 37.500 lb e 50.000 lb por roda (Alvhin, 1992).

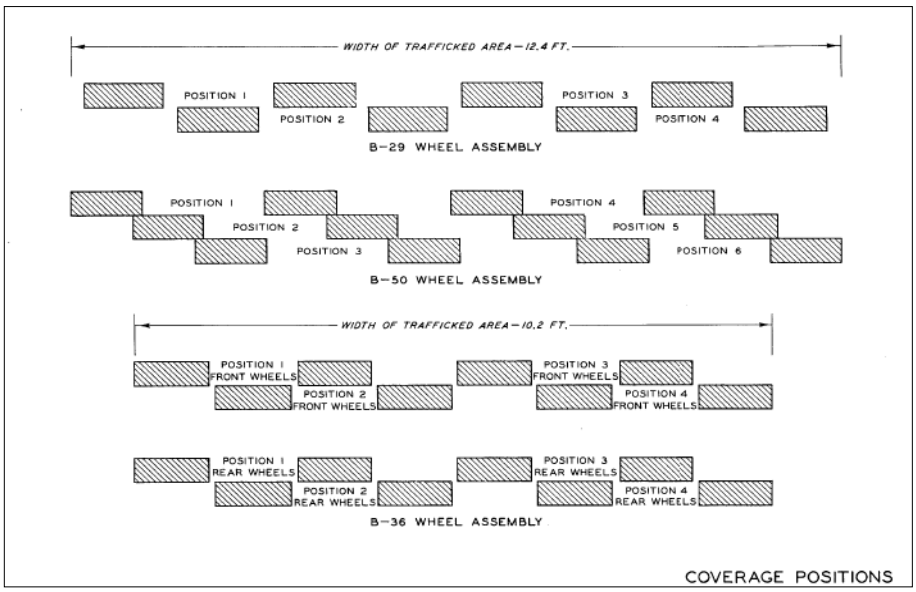


Figura 0.10 Representação da distribuição das faixas de contato entre os pneus e o revestimento do pavimento nos ensaios de Vicksburg, Mississipi (1949). Turnbull *et al* (1952)

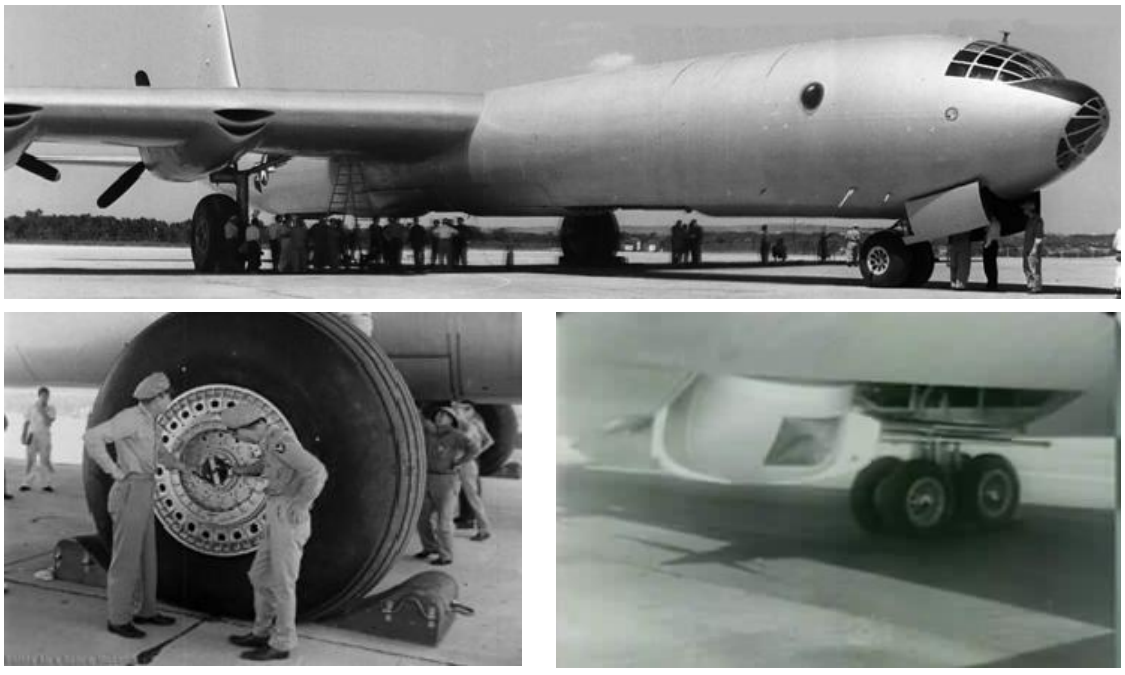


Figura 0.11 A primeira e a segunda foto é do avião B-36 com uma roda por eixo e na terceira foto é do avião com eixo tandem duplo. Fotos 1 e 2 (http://www.youtube.com/watch?v=VL5ZFIvOSik, acesso 27/08/2011 e a foto 3 http://www.youtube.com/watch?v=q3AG-JsjoyA

Os projetistas dos aviões desta época estavam convictos que deveriam caminhar para eixos com rodas duplas (B-29) ou até mesmo eixos com tandem duplos (B-36). Para isso, deveria ser aumentada a pressão de inflação dos pneus. As primeiras curvas de dimensionamento de pavimento do USACE, em 1942, utilizaram a pressão de inflação na faixa de 60 psi.

Em 1947, novas curvas foram realizadas considerando a pressão de inflação de 100 psi (Figura 2.12 A) e, logo, em seguida, utilizando-se da "Teoria da Elasticidade" de Timoshenko para deflexões localizadas no centro da carga e os "Ábacos de Newmark", desenvolveram curvas para o dimensionamento para pressões de 200 psi (Figura 2.12 B) até 300 psi. Após a execução destas curvas, foram feitos diversos ensaios que confirmaram as suas validades. O revestimento asfáltico se comportou de forma adequada à essas pressões. (Ahlvin, 1991).

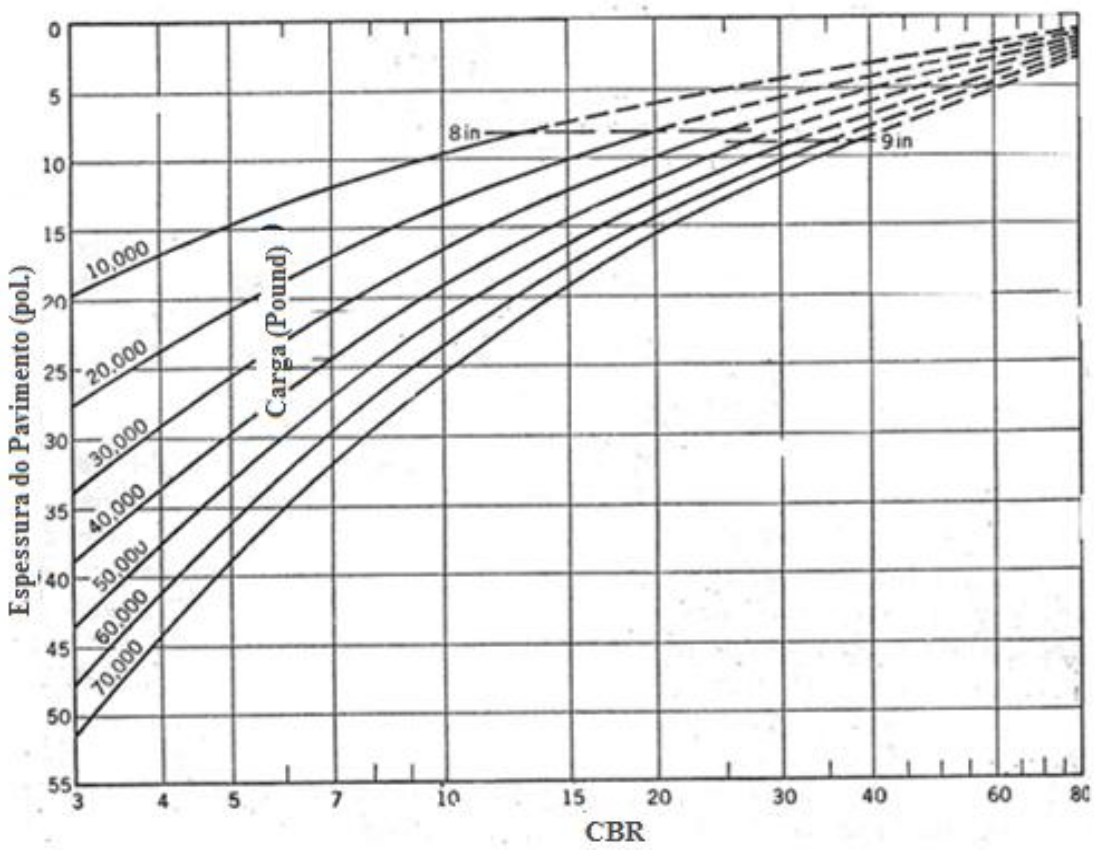


Figura 2.12 A Curvas para o dimensionamento de pavimentos para a pressão de 100 psi (Kersten *et al,* 1950)

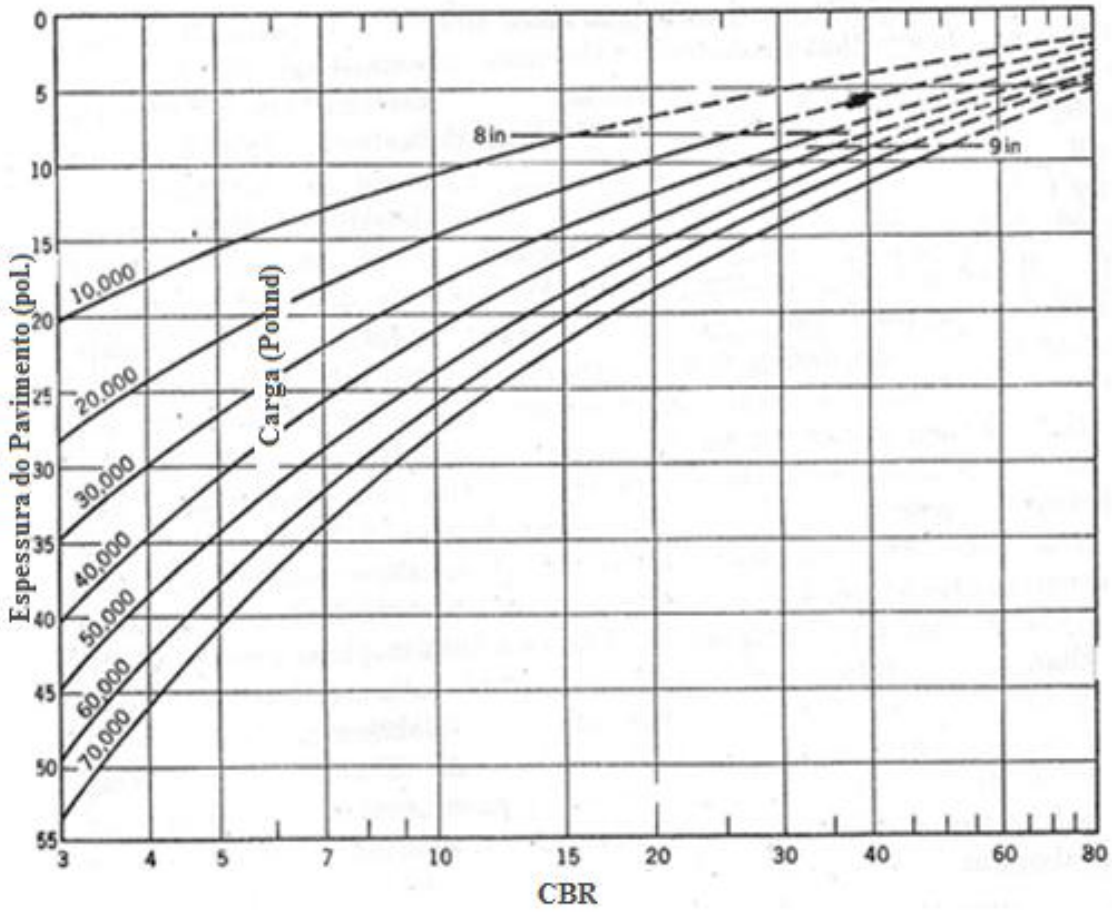


Figura 0.12 B Curva para o dimensionamento de pavimento para a pressão de 200 psi respectivamente (Kersten *et al*, 1950)

1.5.6 **Origem e desenvolvimento de um novo método de cálculo para ESWL**

Entre 1949 a 1950, em Vicksburg, estado de Mississipi, ensaios novos foram realizados para a verificação da metodologia utilizada para a definição do ESWL sobre a supervisão dos engenheiros Turnbull *et al* (1952).

As pistas de ensaios foram divididas em seções de duas pistas paralelas de 30 pés de largura por 120 pés de comprimento. A estrutura do pavimento era constituída de revestimento asfáltico, base e reforço do subleito. No revestimento foi utilizado concreto betuminoso que possuía 3 polegadas de espessura. A base era constituída de pedra britada, com CBR igual a 80% e com espessuras: 30% menor do que a de projeto, exatamente a projetada e 30% a mais do que a projetada. O reforço do subleito era

composto pelo próprio material do subleito que foi retrabalhado, aproximadamente, com uma espessura de 2,5 pés. Este material era uma argila com limite de liquidez (LL) de 36%, índice de plasticidade (IP) de 13% e um CBR médio de 18%. A capacidade pretendida de operação para as seções testes no pavimento era de 5000 coberturas procurando assim uma vida útil média de 20 anos. Em verdade, foram realizados testes acelerados até 2000 coberturas e daí extrapolados os valores até 5000 coberturas. O cálculo de coberturas do pavimento foi realizado conforme a metodologia desenvolvida em Barksdale Field (1944). Os pneumáticos foram calibrados com determinada pressão de inflação para que o raio das áreas de contato com o revestimento asfáltico fosse mantido constante para as diversas cargas e para os diversos tipos de composição dos trens de pouso. Foram utilizados "motorscrapers" adaptados para simularem as cargas dos aviões B-29, com carga de 35.000 lb por roda, o B-36 com carga de 37.500 lb a 50.000 lb por roda e o B-50 com carga de 50.000 lb por roda.

Com os testes de campo chegaram à conclusão de que o método teórico de dimensionamento, através do ESWL, estava razoavelmente correto, mas deveria sofrer ligeiros ajustes segundo Turnbull *et al* (1952).

Apesar da indicação de apenas ligeiros ajustes, foram elaboradas algumas mudanças significativas. Utilizando-se da expressão da deflexão de Boussinesq, os engenheiros do USACE partiram das seguintes premissas:

a) A pressão de contato entre pneus e revestimento foi considerada igual ao valor da pressão de inflação, independente da rigidez dos pneus.
b) A área de contato foi considerada circular devido à maior proximidade com a forma elíptica, que é a verdadeira forma da área de contato entre os pneus e os revestimentos.
c) O solo do subleito deveria ser considerado semi-infinito, de um mesmo material, sendo este homogêneo, linearmente elástico e isotrópico.

$$\Delta_z = \frac{p.a}{E} . F \quad \text{(Deflexão vertical de Boussinesq)} \qquad (0.3)$$

Onde:

Δ_z Deflexão vertical em certa profundidade (polegadas).

p Pressão de contato entre os pneus e a superfície do pavimento (psi).

a Raio da área de contato (polegadas).

E Módulo de elasticidade do subleito (psi).

F Fator de deflexão

O fator de deflexão é função da profundidade e da distância radial da linha do centro da carga, sendo dado pela expressão seguinte:

$$F = (1 + \nu).[z.A + (1 - \nu).H] \quad (0.4)$$

Onde:

z Profundidade em radii

ν Coeficiente de poison

A e H Valores dependentes de z e do offset em radii

Utilizando estas variáveis conseguiram correlacionar a deflexão causada no pavimento, pela roda simples, com a deflexão causada no pavimento, por qualquer conjunto de rodas por eixo. Taboza (1977) demonstra que a carga equivalente é o produto da carga da roda simples pela razão das deflexões no pavimento ocasionada pela rodas múltiplas pela roda simples conforme expressão abaixo:

$ESWL = P_{simples} . (Fm / Fe)$

Onde:

$P_{simples}$ Carga de uma única roda

Fm Fator de deflexão F do conjunto de rodas

Fe Fator de deflexão de uma única roda

A título de explicação, suponha-se um B-29 de 60.000 lb por eixo e, conseqüentemente, 30.000 lb por roda solicitando um pavimento sobre um subleito de 7% de CBR, conforme representado na Figura 2.13 de Turnbull *et al* (1952).

Tem-se as seguintes relações:

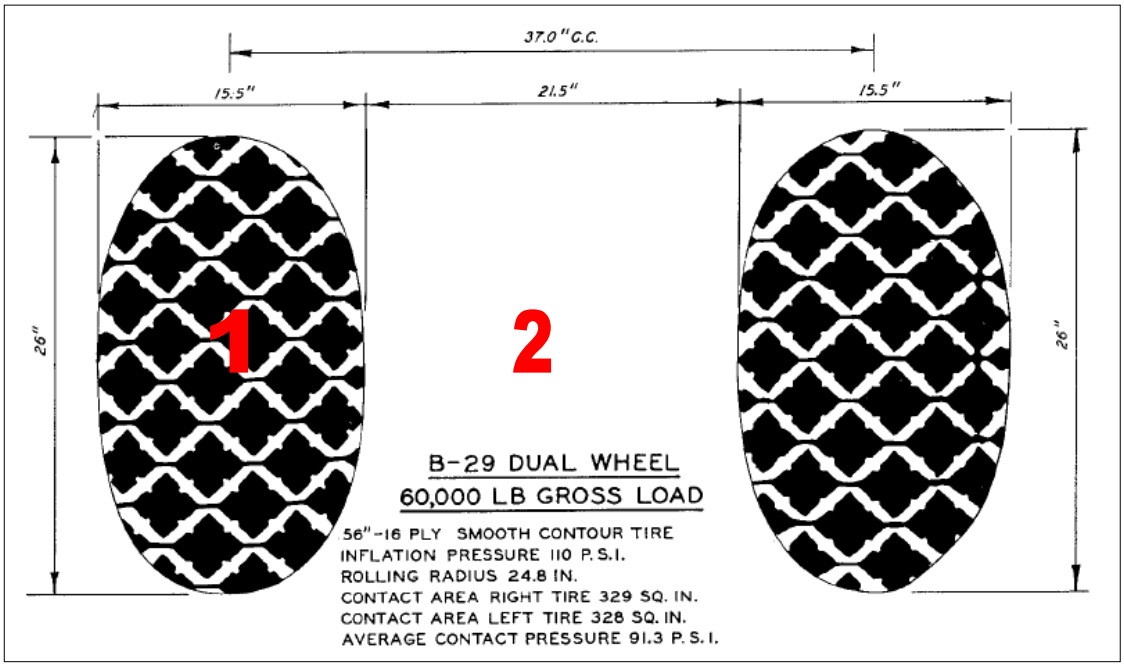


Figura 0.13 Desenho da área de contato dos dois pneus por eixo de um bombardeiro B-29. Turnbull *et al* (1952)

$$A = \frac{P}{p} = \frac{30.000}{91,3} = 328,59 \cong 329\ pol^2$$

$$R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{329}{\pi}} = \sqrt{104,7} = 10,2\ pol$$

$$\text{radii} = \frac{S}{R} = \frac{37,0}{10,2} = 3,5 \qquad (0.5)$$

Onde:

A área de contato entre o pneumático e o revestimento do pavimento (pol²)

R raio característico da área de contato A (pol)

S distância entre os centros das áreas de contato dos pneus (pol)

radii razão entre as distancias das áreas de contato pelo raio característico da área de contato

Para uma pressão de contato de 91,3 psi, (neste caso utilizou-se a pressão de contato e não a pressão de inflação) com uma carga por roda de 30.000 lb, se tem uma área de 329 pol². Então para radii, que é o número de vezes que a distância entre os centros dos pneus (37 pol) é maior que o raio da área de contato, então o seu valor é 3,5. Utilizando-se do princípio da sobreposição de efeitos, os dois pontos que sofrem maiores solicitações e, por conseqüência, maiores deflexões são os pontos 1 e 2 indicados na Figura 2.13. Logo, deveriam ser calculados os fatores de deflexão da tabela 2.3 para estes dois pontos. Isto deveria ser feito, tanto para o eixo de rodas simples, quanto para o eixo de rodas múltiplas para as diversas profundidades. Neste exemplo, é apenas calculado o ponto 1 visto que já é sabido que este ponto apresenta deflexões maiores. Após este procedimento, é calculada a razão entre o fator de deflexão para múltiplas rodas e para uma única roda como mostrado na Tabela 2.2 (calculada pelo autor da dissertação).

Estes fatores, encontrados na coluna 7 da tabela 2.2, é multiplicado pela carga de uma única roda, que no caso é 30.000 lb, determinando, assim, a carga equivalente da roda para as diversas profundidades. Executando os cálculos para ESWL, conforme a Tabela 2.2, e utilizando-se das curvas de dimensionamento da Figura 2.12, para 100 psi, obtêm-se um ESWL de 41.000 lb para uma espessura de pavimento de 26 polegadas.

Tabela 0.2 Cálculo da roda equivalente (ESWL) em função da profundidade (pol) do avião B-29 com a carga de 60.000 lb por eixo, 30.000 lb/roda.

Profundidade		Distância Do Ponto De Maior Deflexão		Fator de Deflexão – Fe		Razão entre Múltiplas Rodas / Única Roda	Carga em uma única roda (lb)	ESWL (lb)
Radii (1)	In (2)	0,00 radii OFFSET	3,50 radii OFFSET	Multiplas Rodas	Única Roda			
0	0	1,500	0,222	1,722	1,500	1,148	30.000	34.440
0,1	1,02	1,493	0,222	1,715	1,493	1,148		34.440
0,2	2,04	1,471	0,222	1,693	1,471	1,151		34.530
0,5	5,1	1,342	0,224	1,566	1,342	1,167		35.010
1	10,2	1,061	0,230	1,291	1,061	1,216		36.480
1,5	15,3	0,832	0,236	1,068	0,832	1,284		38.520
2	20,4	0,671	0,239	0,910	0,671	1,356		40.680
3	30,6	0,474	0,235	0,709	0,474	1,496		44.880
4	40,8	0,364	0,222	0,586	0,364	1,610		48.300
5	51	0,294	0,205	0,499	0,294	1,697		50.910
6	61,2	0,247	0,188	0,435	0,247	1,759		52.770
7	71,4	0,212	0,172	0,384	0,212	1,809		54.270
8	81,6	0,186	0,157	0,343	0,186	1,844		55.320
9	91,8	0,166	0,144	0,310	0,166	1,867		56.010

O cálculo do ESWL da Figura 2.9, baseado nas distâncias entre os centros da área de contato, dá um valor de 40.000 lb e o cálculo novo, depois de montar a Tabela 2.2 que foi baseada no fator de deflexão (Tabela 2.3), obtêm-se um valor de 41.000 lb. O que se observa através deste exemplo é que o novo método é mais conservador e o USACE, baseando-se nesta mesma observação, concluiu que o ideal seria a utilização do segundo

método em função de valores mais conservadores fazendo com que a probabilidade de danos no pavimento fosse diminuída e a sua vida útil aumentada.

Tabela 0.3 Valores do coeficiente de deflexão versus a profundidade em radii (μ=0,5)

Coeficiente de Deflexão p/ μ = 0,5

Profundidade em radii	Offset em radii																	
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14
0	1.500	1.485	1.438	1.354	1.219	0.955	0.703	0.534	0.384	0.254	0.189	0.150	0.125	0.107	0.094	0.074	0.063	0.053
0.1	1.493	1.477	1.430	1.344	1.204	0.950	0.709	0.536	0.384	0.254	0.189	0.151	—	—	—	—	—	—
0.2	1.471	1.455	1.405	1.315	1.169	0.940	0.722	0.541	0.390	0.254	0.189	0.151	0.125	0.107	0.094	—	—	—
0.3	1.437	1.420	1.365	1.275	1.128	0.925	0.731	0.549	0.393	0.255	0.190	—	—	—	—	—	—	—
0.4	1.393	1.376	1.323	1.229	1.088	0.908	0.735	0.556	0.397	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.5	1.342	1.324	1.271	1.180	1.048	0.888	0.734	0.562	0.401	0.257	0.191	0.151	0.126	0.108	0.094	0.075	0.062	0.053
0.6	1.286	1.269	1.218	1.130	1.009	0.867	0.729	0.566	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.7	1.229	1.212	1.163	1.055	0.971	0.828	0.721	0.568	0.401	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.8	1.171	1.156	1.110	1.034	0.935	0.822	0.711	0.568	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0.9	1.115	1.101	1.058	0.994	0.906	0.799	0.698	0.566	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.0	1.061	1.049	1.009	0.947	0.866	0.776	0.685	0.563	0.416	0.265	0.194	0.153	0.127	0.109	0.094	0.075	0.063	0.054
1.2	0.960	0.949	0.918	0.868	0.803	0.731	0.656	0.552	0.417	0.269	0.196	0.155	0.128	0.109	0.095	—	—	—
1.5	0.832	0.824	0.787	0.765	0.719	0.666	0.610	0.529	0.414	0.273	0.199	0.155	0.129	0.110	0.095	0.076	0.063	0.054
2.0	0.671	0.666	0.638	0.632	0.604	0.572	0.537	0.483	0.393	0.275	0.203	0.159	0.131	0.111	0.096	0.076	0.063	0.054
2.5	0.557	0.554	0.546	0.533	0.516	0.495	0.473	0.436	0.374	0.272	0.205	0.162	0.133	0.113	0.097	0.077	0.063	0.054
3.0	0.474	0.473	0.467	0.459	0.448	0.434	0.419	0.393	0.343	0.265	0.205	0.163	0.135	0.114	0.099	0.078	0.064	0.054
4.0	0.364	0.363	0.361	0.357	0.351	0.344	0.337	0.323	0.298	0.245	0.199	0.163	0.136	0.116	0.101	0.079	0.065	0.055
5.0	0.294	0.294	—	—	—	0.284	—	—	0.256	0.222	0.188	0.159	0.135	0.117	0.102	0.080	0.066	0.056
6.0	0.247	—	—	—	—	0.240	—	—	0.223	0.200	0.175	0.152	0.133	0.116	0.102	0.081	0.067	0.056
7.0	0.212	—	—	—	—	0.208	—	—	0.197	0.181	0.162	0.145	0.128	0.114	0.101	0.082	0.068	0.057
8.0	0.186	—	—	—	—	0.183	—	—	0.175	0.164	0.150	0.136	0.123	0.110	0.099	0.081	0.068	0.057
9.0	0.166	—	—	—	—	0.163	—	—	0.158	0.149	0.139	0.128	0.117	0.107	0.097	0.080	0.068	0.057
10.0	—	—	—	—	—	—	—	0.144	0.143	0.137	0.129	0.120	0.111	0.102	0.094	—	—	—

1.5.7 **O surgimento da primeira equação de dimensionamento do pavimento pela metodologia CBR**

A partir de 1949, os engenheiros do USACE começaram a estudar um modo de transformar as curvas empíricas de dimensionamento em uma única equação,visando melhor compreensão da influência das variáveis sobre o comportamento do pavimento (Barker e Gonzalez, 2008).

Em 1950, Fergus apresenta a suposição inicial de que a razão entre a espessura do pavimento e o raio da área de contato entre o revestimento e o pneu com uma determinada pressão, é uma constante, ou seja:

$$k = \frac{t}{a} \qquad (0.6)$$

Onde:

t profundidade (igual ao valor z e z' da figura 2.14)

a raio da área de contato

Essa relação 2.6 partiu do princípio da teoria da elasticidade que define que entre dois pontos homólogos as tensões são as mesmas conforme mostrado na Figura 2.14 a seguir segundo a teoria de Boussinesq conforme Carim (1973).

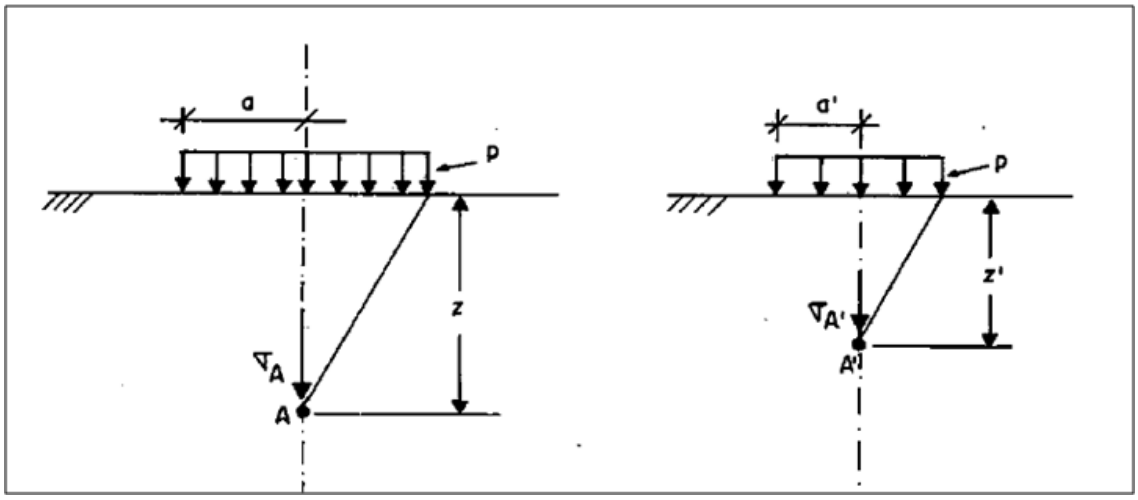


Figura 0.14 Desenho que representa igualdade de tensões de dois pontos homólogos utilizado por Ferguz para a execução da primeira equação do CBR (Carim, 1973)

Na equação de Love (1929) a tensão vertical em uma certa profunidade σ_z é dependente do raio a e da profundidade z, isto é:

(0.7)

$$\sigma_z = p\left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z}\right)^2}\right)^{3/2}\right)$$

Onde:

z	profundidade
a	raio da área de contato
p	pressão

Para uma profundidade igual a A e A’ as equações ficaram assim:

$$\sigma_a = p\left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z}\right)^2}\right)^{3/2}\right) \text{ (Carga vertical para o ponto A)}$$

$$\sigma_{a'} = p\left(1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{a'}{z'}\right)^2}\right)^{3/2}\right) \text{ (Carga vertical para o ponto A')}$$

Como $\sigma_a = \sigma_{a'}$, isto é, a tensão é igual para os carregamentos, então se tem:

$$p\left(1 - \left(\frac{1}{1 + (a/z)^2}\right)^{3/2}\right) = p\left(1 - \left(\frac{1}{1 + (a'/z')^2}\right)^{3/2}\right)$$

Logo:

$$\frac{a}{z} = \frac{a'}{z'} = k$$

O valor do raio a é dado pela fórmula da área do círculo A, isto é:

$$A = \pi \cdot a^2 \qquad \therefore \qquad a^2 = \frac{A}{\pi} \qquad \therefore \qquad a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

A área do círculo A é dada pela razão da carga aplicada P pela pressão de contato p, isto é:

$$p = \frac{P}{A} \qquad \therefore \qquad A = \frac{P}{p}$$

Adotando a profundidade z como a espessura t necessária para a proteção da camada inferior, a espessura necessária para a proteção da camada inferior do pavimento será :

$$t = k\,a = k\sqrt{\frac{A}{\pi}} = k\sqrt{\frac{\left(\frac{P}{p}\right)}{\pi}} = k\sqrt{\frac{P}{(p \cdot \pi)}} = \frac{k}{\sqrt{(p \cdot \pi)}} \cdot \sqrt{P} \tag{0.8}$$

Como k é uma constante, p e π são constantes, se tem entre as relações destas variáveis uma outra constante K.

$$K = \frac{k}{\sqrt{(p \cdot \pi)}} \tag{0.9}$$

Então substituindo esta nova constante K da equação 2.9 na 2.8, se tem:

$$t = \frac{k}{\sqrt{(p \cdot \pi)}} \cdot \sqrt{P} = K \cdot \sqrt{P} \tag{0.10}$$

Onde:

k	A razão entre a espessura do pavimento e o raio da área de contato
a	Raio da área de contato entre o pneu e o revestimento
P	Carga total da roda

p Pressão de Contato

K Constante da razão entre a constante k e a raiz do produto da pressão de contato e π

O valor da constante K varia, inversamente, ao CBR do subleito e diretamente ao acréscimo de pressão de contato. Fergus (1950) utilizando as curvas publicadas no "Engineering Manual for War Department Construction" que foram sendo desenvolvidas de 1943 a 1949, e utilizando-se da curva de 200.000 lb, que foi desenvolvida em Stockton nº2, montou a tabela de cargas, de profundidades e da constante K conforme a Tabela 2.4.

Tabela 0.4 Valor de $K_{médio}$ versus o CBR dos solos calculados por Fergus (1950). (1 kip = 1000 lb)

California bearing ratio	5 Kips		15 Kips		40 Kips		70 Kips		150 Kips		200 Kips		Média
	z	K	z	K	z	K	z	K	z	K	z	K	K
3	14.0	0.198	25.0	0.204	37.5	0.188	49.6	0.187	75.0	0.194	89.5	0.200	0.195
4	12.2	0.173	21.4	0.175	31.7	0.159	40.7	0.154	64.0	0.165	75.5	0.169	0.166
5	11.0	0.156	18.8	0.154	27.7	0.139	36.0	0.136	56.5	0.146	66.5	0.149	0.147
6	9.9	0.140	16.9	0.138	24.9	0.125	32.2	0.122	50.7	0.131	60.0	0.134	0.132
7	9.2	0.130	15.4	0.126	22.6	0.113	29.3	0.111	46.0	0.119	54.5	0.122	0.120
8	8.5	0.120	14.1	0.115	20.7	0.104	26.9	0.102	42.5	0.110	50.5	0.113	0.111
9	8.0	0.113	13.0	1.016	19.2	0.096	25.0	0.094	39.8	0.103	47.0	0.105	0.103
10	7.5	0.106	12.1	0.099	17.9	0.090	23.3	0.088	37.3	0.096	44.4	0.099	0.096
15	5.4	0.076	8.9	0.073	13.4	0.067	17.9	0.068	29.0	0.075	35.0	0.078	0.073
20	....	....	6.7	0.055	10.6	0.053	14.7	0.056	25.0	0.065	28.8	0.064	0.059
30	....	....	....	....	6.9	0.035	10.5	0.040	19.5	0.050	20.9	0.047	0.043
40	....	....	....	....	4.4	0.022	7.6	0.029	16.5	0.043	16.3	0.036	0.033
50	....	....	....	....	....	....	5.6	0.021	14.0	0.036	13.3	0.030	0.029
60	....	....	....	....	....	....	....	....	12.5	0.032	11.2	0.025	0.029
70	....	....	....	....	....	....	....	....	....	....	9.5	0.021	0.021
80	....	....	....	....	....	....	....	....	....	....	8.3	0.019	0.019
90	....	....	....	....	....	....	....	....	....	....	7.4	0.017	0.017
100	....	....	....	....	....	....	....	....	....	....	6.6	0.015	0.015

Então, para finalizar, Fergus adotou o valor médio de K das várias profundidades para as diversas cargas. As médias dos valores de K poderiam ser usadas, independentemente das cargas, pois as curvas geradas pela equação 2.10 aproximaram-se das curvas geradas pelos testes de campo citados que validaram as mesmas, conforme pode ser visto na Figura 2.15 a seguir.

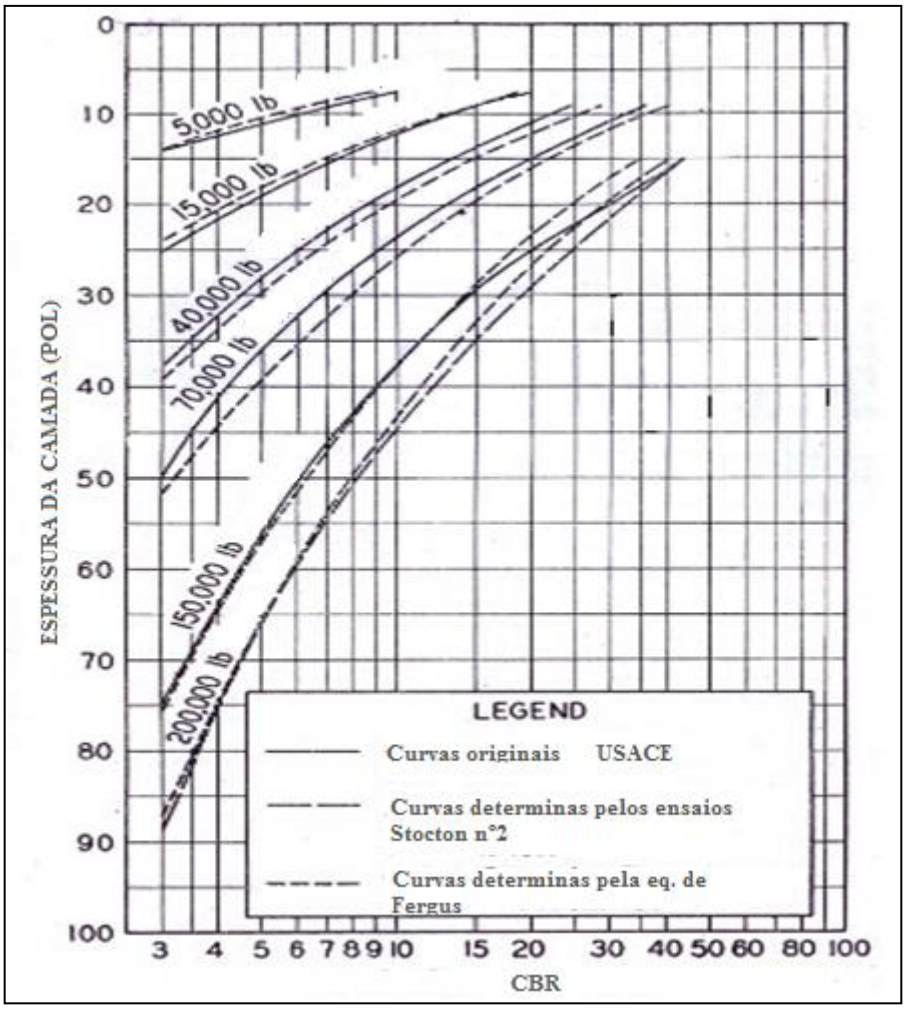


Figura 0.15 Gráfico comparativo das curvas projetadas pela equação de Fergus (1950) versus as curvas empíricas

1.5.8 **Origem do conceito da oscilação lateral e canalização do tráfego**

Em 18 de abril de 1949, um estudo sobre a relação dos números de passagens com os números coberturas foi desenvolvido com o título de "Design Curves for Less than Capacity Operations" e, neste estudo, concluiu-se que 75 % de todas as operações (passagens) dos pneus na pista de decolagem e taxiamento, de forma uniformemente distribuída, se dariam em faixas de largura de 25 ft e 12,5 ft, respectivamente (Brown e Thompson, 1973).

As fórmulas da razão de passagens ou operações por coberturas ficaram assim definidas:

$$\frac{O}{C} = \frac{12{,}5 \times 12{,}0}{0{,}75\ (N)\ (W_t)} \quad \text{(Pista de Taxiamento)} \tag{0.11}$$

$$\frac{O}{C} = \frac{25{,}0 \times 12{,}0}{0{,}75\ (N)\ (W_t)} \quad \text{(Pista de Decolagem)} \tag{0.12}$$

Onde:

O	Número de Passagens ou de Operações
C	Número de Coberturas
N	Número de pneus nos trens de pouso
W_t	Espessura dos pneus (Polegadas)
12	Constante que transforma a medida de pés (ft) para polegadas (pol)

Em 1953, o avião B-47 entrou em operação em substituição ao B-36 e já em 1955, os pavimentos flexíveis começaram a sofrer colapso de forma prematura. Estudos demonstraram que uma das principais causas desta ruptura foi em função da maior facilidade de se preparar o B-47 para operação do que o B-36. Isto levou a que o número de operações, por ano, do B-47 fosse bem maior do que o B-36. Nesta época, também, foi introduzida a utilização de linhas-guias para facilitar o taxiamento dos aviões fazendo, assim, com que a variação lateral do mesmo fosse menor, provocando o que foi chamado de canalização do tráfego. Em conseqüência desta situação, a título provisório, até se fazer estudos mais aprofundados e se obter uma solução consistente e definitiva para o problema do colapso prematuro, o USACE, em relatório expedido, de nome “Interin Design Criteria for Airfield Pavements to be subjected to Channelized Traffic of Heavy Aircraft”, sugeriu o aumento de 25 % na espessura do pavimento e o aumento do nível de compactação das camadas de base segundo Ahlvin (1991)

Em 1956, estudos sobre tráfego canalizado, com titulo de “Study of Channelized Traffic”, feito em Vicksburg, recomendaram uma revisão dos critérios de cálculos da definição da cobertura. Este estudo manteve os mesmos princípios do estudo de 1949, variando apenas a largura das faixas de decolagem e de taxiamento. As fórmulas da razão de passagens por coberturas ficaram assim definidas:

$$\frac{O}{C} = \frac{7{,}5 \times 12{,}0}{0{,}75\ (N)\ (W_t)} \quad \text{(Pista de Taxiamento)} \qquad (0.13)$$

$$\frac{O}{C} = \frac{38{,}0 \times 12{,}0}{0{,}75\ (N)\ (W_t)} \quad \text{(Pista de decolagem)} \qquad (0.14)$$

A faixa de largura do tráfego que representa 75% das operações foi reduzida para 7,5 pés para pista de taxiamento e aumentada para 38 pés para pista de decolagem. Nestes estudos concluiu-se que o tráfego canalizado no taxiamento gerava, aproximadamente, cinco vezes mais coberturas do que o não canalizado da decolagem.

1.5.9 **Desenvolvimento da equação de dimensionamento CBR**

Em 1956, Turnbull, Ahlvin e Foster, do USACE apresentaram uma nova fórmula, diferente da fórmula de Fergus , de dimensionamento do pavimento flexível dependente da carga P, da pressão de contato p e do CBR do subleito. Esta nova fórmula poderia ser usada para extrapolar as curvas de dimensionamento independente de testes de campo. Para a obtenção da fórmula utilizou-se a teoria da elasticidade para deflexões, em qualquer ponto, sob o centro da carga circular uniforme utilizando-se o coeficiente de Poisson de ν = 0,5. A equação de deflexão segundo Turnbull *et al.*(1956) é:

$$\rho = \frac{1{,}5\ P}{\pi\ E_m} \frac{1}{\sqrt{a^2 + t^2}} \quad \text{ou} \quad a^2 + t^2 = \left(\frac{1{,}5\ P}{\rho\ \pi\ E_m}\right)^2 \qquad (0.15)$$

$$p = \frac{P}{\pi a^2} \quad \text{(Equação para pressão de contato)}$$

Onde:

ρ	Deflexão
P	Carga total
p	Pressão de contato
a	Raio da área de contato
t	Profundidade (pode ser dito que é a espessura do pavimento acima do ponto onde será medida a deflexão)
E_m	Módulo de elasticidade

Ao considerar que o módulo de elasticidade seja único e constante, que a carga total seja constante e a pressão dos pneus possa variar, o lado direito da equação 2.16 será constante e ter-se-á a seguinte expressão:

$$a^2 + t^2 = C \tag{0.16}$$

Como C é uma constante, logo, a soma do lado esquerdo da equação 2.16 será uma constante.

Considerando que um carregamento distinto P_a e um P_b com as pressões dos pneus iguais, isto é, $p_a = p_b = p$, assim o coeficiente K, da equação 2.17, será igual para as duas situações:

$$\frac{t_a}{\sqrt{P_a}} = K = \frac{t_b}{\sqrt{P_b}} \text{ ou } \frac{t_b}{t_a} = \sqrt{\frac{P_b}{P_a}} \tag{0.17}$$

Considerando agora a mudança da pressão p_b para p_c com a não mudança da carga, isto é, $P_b = P_c$, então:

$$a_b^2 + t_b^2 = C = a_c^2 + t_c^2 \quad \therefore \quad t_c^2 = a_b^2 + t_b^2 - a_c^2 \tag{0.18}$$

Combinando as equações 2.17 com a 2.18:

$$t_c^2 = t_a^2 \frac{P_b}{P_a} + a_b^2 - a_c^2$$

$$t_c^2 = t_a^2 \frac{P_b}{P_a} + \frac{\pi p_b a_b^2}{\pi p_b} - \frac{\pi p_c a_c^2}{\pi p_c}$$

Como $\pi pa^2 = P$, então:

$$t_c^2 = t_a^2 \frac{P_b}{P_a} + \frac{P_b}{\pi p_b} - \frac{P_c}{\pi p_c}$$

Como $p_a = p_b$ e $P_b = P_c$:

$$t_c = \sqrt{P_c \left[\frac{t_a^2}{P_a} + \frac{1}{\pi}\left(\frac{1}{P_a} - \frac{1}{P_c}\right)\right]}$$

E pode também escrever:

$$\frac{t_a^2}{P_a} + \frac{1}{p_a \pi} = \frac{t_c^2}{P_c} + \frac{1}{p_c \pi}$$

A expressão de forma geral fica assim:

$$\frac{t_a^2}{P_a} + \frac{1}{p_a \pi} = \frac{t_c^2}{P_c} + \frac{1}{p_c \pi} = \frac{t_e^2}{P_e} + \frac{1}{p_e \pi} = \ldots = \frac{t_n^2}{P_n} + \frac{1}{p_n \pi} = \frac{t^2}{P} + \frac{1}{p\,\pi} = D \quad (0.19)$$

Combinando a equação 2.19 com a 2.17 tem-se:

$$D = K^2 + \frac{1}{p\pi} \quad (0.20)$$

O valor D é uma constante de pol²/lb. Usando os valores médios de K referentes à Tabela 2.4 e a equação 2.10, determinados por Fergus (1950),calculou-se o valor D para os diversos valores de CBR para 100 psi e 200 psi de pressão. Usando os valores de D

obtidos e multiplicando-os pelo respectivo CBR, obteve-se, até CBR = 12%, para 100 psi, valores praticamente constantes e com a média por volta de 0,1236 conforme Tabela 2.5. É interessante notar que para 200 psi os valores foram constantes até CBR de 20 %. (Turnbull *et al*, 1956)

Tabela 0.5 Tabela realizada por Turnbull *et al.* (1956) para o cálculo da proporção entre a constante D e o valor do CBR.

	Valores de K		Valores de K^2		Valores de $D = K^2 + \frac{1}{px}$		Valores de D x $\overline{CBR}$	
	100-psi	200-psi	100-psi	200-psi	100-psi	200-psi	100-psi	200-psi
CBR	Curvas CBR	Curvas CBR	Curvas CBR	Curvas CBR	Curvas CBR	Curvas CBR	Curvas CBR	Curvas CBR
3	0.195	0.199	0.03803	0.03961	0.04121	0.04120	0.124	0.124
4	0.166	0.171	0.02755	0.02923	0.03073	0.03082	0.123	0.123
5	0.147	0.152	0.02161	0.02311	0.02479	0.02470	0.124	0.124
6	0.132	0.138	0.01742	0.01905	0.02060	0.02064	0.124	0.124
7	0.120	0.126	0.01440	0.01588	0.01758	0.01747	0.123	0.122
8	0.111	0.118	0.01232	0.01392	0.01550	0.01551	0.124	0.124
9	0.103	0.110	0.01060	0.01210	0.01378	0.01369	0.124	0.123
10	0.096	0.104	0.00921	0.01081	0.01239	0.01239	0.124	0.124
12	0.085	0.093	0.00723	0.00865	0.01041	0.01024	0.125	0.123
15	0.073	0.082	0.00533	0.00672	0.00851	0.00831	0.128	0.124
17	0.067	0.075	0.00449	0.00563	0.00767	0.00722	0.130	0.123
20	0.059	0.068	0.00348	0.00462	0.00666	0.00621	0.133	0.124

Sendo assim, obteve-se a proporção entre a constante D e o CBR de:

$$D = \frac{1}{8{,}1\ CBR} \qquad (0.21)$$

Fazendo-se a igualdade entre as equações 2.19 e a 2.21 obtêm-se:

$$D = \frac{1}{\pi\, p} + \frac{t^2}{P} = \frac{1}{8{,}1\ CBR}$$

$$\frac{t^2}{P} = \frac{1}{8{,}1\ CBR} - \frac{1}{\pi\, p}$$

$$t^2 = \frac{P}{8{,}1\ CBR} - \frac{P}{\pi\, p} = P\left(\frac{1}{8{,}1\ CBR} - \frac{1}{\pi\, p}\right)$$

$$t = \sqrt{P\left(\frac{1}{8{,}1\ CBR} - \frac{1}{\pi\, p}\right)} \qquad \text{(Polegadas)} \qquad (0.22)$$

A equação 2.22 pode ser dada em função do ESWL podendo, assim, dimensionar um pavimento solicitado por múltiplas rodas e configurações.

$$t = \sqrt{ESWL\left(\frac{1}{8{,}1\ CBR} - \frac{1}{\pi\, p}\right)} \qquad \text{(Polegadas)} \qquad (0.23)$$

De acordo com Yoder e Wickzak (1975), em 1958, o USACE, publicou um manual (TM 5-824-2), com curvas de dimensionamento de pavimento baseadas nas cargas das rodas, nas pressões dos pneus, nas configurações dos trens de pouso e nos níveis de tráfegos. Estas curvas foram baseadas principalmente nas equações 2.23 ou 2.26 e desde então se procurou categorizar, para facilitar os projetos e construções, os pavimentos aeroviários em 3 tipos de pavimento: para carga leve (25.000 lbs), média (100.000 lbs) e pesada (256.000 lbs).

O CBR mínimo exigido para base era de 80% e a espessura mínima de 6 polegadas para todos os tráfegos. O revestimento asfáltico deveria ter no mínimo 3 polegadas. Segue uma tabela das exigências para os materiais de sub-base contida neste relatório.

Tabela 0.6 Valores permitidos para os materiais da sub-base para os pavimentos aeroviários em 1958 segundo Yoder e Wickzak (1975)

Material	MÁXIMO CBR	VALORES MÁXIMOS PERMITIDOS				
		GRADUAÇÃO NECESSÁRIA				
		ESPESSURA (in.)	% PASSA		LL	IP
			No. 10	No. 200		
SUB-BASE	50	3	50	15	25	5
SUB-BASE	40	3	80	15	25	5
SUB-BASE	30	3	100	15	25	5
MAT. SELECIONADO	20	3[b]	—	25[b]	35[b]	12[b]

LL = LIMITE DE LIQUIDEZ / IP = ÍNDICE DE PLASTICIDADE

[b] SUGESTÃO DO AUTOR

Conforme Alvnhin (1991), em 1959 foi realizado um estudo que substituiu a carga P pelo produto da pressão p pela área A, isto é, P= p A, e daí se obteve a uma equação dependente apenas de duas variáveis, , $t/\sqrt{A}$ e CBR/p, como segue:

$$\frac{t}{\sqrt{A}} = \sqrt{\left(\frac{1}{8{,}1}\ \frac{1}{\frac{CBR}{p}} - \frac{1}{\pi}\right)}$$

$$\frac{t}{\sqrt{A}} \text{ e } \frac{CBR}{p} \qquad (0.24)$$

Esta nova equação foi inserida em um gráfico comparativo entre os pavimentos que entraram em colapso e aqueles que não entraram em colapso, sendo que as variáveis que caracterizavam os pavimentos estudados são as mesmas variáveis da equação (Figura 2.16).

A utilização desta equação gerou uma curva de dimensionamento separando os pavimentos que entraram em colapso dos pavimentos que não entraram em colapso.

Este estudo foi muito importante para dar validade à equação do CBR, apesar deste estudo não ter utilizado na equação a relação de coberturas versus espessuras (Ahlvin, 1991).

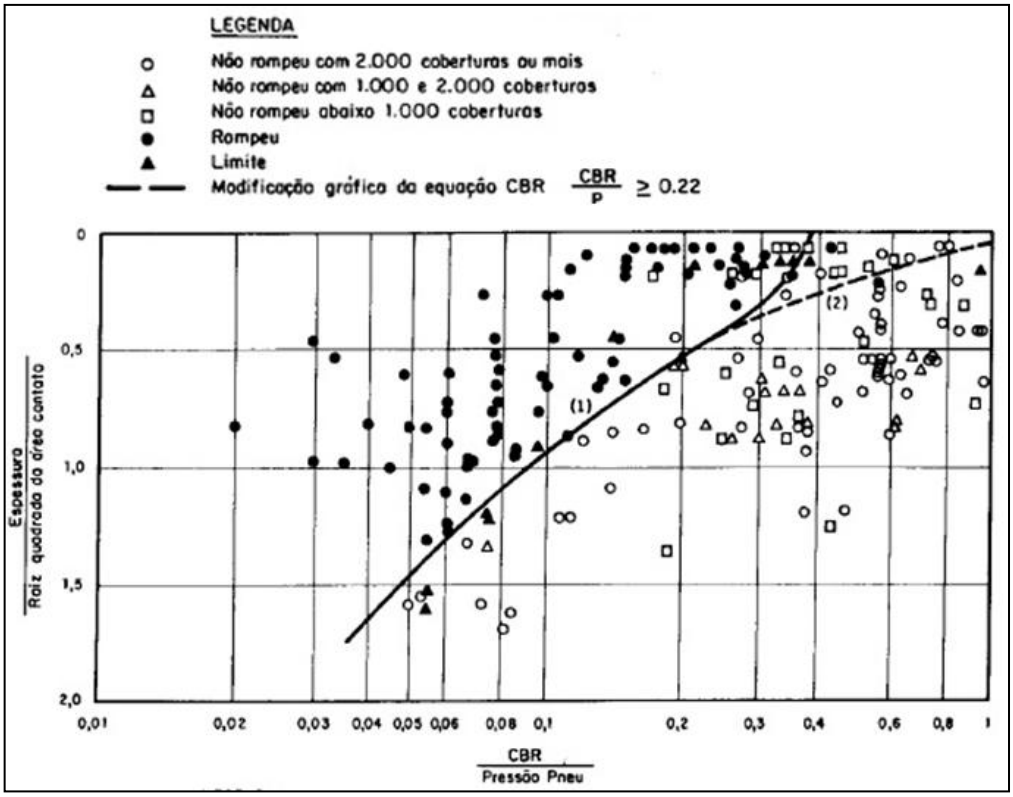


Figura 0.16 Gráfico comparativo entre a equação teórica do CBR de Turnbull *et al* e os pavimentos que entraram e não entraram em colapso na época. (Motta,1991)

Um relatório realizado por McFadden *et al.* (1950) relacionou o número de coberturas com a espessura percentual do pavimento. Foi usado os resultados de diversos ensaios em campo como: Stockton nº1, Stockton nº2, Barksdale Field, Waterways Experiment Station – Viscksburg, Airfield Minden, Bergstrom Field e Airfield Birmingham. Só por volta de 1960 esta relação entre coberturas e a porcentagem da espessura foi aceita, oficialmente, e acrescentada à fórmula do CBR:

$$\%t\left[\frac{1}{100}\right] = 0{,}23\log C + 0{,}15 \qquad (0.25)$$

Onde:

t é a espessura da camada em percentual (100% é referente a 5000 coberturas)

C é o número de coberturas

Esta expressão (Equação 2.25) esta visualizada na Figura 2.17.

Com a consideração do número de coberturas para o dimensionamento do pavimento, a equação da espessura do pavimento ficou conforme equação seguinte:

$$t = (0{,}23 \log C + 0{,}15) \sqrt{\text{ESWL}\left(\frac{1}{8{,}1\ \text{CBR}} - \frac{1}{\pi\ p}\right)} \qquad \text{(Polegadas)} \qquad (0.26)$$

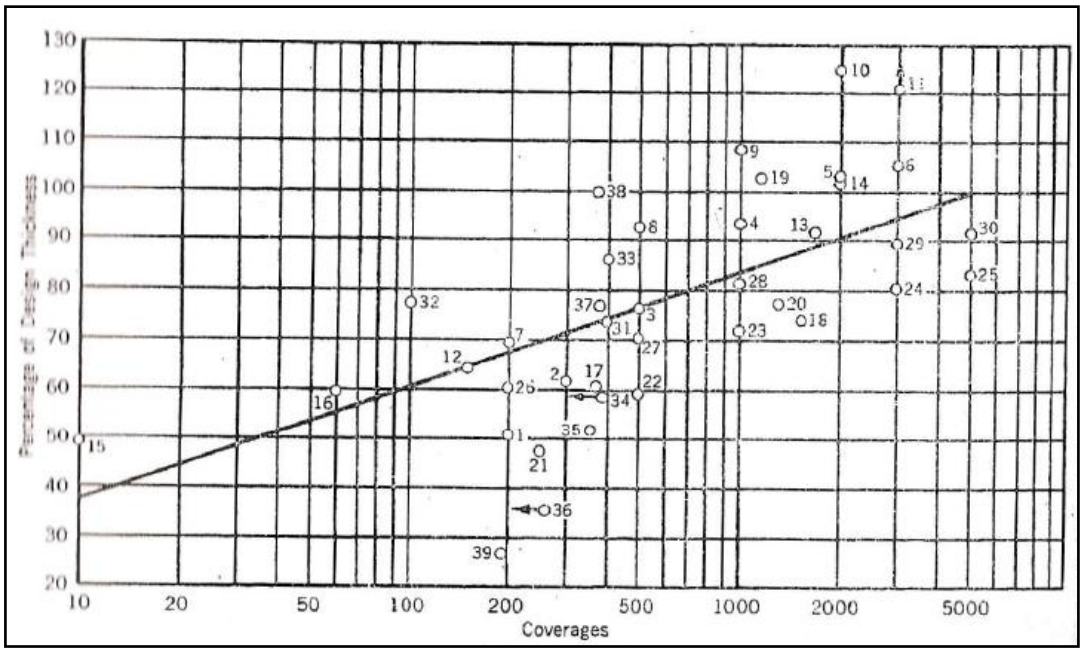


Figura 0.17 Gráfico representativo do número de coberturas no pavimento versus a sua espessura percentualmente (Yoder e Wickzak, 1975)

A nova fórmula, equação 2.26, simplesmente mostra que o pavimento deve sofrer um acréscimo de espessura à medida que os números de coberturas forem maiores que 5000

coberturas e à medida que for menor, a espessura irá diminuindo. Um pavimento para suportar 25.000 coberturas deveria de ter um acréscimo de 16% na espessura do pavimento para ter um período de vida útil de 20 anos.

1.5.10 **O conceito atual de operações por cobertura**

Em 1960, foram realizados com aviões B-47, B-52 e o KC-135, novos estudos sobre variação lateral dos tráfegos de aviões e um novo conceito foi introduzido: "wander". Este conceito é a oscilação lateral que cada respectiva aeronave possuiu ao trafegar nas pistas de decolagem e nas pistas de taxiamento. Foi estabelecido também que esta oscilação lateral, para cada aeronave, seria medida em cima das 75% das variações que acontecem em um respectivo tempo. Então as fórmulas de coberturas sofreram nova modificação e ficaram assim:

$$\frac{P_a}{C} = \frac{W_t + S + W_{ta}}{0{,}75\ (N)\ (W_t)} \qquad \text{(Pista de Taxiamento)} \qquad (0.27)$$

$$\frac{P_a}{C} = \frac{W_t + S + W_{de}}{0{,}75\ (N)\ (W_t)} \qquad \text{(Pista de Decolagem)} \qquad (0.28)$$

Onde:

P_a	número de Passagens
C	número de Coberturas
N	número de pneus nos trens de pouso
W_t	espessura dos pneus (polegadas)
S	distância de centro a centro entre as rodas (polegadas)
W_{ta}	oscilação Lateral na pista de taxiamento (polegadas)
W_{de}	oscilação Lateral nas pista de decolagem (polegadas)

As fórmulas 2.27 e 2.28 previam que o tráfego, na faixa de 75%, era uniformemente distribuído, o que não é a realidade, pois, para grandes quantidades de tráfegos, o mais correto seria um estudo estatístico que descrevesse, através de uma curva normal, a maneira como melhor ocorreria a distribuição das aeronaves. Ensaios posteriores foram executados e confirmaram o padrão de distribuição normal sobre a variação lateral dos tráfegos aeroporturários.(Brown e Thompson, 1973)

1.5.11 **A metodologia CBR para os pavimentos rodoviários**

Turnbull *et al*.(1962) através dos princípios básicos do método CBR para dimensionamento de pavimento aeroviário aplicou-os em um método para dimensionamento de pavimento rodoviário. Para tal não bastava apenas dimensionar através da carga máxima, como era de costume no meio aeroviário, mas era preciso levar em consideração todos os tipos de composição de eixos e cargas. A solução foi a utilização de um método que transformava as diversas composições dos eixos em um tipo apenas de composição, isto é, em um eixo padrão. Este eixo padrão foi definido como um eixo simples de 18.000 lb com rodas duplas. Foram, então, desenvolvidas curvas para o dimensionamento do pavimento sendo estas baseadas no CBR dos materiais, na quantidade de eixos-padrões (N) e no Fator de Equivalência de Operações (FEO).

O método utilizado para o cálculo do FEO (Figura 2.18) referente ao eixo simples e o método utilizado para cálculo do número N (Equação 2.31) foram demonstrados em sua totalidade e de forma clara no artigo escrito por Turnbull *et al.*(1962). Já o método utilizado para o cálculo do FEO referente ao eixo tandem e das curvas do Ábaco de dimensionamento (Figura 2.20) não foram demonstrados pelos autores. Limitaram-se apenas a citar, de forma não clara, quais os procedimentos a serem adotados no cálculo das curvas anteriormente citada.

A seguir, será feito um livre exercício de dedução, baseando-se nas vagas citações feito por Turnbull *et al.*(1962), para tentar demonstrar como foram calculadas as Figuras 2.18 e 2.20. Isto é necessário em função da necessidade de se entender no âmago a

metodologia CBR para, conseqüentemente, entender os pontos chaves da influência desta metodologia sobre o método do DNER.

Para tornar claro o método usado para determinar o FEO será dado um exemplo explicativo de como se calcula o FEO de um eixo tandem duplo (ETD) com carga de 25.000 lb. A Tabela 2.8 mostra além do cálculo deste exemplo mais três cálculos de composições diferentes: um eixo simples de roda dupla (ESRD) com carga de 25.000 lbs e dois ETD com cargas de 2000 lb e 39.000 lb.

Para o cálculo do FEO de um ETD com carga de 25.000 lb faz-se os seguintes passos:

1. Calcular a raiz quadrada da razão da carga equivalente do eixo estudado ($ESWL_{ref}$) pela carga equivalente do eixo padrão ($ESWL_{pad}$).

Como visto neste capítulo, a carga equivalente varia em função da profundidade, então, seria normal se indagar, qual a profundidade que se deve adotar para este cálculo?

Turnbull *et al.* (1962) explicam que esta questão não é fundamental pois a razão $ESWL_{ref}$ / $ESWL_{pad}$ é razoavelmente constante ao longo da profundidade, pois estas cargas equivalentes variam, praticamente, na mesma proporção. Na época, foi escolhida uma profundidade que refletia a média das cargas equivalentes. Como este valor não está claro no artigo Turnbull *et al.* (1962) , aqui será usada a profundidade de 0 e de 20 polegadas e depois será utilizado a média entre estes dois valores para o cálculo de FEO.

Após calcular as cargas equivalente para os dois eixos aqui analisados através do Ábaco da Figura 2.19, calcula-se a raiz quadrada da razão da carga equivalente do eixo estudado ($ESWL_{ref}$) pela carga equivalente do eixo padrão ($ESWL_{pad}$).

$$\frac{t_{ref}}{t_{pad}} = \sqrt{\frac{ESWL_{ref}}{ESWL_{pad}}} = \sqrt{\frac{4375}{5598}} = 0{,}884 \qquad (0.29)$$

Caso o ETD, aqui analisado, possuísse o número de operações por cobertura (O/C) igual ao eixo padrão, seria válido dizer que o pavimento para suportar 5000 coberturas de um ETD (25.000 lb) precisaria possuir 88% da espessura de um pavimento que suporta 5000 coberturas para um ESRD (18.000 lb), o que não é o caso.

2. O próximo passo é considerar a cobertura e a oscilação lateral de um ETD (25.000 lb) versus um ESRD (18.000 lb)

Então, igualando as equações 2.29 a 2.25 obtém-se:

$$\frac{t_{ref}}{t_{pad}} = 0{,}884 = \%t\left[\frac{1}{100}\right] = 0{,}23 \log C + 0{,}15 \quad \therefore \quad C = 1550$$

Dividindo o valor 1550 pela cobertura padrão, que é 5000, obtém-se o valor igual a 0,31 para 0 polegada de profundidade. Repetindo este procedimento para 20 polegadas de profundidade, encontra-se o valor da razão entre as coberturas de 0,54. Calculando a média destes dois valores obtém-se 0,425, isto é, 2125 coberturas.

Antes do cálculo final do valor FEO, cabe aqui, descrever a citação de Turnbull *et al*. (1962) que levou o autor da dissertação a, definitivamente, a deduzir os procedimentos utilizados pelos autores para considerarem o fator O/C no cálculo do FEO. Turnbull *et al*.(1962) cita: "This development also requires treatment of the relation between coverages and axle operations". Como foi feito isso é uma pura e livre dedução de lógica realizada pelo o autor da dissertação.

Então, para o cálculo final do valor FEO deve-se levar em conta o valor O/C do ETD (25.000 lb) versus o O/C do ESRD (18.000 lb). Para facilitar o entendimento foi utilizado, nesta dissertação, um índice que foi chamado pelo autor da dissertação de Índice de Cobertura (IC). O IC é a razão entre o número de operações por cobertura do eixo padrão pelo número de operações por cobertura do eixo a ser analisado.

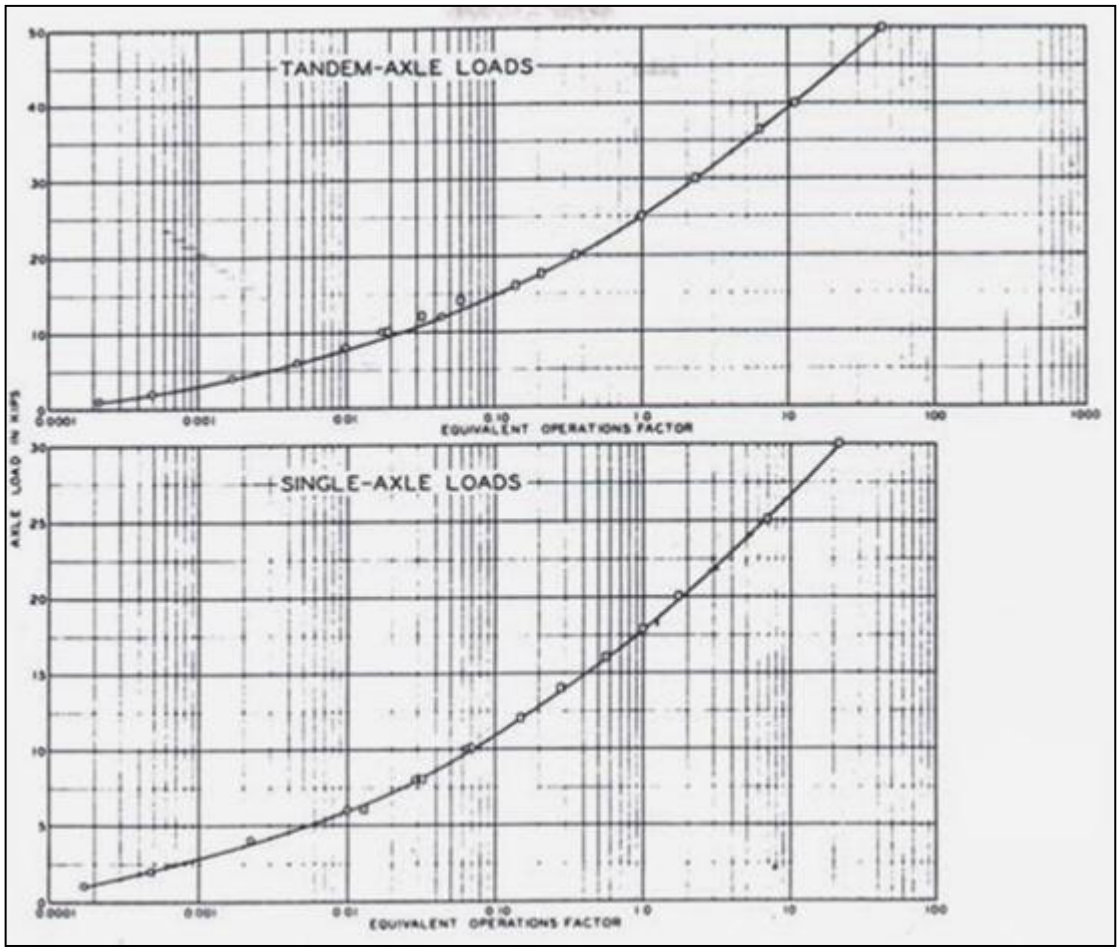


Figura 0.18 Curvas representativas dos valores FEO para os eixos tandem duplo e para os eixos simples (Turnbull *et al*, 1962) (Curvas Originais)

Consultando a Tabela 2.7 e utilizando-se dos valores médios do número O/C dos respectivos eixos comparados, obtém-se o valor de 2,64 para o eixo padrão e um valor de 1,13 para o eixo ETD. Então IC será:

$$\mathrm{IC} = \frac{(\mathrm{O/C})_{\mathrm{padrão}}}{(\mathrm{O/C})_{\mathrm{ETD}}} \tag{0.29}$$

$$\mathrm{IC} = \frac{2{,}64}{1{,}13} = 2{,}336$$

$$\mathrm{FEO} = \mathrm{IC} \times \frac{\mathrm{Coberturas}}{5000} = 2{,}336 \times \frac{2125}{5000} = 2{,}336 \times 0{,}425 = 0{,}99$$

Como pôde ser visto a influência neste caso da variação lateral foi significativa no valor de FEO. Pode-se dizer que um pavimento que suporta 5000 coberturas para um eixo padrão também suportará, praticamente, 5000 coberturas para ETD com 25.000 lb.

Como os valores de operações por cobertura (O/C), mostrados na Tabela 2.7, para o cálculo do IC, foram determinados? De acordo com Turnbull *et al*.(1962), Alhvin e Brown, utilizando-se da distância entre os pneus, a largura dos pneus e conhecendo-se a oscilação lateral dos veículos, foram capaz de determinar a relação da O/C. Medina (1997) demonstra, de forma clara, como se determina a relação de operações por cobertura para os eixos tandem e para os eixos simples.

Tabela 0.7 Valores de operações por cobertura (O/C) para os diversos eixos da época (Turnbull *et al*, 1962) (Tabela Original – Tradução do Autor)

CONFIGURAÇÃO DOS EIXOS DOS VEÍCULOS	FAIXA DA CARGA kips	OPERAÇÕES POR COBERTURA
EIXO SIMPLES, RODA SIMPLES	0-5	9.59
	5-10	6.25
EIXO SIMPLES, RODA DUPLA	0-10	2.95
	10-20	2.64
	20-30	2.37
EIXO TANDEM, RODA SIMPLES	0-10	4.05
	10-15	2.73
EIXO TANDEM, RODA DUPLA	10-15	1.93
	15-20	1.13
	20-50	1.03

Ao avaliar-se a relação O/C observa-se que os valores usados são baseados em suposições teóricas, quais sejam, o tráfego fica praticamente 100 % confinado na sua faixa e a oscilação lateral e se comportará como uma perfeita curva normal.

As operações por cobertura são específicas para aquele tipo de composição de eixo sendo que qualquer variação na composição destes o valor de O/C variará.

A espessura do pavimento é calculada em função do CBR do material e do número de operações por eixo padrão (N). O número N é a somatória do produto da quantidade da composição dos tipos de eixos que trafegam na via pelos seus respectivos fatores de equivalência de operações em um determinado tempo que se queira para a vida útil do pavimento.

Então a expressão do número N fica assim:

$$N = \left(\sum FEO \,.\, TIPO_{eixo}\right) 365 \,.\, P \tag{0.30}$$

Onde:

FEO	Fator de Equivalência de Operações
$TIPO_{eixo}$	Tipo de eixo (ESRS, ESRD, ETS, ETD)
P	Período em anos da vida útil do pavimento
365	Número de dias em um ano

Para facilitar o dimensionamento do pavimento, sem precisar da utilização das equações demonstradas, foi desenvolvido um ábaco (Figura 2.20) que dá a espessura necessária do pavimento em função do número N e da capacidade de suporte da camada (CBR). Novamente, como Turnbull *et al.*(1962) não deixa claro no artigo como deve ser feito e quais os fatores a se utilizar na montagem do ábaco, foi feito, nesta dissertação, um comparativo (Tabela 2.19) entre a espessura necessária para pavimento utilizando-se da equação 2.26 referenciada ao número de operações do eixo padrão com os valores estabelecidos na figura 2.20 do ábaco original de Turnbull *et al.*(1962) para procurar entender os princípios que estão "por baixo" dos ábacos da figura 2.20 de dimensionamento de Turnbull *et al.*(1962).

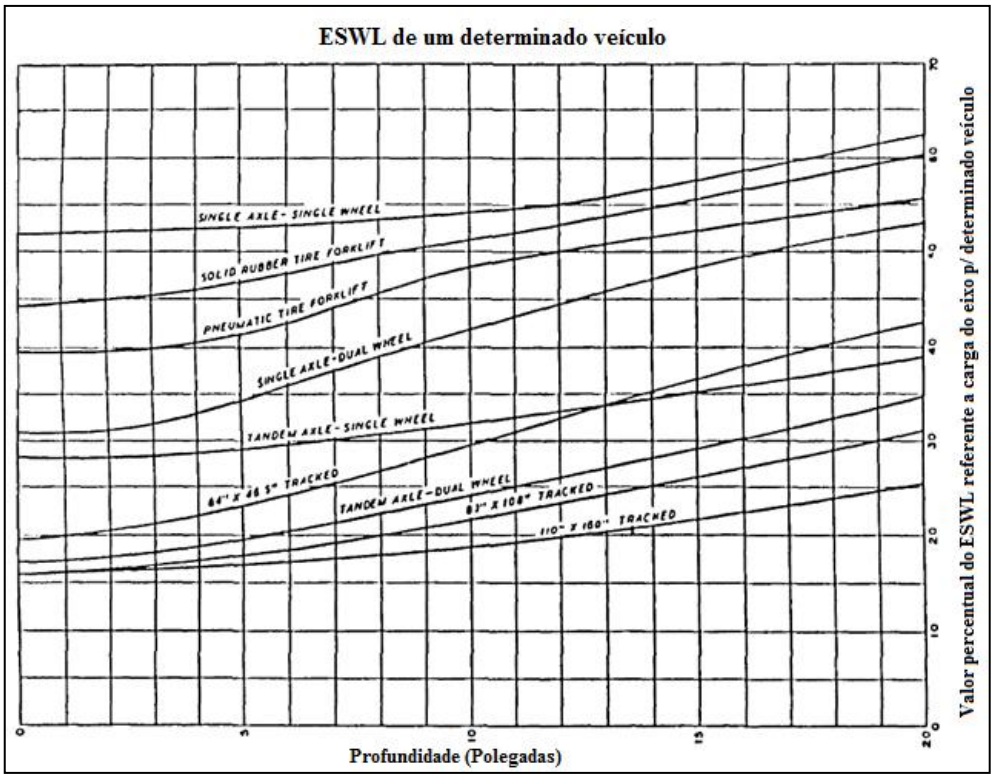


Figura 0.19 Ábaco para o cálculo de ESWL referente ao eixos de vários veículos. (Chou, 1992)

A equação 2.26 referenciada ao número de operações de eixo padrão ficou assim:

$$t = (0{,}23\log(N/2{,}64) + 0{,}15)\sqrt{ESWL\left(\frac{1}{8{,}1\,CBR} - \frac{1}{\pi\,p}\right)} \qquad (0.31)$$

A equação 2.31 é uma dedução lógica do autor baseada no caminho natural que Turnbull *et al.*(1962) tomou para calcular a espessura do pavimento em função do número de operações ao invés de se calcular em função do número de coberturas como a equação 2.26 original calcula. A dedução da equação 2.31 é corroborada pela dedução que Balbo (2007) fez para mesma equação.

Então, para o cálculo da espessura do pavimento utilizando-se da equação 2.31, foi considerado a carga equivalente específica para cada profundidade (Figura 2.19), o

CBR dos materiais, a pressão de 70 psi (Chou (1992) e Balbo (2007)) e o número de operações que foi referenciado ao número de O/C do eixo padrão (Tabela 2.7).

Os valores encontrados por esta dissertação adotando o procedimento acima descrito versus os valores retirados do gráfico original de Turbull et al.(1962) são bastante semelhantes conforme a Tabela 2.19 demonstra. As diferenças encontradas podem ser computadas, principalmente, em virtude do erro de leitura do ábaco que é de 1,25 polegadas ou a utilização do valor O/C diferentemente do utilizado pelo autor da dissertação.

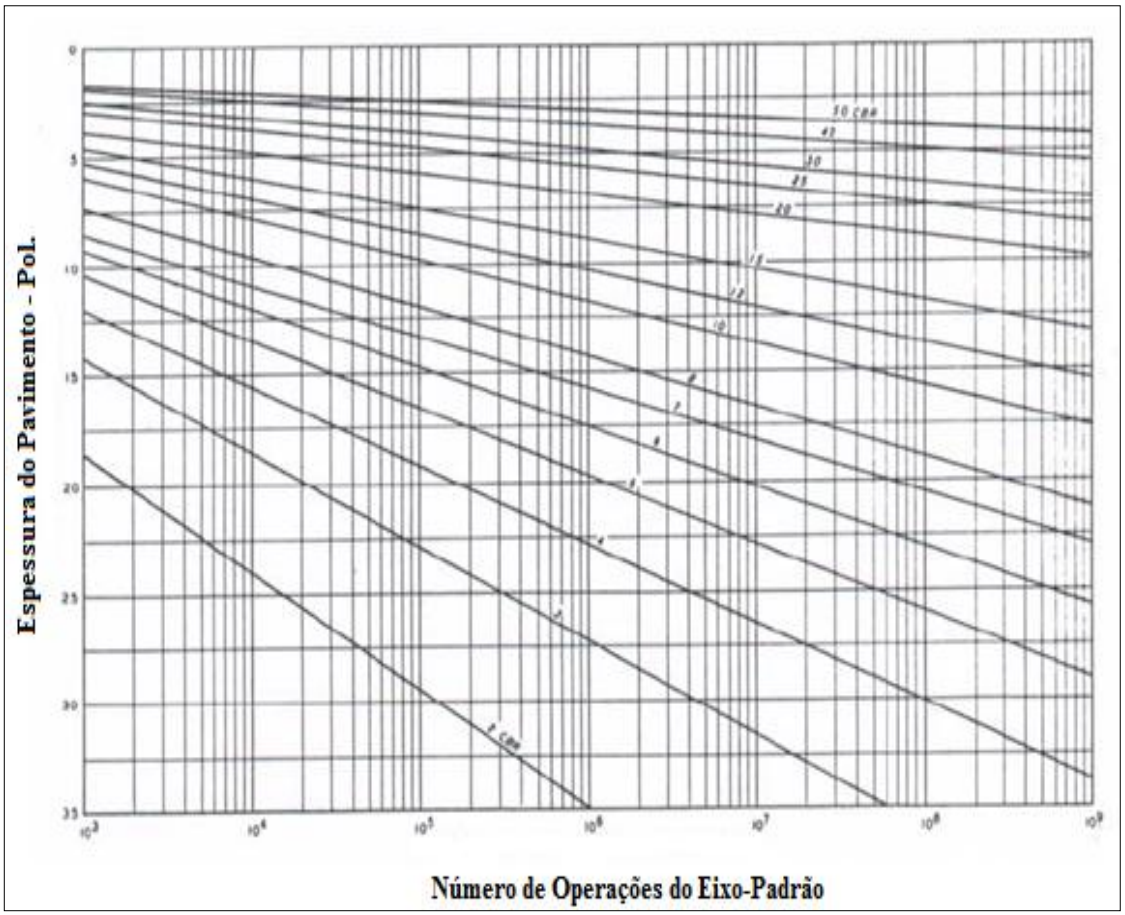


Figura 0.20 Ábaco original da metodologia CBR para o dimensionamento de pavimento (Turnbull *et al.*, 1962)

Tabela 0.8 Comparativo dos valores de FEO calculados nesta dissertação versus os valores de FEO extraídos do ábaco de Turnbull *et al.*(1962)

ETD - 18.000 lbs (Padrão)	**ESWL (lb)**		**Oper. / Cobert.**							
	5.598	**9.360**	**2,64**							
Cargas Equivalentes	**ESWL (lb)**		**$(ESWL_{ref}/ESWL_{pad})^{1/2}$**	**$(ESWL_{ref}/ESWL_{pad})^{1/2}$**	**Cob_{ref}/Cob_{pad}**	**Cob_{ref}/Cob_{pad}**	**O/C**	**IC**	**FEO (Calculado)**	**FEO (ábaco)**
Profundidade (pol)	0	20	0	20	0	20				
ESRD - 25.000 lbs	7.775	13.000	1,179	1,179	5,95	5,95	2,64	1,000	5,95	6,75
ETD - 2000 lbs	350	660	0,222	0,236	0,000542	0,00064	1,13	2,336	0,0014	0,0014
ETD - 25.000 lbs	4.375	8.250	0,884	0,939	0,31	0,54	1,13	2,336	0,99	1
ETD - 39.000 lbs	6.825	12.870	1,104	1,173	2,8	5,6	1,13	2,336	9,81	10

Tabela 0.9 Comparativo entre os valores da espessura da camada necessária para camada do pavimento dado pelo ábaco de dimensionamento de Turnbull *et al.*(1962) versus valores da espessura da camada necessária para camada do pavimento calculado nesta dissertação.

	Espessura de Pavimento em função do CBR e Número de Operações														
	CBR	**Número de Operações**		**CBR**	**Número de Operações**		**CBR**	**Número de Operações**		**CBR**	**Número de Operações**		**CBR**	**Número de Operações**	
		10^3	**10^5**		**10^3**	**10^6**		**10^3**	**10^6**		**10^3**	**10^6**		**10^3**	**10^6**
Ábaco (Turnbull *et al)*	**2**	18,13	34,80	**3**	14,00	23,00	**7**	8,15	13,00	**15**	4,85	8,00	**20**	3,75	6,25
Utilizando Ábaco da Fig 2.19		17,73	34,60		13,90	23,70		8,20	14,50		5,18	8,91		4,46	7,80

1.6 METODOLOGIA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (AASHO)

Antes de mencionar a metodologia da AASHO, é importante apresentar alguns conceitos determinados nas pistas experimentais da WASHO *Road Test* , que serviram de alicerce para o desenvolvimento da metodologia da AASHO, que por sua vez também foi derivada de pistas experimentais (AASHO *Road Test*).

Os ensaios da WASHO foram usados para avaliar o desempenho dos pavimentos flexíveis. As seções (modelos estruturais de pavimento) foram construídas no verão de 1952 e os ensaios foram completados em maio de 1954. As principais características técnicas das pistas WASHO foram:

- Utilizou-se revestimento de concreto asfáltico com espessuras variando de 50 mm a 100 mm.
- A espessura total do pavimento variou de 150 mm a 550 mm.
- Foram utilizadas quatro pistas com 46 seções diferenciadas entre si.
- Os caminhões com eixos simples, utilizados nos testes, tinham cargas de 18.000 lb e 22.400 lb.
- Os caminhões com eixos duplos, utilizados nos testes, tinham cargas de 32.000 lb e 40.000 lb.

As principais conclusões do WASHO *Road Test* foram:

- O desempenho do pavimento é influenciado pelo congelamento e descongelamento das águas contidas no pavimento.
- A variação da estrutura do pavimento tem influência no desempenho do mesmo.
- Os pavimentos com revestimento asfáltico de maior espessura, tiveram desempenho estrutural superior.

1.6.1 **Características da AASHO Road Test**

A American Association of State Highway Officials executou estudos, em Ottawa, Illinois, entre 1956 a 1961, para avaliar o desempenho estrutural de alguns pavimentos, em pistas de ensaios, que sofreram ação de tráfego acelerado. O objetivo, principal foi determinar a degradação do pavimento em relação à solicitação do mesmo pelos tipos de eixos dos veículos que trafegavam sobre a via. Esse conhecimento era necessário para ajudar estabelecer um novo método de dimensionamento de pavimento, limites máximos de carga por eixo e tributar sobre estes limites. Na Figura 2.21 mostra-se uma foto de parte do experimento. (Transportation Research Circular, 2007).

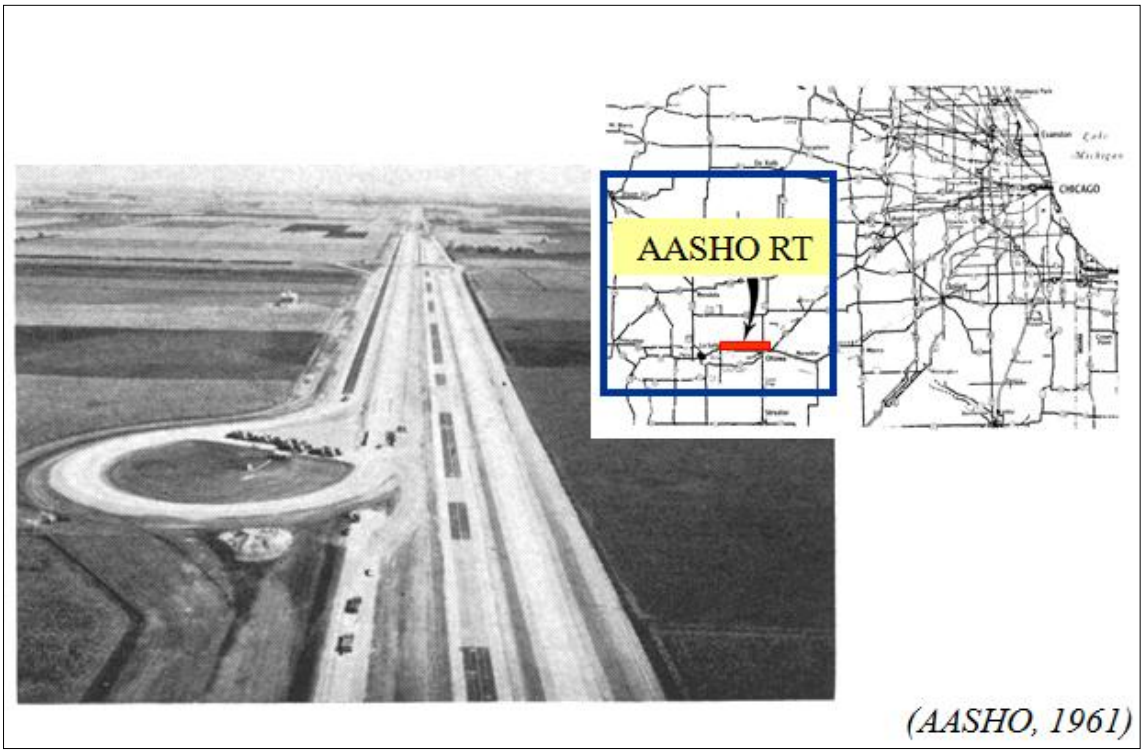


Figura 0.21 Foto das pistas de ensaio da AASHO

A construção das pistas se iniciou em agosto de 1956 finalizando em setembro de 1958. Os testes foram feitos de outubro de 1958 até o verão de 1961. Foram construídas 6 pistas experimentais, totalizando 332 seções, com comprimento de 100 pés (320 m) cada e espessuras variáveis para cada camada do pavimento.

A pista 1 não recebeu tráfego e foi utilizada para estudo sobre efeitos ambientais no pavimento. As pistas 2 a 6 foram usadas para os estudos do comportamento estrutural do pavimento sob o tráfego de veículos. Na Tabela 2.10 mostram-se os dados das camadas das seções.

Na época dos ensaios, a temperatura média máxima foi de 24,5ºC (Julho) e a temperatura média mínima de -2,8 ºC (Janeiro) com a precipitação média anual de 837 milímetros. Durante o período dos testes ocorreu 12 ciclos de congelamento e descongelamento.

Tabela 0.10 Espessura das seções das camadas dos pavimento das pistas experimentais da AASHO (http://training.ce.washington.edu /wsdot/Modules / 06 _ structural _design / aasho_road_test.htm, acessado 28/08/2011)

Loop Nº	**Espessuras do Pavimento (pol.)**		
	Concreto Asfáltico	**Base**	**Sub-base**
1	1,0	---	---
	3,0	6,0	8,0
	5,0	---	16,0
2	1,0	---	---
	2,0	3,0	4,0
	3,0	6,0	8,0
3	2,0	---	---
	3,0	3,0	4,0
	4,0	6,0	---
4	3,0	---	4,0
	4,0	3,0	8,0
	5,0	6,0	12,0
5	3,0	3,0	4,0
	4,0	6,0	8,0
	5,0	9,0	12,0
6	4,0	3,0	8,0
	5,0	6,0	12,0
	6,0	9,0	16,0

Os revestimentos foram executados de concreto de cimento portland e de concreto betuminoso com espessuras de 1,0 polegada até 6,0 polegadas.

O concreto betuminoso foi executado com CAP 85-100, dosado com 50 golpes pelo método Marshall, com teor de betume de 4,4 % a 5,4 % e volume de vazios médio de 7,7%. As faixas granulométricas utilizadas para o revestimento asfáltico estão mostradas na Tabela 2.11.

Tabela 0.11 Faixa granulométrica dos revestimentos asfálticos (capa e binder) utilizados nos ensaios da AASHO (http: // training.ce.washington.edu /wsdot/Modules / 06 _ structural _design / aasho_road_test.htm, acessado 28/08/2011)

Faixa Granulométrica dos Revestimentos Asfálticos (% que passa na peneira)		
Peneiras	**Capa**	**Camada de Ligação**
1		100
¾	100	88-100
½	86-100	55-86
3/8	70-90	45-72
Nº 4	45-70	31-50
Nº 10	30-52	19-35
Nº 20	22-40	12-26
Nº 40	16-30	7-20
Nº 80	9-19	4-12
Nº 200	3-7	0-6

As bases foram compostas de pedra britada dolomítica que apresentaram um CBR médio de 108 % e um CBR mínimo de 75 %. A densidade máxima seca variou de 2.242 kg/m³ a 2.275 kg/m³ com uma umidade ótima variando de 5,6 % a 6,1 %. A média granulométrica dos materiais da base está especificada na Tabela 2.12.

Tabela 0.12 Faixa granulométrica dos materiais de base utilizados na AASHO (http:// training.ce.washington.edu /wsdot/Modules / 06 _ structural _design / aasho_road_test.htm, acessado 28/08/2011)

Faixa Granulométrica dos Materiais de Base		
% que passa na peneira		
Peneiras	Faixa	Média
1 ½	100	100
1	80-100	90
¾	70-90	81
½	60-80	68
Nº 4	40-60	48
Nº 10	28-46	35
Nº 40	16-33	20
Nº 100	7-20	13,5
Nº 200	3-7	10

As sub-bases apresentaram CBR de 28% a 51% com densidades máximas secas de 2.227 a 2.259 kg/m³ com umidade ótima de 6,1% a 6,8%. As faixas granulométricas adotadas para a sub-base estão não Tabela 2.13.

Tabela 0.13 Faixa granulométrica dos materiais de Sub-base utilizados na AASHO (http://training.ce.washington.edu /wsdot/Modules / 06 _ structural _design / aasho_road_test.htm, acessado 28/08/2011)

Faixa Granulométrica dos Materiais da Sub-base		
% que passa na peneira		
Peneiras	Faixa	Méida
1 ½	100	100
1	95-100	100
¾	90-100	96
½	80-100	90
Nº 4	55-100	71
Nº 10	40-80	52
Nº 40	10-30	25
Nº 200	5-9	6,50

Para o reforço do subleito executou-se uma espessura de 3,0 pés de aterro com material A-6, limite de liquidez de 31%, índice de plasticidade de 16%, CBR médio de 2,9% e uma compactação média de 98,5 %.

Para simular o tráfego foram utilizados vários tipos de veículos, conforme a época, com carregamentos variáveis, conforme mostra a Figura 2.22, esquematicamente.

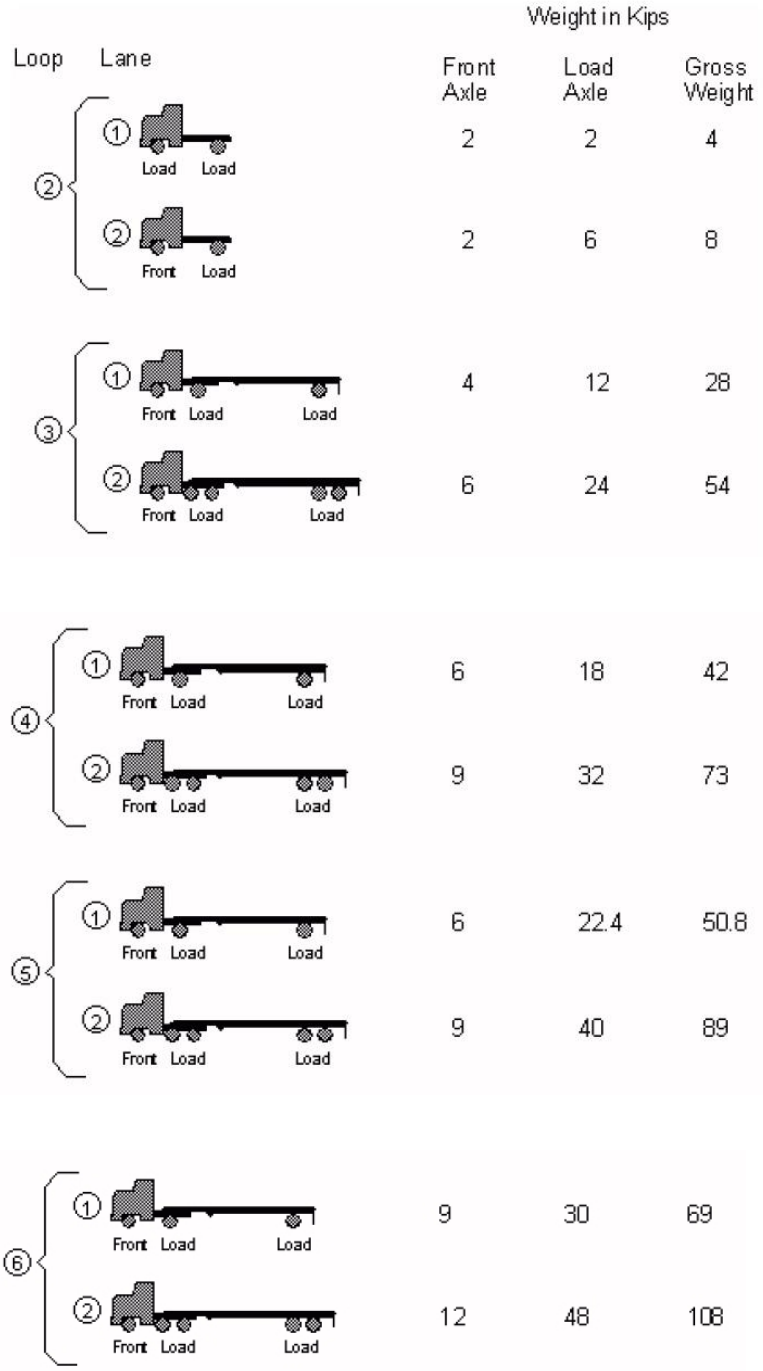


Figura 0.22 Composição dos veículos (eixos e cargas) das cinco pistas em que foram utilizadas ensaios de tráfego de veículos (http://training.ce. Washington .edu /wsdot/Modules / 06 _ structural _design / aasho_road_test.htm, acessado 28/08/2011)

1.6.2 **Conclusões da AASHO Road Test**

Depois de um acompanhamento contínuo de uma equipe de engenheiros e matemáticos dos testes da AASHO, várias conceitos novos foram criados. Os principais conceitos que apareceram neste experimento foram: o índice de serventia presente (PSI), a análise da capacidade estrutural de um pavimento pelo chamado número estrutural (SN) e o índice de equivalência dos eixos (ESALs). O PSI foi expresso pela equação seguinte:

$$PSI = 5{,}03 - 1{,}91\ \log(1 + SV) - 1{,}38\overline{RD^2} - 0{,}01\ (C + P)^{1/2} \qquad (0.32)$$

Onde:

PSI	índice de Serventia Presente
SV	variância da irregularidade longitudinal
$\overline{RD}$	média da profundidade da trilha de roda
C + P	área das fissuras classe 2 e 3 referente a 1.000 ft^2

O Índice de Serventia Presente partiu do princípio que a função primordial de um pavimento era "servir", ou melhor, o bem "servir" aos usuários da via. Este índice foi desenvolvido a partir de um estudo em três estados americanos. Foi realizada uma pesquisa junto aos motoristas de automóveis e caminhões os quais davam notas para 138 regiões específicas das rodovias americanas. As notas variavam de: (0 a 1) muito ruim, (1 a 2) ruim, (2 a 3) aceitável, (3 a 4) boa e (4 a 5) rodovia muito boa. Ao mesmo tempo, foram executadas análises da condição dos pavimentos nos mesmos 138 locais avaliados pelos motoristas, levando em consideração as seguintes características da pista de rolamento: rugosidade longitudinal, fissuração, remendos, afundamento de trilha de roda e desagregação. Os valores do PSI são as correlações entre as notas dos usuários e as análises das condições do pavimento citadas.

Conforme Yoder e Wickzack (1975) este conceito gerou uma visão diferenciada das que vinham sendo executadas até o momento, pois surgia um método de dimensionamento dos pavimentos que não era mais baseado apenas na capacidade de resistência estrutural das camadas, mas, principalmente, na capacidade de servir de forma adequada ao objetivo principal de uma rodovia: "caminho aceitável" para os meios de transportes da época. O pavimento agora podia ser avaliado pela sua capacidade funcional e não apenas estrutural.

Nos testes acelerados foram medidos os índices de serventia de duas em duas semanas podendo, assim, acompanhar o desempenho do pavimento como "caminho aceitável de transporte" durante a sua vida útil. Foi verificado que os pavimentos asfálticos, ao serem construídos, atingiram o índice de serventia médio de 4,2 e, no final da sua vida útil, possuía um índice de 1,5 que foi definido como "ponto limite de trafegabilidade". Toda vez que a serventia do pavimento chegava neste limite deveria ser restaurado.

Com os resultados dos ensaios da AASHO, a *Highway Research Board* desenvolveu uma primeira equação empírica que mostrava a quantidade de cargas padrões que a pista suportaria antes de atingir a serventia limite. Esta equação era válida apenas para o tipo do subleito que se encontrava na região e apenas para os materiais utilizados no pavimento (Schwartz e Carvalho, 2007). A expressão inicial é a seguinte:

$$\log(W_{18}) = 9{,}36\ \log(SN+1) - 0{,}20 + \frac{\log(4{,}2 - p_t)/(4{,}2-1{,}5)}{(0{,}4+1094)/(SN+1)^{5{,}19}} \qquad (0.33)$$

Onde

W_{18} número de operações do eixo padrão

p_t índice de serventia final no período de vida útil

SN número estrutural do pavimento

O número estrutural do pavimento (SN) é a quantificação da capacidade de suporte do mesmo, pela soma ponderada da capacidade estrutural das diversas camadas constituintes. A capacidade estrutural de cada camada é o produto do coeficiente

estrutural de cada material (a_1, a_2, a_3) pela sua espessura (s_1, s_2, s_3). Os principais coeficientes determinados pela AASHO Road Test foram: a_1= 0,44 (revestimento de CBUQ); a_2= 0,14 (base de brita graduada); a_3= 0,11 (sub-base de cascalho arenoso) valores referidos a um material padrão. A expressão do SN é a seguinte:

$$SN = a_1.D_1 + a_2.D_2 + a_3.D_3 \quad (0.34)$$

Onde:

SN	número estrutural
a_1, a_2 ,a_3	coeficiente estruturais para o revestimento, base e sub-base respectivamente
D_1, D_2, D_3	espessura da camada de revestimento, base e sub-base respectivamente

Os índices de fatores de equivalência de eixos (ESALs), por sua vez, foram desenvolvidos através de uma análise comparativa entre os diversos eixos da época e o eixo padrão, escolhido também como um eixo simples de roda dupla carregado com 18.000 lb. Foi executada uma correlação entre os tipos de eixos e o eixo padrão, levando em conta a influência dos eixos sobre a vida útil do pavimento, obtendo-se fatores de equivalência de eixos (ESALs). Foram executadas 1.114.000 repetições de cargas sobre as seções dos pavimentos testados.

Em 1961, foram divulgadas as conclusões iniciais dos testes no relatório: "*AASHO Ínterim Guide for Design of Flexible Pavement Structures*". Era preciso, ainda, verificar os índices e as soluções dadas e com isto atestar, oficialmente em novo relatório, a validade das fórmulas e dos fatores encontrados. Então, entre 1961 a 1962, em 35 estados americanos, foram analisados 134 segmentos das rodovias e nestes segmentos foram confirmadas as equações previstas nos ensaios da AASHO (Schwartz e Carvalho, 2007).

1.6.3 **Modificações da AASHO de 1972 a 2002**

Em 1972, uma nova versão do *Interim Guide* foi publicada, agora pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). Esta nova versão acrescentou, utilizando as experiências adquiridas pelos órgãos estaduais rodoviários, na década de 60, novos coeficientes estruturais a diversos outros materiais que não foram usados nos ensaios da AASHO. A Tabela 2.14 mostra a faixa dos novos coeficientes estruturais segundo Schwartz e Carvalho (2007).

Tabela 0.14 Faixa de variação dos coeficientes estruturais propostos na nova versão do Interim Guide de 1972 (Schwartz e Carvalho (2007)

Camada	Faixa de Variação dos Coeficientes Estruturais
Revestimento – a_1	0,17 a 0,45
Base não tratada – a_2	0,05 a 0,18
Sub-base – a_3	0,05 a 0,14

Também foram criados dois novos fatores que compatibilizavam a equação de dimensionamento do pavimento com as diversidades Climáticas dos Estados Unidos (R) e para os diversos tipos de subleito (Si), fatores adicionados à expressão geral inicial de dimensionamento. Na Tabela 2.15 mostram-se a ordem de grandeza dos fatores climáticos R.

Tabela 0.15 Valores referente ao coeficiente climático em relação a situação que o pavimento está exposto Yoder (1975)

Condições	R
Materiais congelados a uma profundidade de 5 polegadas ou mais	0,2 – 1,0
Material Seco ou na época de verão e outono	0,3 – 1,5
Material encharcado ou na época de degelo da primavera	4,0 – 5,0

O fator R foi inserido na equação de dimensionamento para considerar a influência da época climática e das condições que se encontram os materiais do pavimento. O fator Si

foi criado para refletir a influência dos diferentes solos do subleito na equação de dimensionamento do pavimento. Através de estudos empíricos obteve-se uma escala que variava do valor 1 (argilas altamente plásticas) até o valor 10 (britas). Os solos do subleito dos ensaios da AASHO foram avaliados, através desta nova escala, como um subleito Si de valor 3. A equação de dimensionamento de 1972 é expressa por:

$$\log(W_{18}) = 9{,}36.\log(SN+1) - 0{,}20 + \frac{\log(4{,}2 - P_t)/(4{,}2-1{,}5)}{0{,}4 + 1094/(SN+1)^{5{,}19}} + \log\frac{1}{R} + 0{,}372.(S_i - 3) \quad (0.35)$$

Onde:

R Fator Regional

Si Suporte do solo

Em 1986, uma nova revisão do *Interim Guide* aconteceu baseando-se nestes principais fatores:

1) Melhor caracterização do subleito.
2) Incorporação da drenagem no dimensionamento do pavimento.
3) Melhor consideração dos efeitos ambientais.
4) Incorporação do nível de confiabilidade no dimensionamento do pavimento.

Os coeficientes estruturais do subleito foram correlacionados aos módulos de resiliência dos mesmos.

A drenagem foi inserida no número estrutural SN influenciada pelo tempo que o pavimento fica próximo aos níveis de saturação, de acordo com a expressão seguinte:

$$SN = a_1.D_1 + a_2.D_2.m_2 + a_3.D_3.m_3 \quad (0.36)$$

Onde:

m_2, m_3 coeficientes de drenagem referente a base e sub-base respectivamente

A confiabilidade foi introduzida para se quantificar as incertezas que se tem nos fatores determinantes de um projeto de pavimento. A equação de dimensionamento do pavimento do *Interim Guide* de 1986 passou a ser a seguinte:

$$\log(W_{18}) = Z_R . S_0 + 9{,}36 . \log(SN + 1) - 0{,}20 + \frac{\log(4{,}2 - P_t)/(4{,}2 - 1{,}5)}{0{,}4 + 1094/(SN + 1)^{5{,}19}} + 2{,}32 . \log(M_R) - 8{,}07 \quad (0.37)$$

A versão do Guia de 1993, agora não mais "Ínterim", não apresentou mudanças na equação de dimensionamento do pavimento. As mudanças se limitaram aos coeficientes estruturais das camadas de pavimento que, agora, eram dependentes do módulo de resiliência dos materiais que foram retroanalisados.

Em 2002, foi publicado pela AASHTO, segundo Osman Ali (2005), um novo método de dimensionamento dos pavimentos, agora mecanístico, que estabelece melhorias importantes sobre o método da AASHTO de 1993, tais como:

- A capacidade de se analisar a utilização de ampla gama de materiais diferenciados dos anteriormente e normalmente utilizados, tanto na construção quanto na restauração dos pavimentos.
- O tratamento do tráfego até 1993 utilizava o conceito de equivalência dos eixos padrões (ESAL), que não trata da influência dos veículos sobre a vida do pavimento de forma transparente, limitando a análise de novos veículos a características de pressão dos pneus e a carga por eixo.

- A influência do clima é tratada de forma bem mais abrangente fazendo com que a influência do ambiente sobre as características dos materiais, seja analisada de forma dinâmica no decorrer da vida útil do pavimento.
- A capacidade de carga dos materiais, onde será implantada a rodovia, é agora melhor analisada podendo, assim, se fazer estudos de casos bem mais precisos e amplos dos que vinham ocorrendo.
- Pode-se adotar modelos de desempenho dos pavimentos de diversas formas, isto é, escolher as tensões admissíveis que se queira adotar no pavimento bem como a escolha da progressão da serventia do pavimento ao longo do tempo. Isto leva também a possibilidade de planejamento das intervenções de restauração do pavimento ao longo da sua vida útil.

1.7 METODOLOGIA DO DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER)

1.7.1 Metodologia do DNER/1961

Como explicitado no capítulo 2 desta dissertação, começou a ser criada a base e conceitos fundamentais da metodologia de dimensionamento do DNER em 1961.

A determinação da espessura do pavimento era baseada principalmente em função do Índice de Suporte (IS), o número de tráfego diário e a sua carga máxima por roda e a influência ambiental.

- **Capacidade de suporte**

O IS do subleito é obtido pelo valor médio entre o CBR mais valor de suporte IS_{IG} dado pelo índice de grupo (IG) conforme considerado na Tabela 2.16 . O IS nunca poderá ser maior que o valor do CBR.

Tabela 0.16 Valores da relação entre o Índice de Grupo e o Índice de Suporte (Souza, 1961) (Tabela Original)

Índice de Grupo I.G.	Índice de Suporte I.S.
0	20
1	18
2	15
3	13
4	12
5	10
6	9
7	8
8	7
9 a 10	6
11 a 12	5
13 a 14	4
15 a 17	3
18 a 20	2

$$IS = \frac{CBR + IS_{IG}}{2} \tag{0.38}$$

Onde:

CBR valor do CBR do material.

IS índice de Suporte.

IS índice de Suporte dado pelo Índice de Grupo

- **Classificação dos materiais empregados no pavimento**

Os materiais de subleito devem possuir um IS inferior a 20. Conforme Souza (1961), o índice de suporte do subleito deve ser:

> "... determinado para as condições de massa específica máxima e umidade ótima especificadas para subleito (no momento, as correspondentes ao ensaio A.A.S.H.O. normal); podem ser feitas, como alternativa, retiradas de amostras indeformadas para determinação do índice de suporte." (Souza, 1961, p.2)

Na opinião do autor desta dissertação, Souza (1961) queria dizer que para caso não se compacte a camada de subleito, poderá ser determinado o seu índice de suporte natural para o dimensionamento do pavimento. Também, conforme Souza (1961) caso o material do subleito esteja compactado na energia intermediária, deve-se fazer o ensaio deste material no laboratório a esta energia. Então se pode concluir da necessidade de se obter o nível de compactação que o subleito se encontra para assim poder fazer o dimensionamento do pavimento. Essa regra básica, ao longo dos anos, foi deixada de lado pelos projetistas e hoje se ensaia os materiais compactados de forma indiscriminada na energia normal ou inter-normal.

Souza também especifica que, caso não seja possível compactar o topo do subleito, é necessário que pelo menos uma camada mínima de 15 cm de um material compactado, na energia normal, seja compactada sobre o topo do subleito não compactado. Pode ser que esta especificação de Souza tenha "induzido" os projetistas a se despreocuparem com a verificação do suporte do material do subleito, que está abaixo do material compactado nos pontos de corte, o que não deveria ter acontecido. Em outro parágrafo, para reafirmar a necessidade de dimensionamento do pavimento levando-se em conta o suporte dos materiais não compactados, Souza especifica que:

> " caso do sub-leito ser heterogêneo, isto é, constituído de horizontes diferentes de solo, deve-se verificar se o dimensionamento feito para camada superior, satisfaz as demais camadas, estendendo-se esta verificação até 60 cm de profundidade abaixo da "grade" da regularização." (Souza, 1961,p.3)

O reforço do subleito, quando for necessário, deverá ser no mínimo compactado a 100% com a energia normal. A sub-base também deverá ser compactada no mínimo a 100% com a energia normal e caso haja a necessidade de se fazer a mistura, por dois ou mais materiais, para compor a sub-base, a energia mínima utilizada deverá ser a intermediária com grau de compactação de 100%. A base sempre deverá ser compactada a 100% da energia intermediária. (Souza, 1961)

Vale aqui a lembrança que o Eng. Murillo é que "criou" a energia intermediária, pois, até então, se utilizavam apenas a energia normal e a modificada.

Os valores mínimos aceitáveis para o IS e CBR dos materiais são dependentes do volume do tráfego e da carga máxima por roda respectivamente.

- **Tráfego**

O tráfego era dividido em 3 categorias:

a. Tráfego leve: número de veículos comerciais inferiores a 250 com no máximo 50 veículos com carga por roda igual ou abaixo da carga máxima estipulada.
b. Tráfego Médio: número de veículos comerciais inferiores a 750 com no máximo 150 veículos com carga por roda igual ou abaixo da carga máxima estipulada.
c. Tráfego Pesado: número de veículos comerciais acima de 750 com o número de 150 veículos com carga acima da carga máxima.

Foram considerados 3 cargas máximas conforme a realidade do pais na época:

a. Carga máxima de 4 toneladas onde é remota a possibilidade da circulação de veículos pesados
b. Carga máxima de 5 toneladas onde é considerado o caso geral do Brasil.
c. Carga máxima de 6 toneladas para estradas em regiões especiais altamente industrializadas.

- **Dimensionamento**

Os valores mínimos do IS e CBR para base variam de acordo com o tipo de tráfego e a carga máxima deste tráfego. Os valores estão mostrados na Tabela 2.17 a seguir.

Tabela 0.17 Valores mínimos do IS e CBR em relação ao tipo e as cargas máximas do tráfego (Souza, 1961)

Carga Máxima do Tráfego (Toneladas)	TIPO DE TRÁFEGO					
	Leve		Médio		Pesado	
	IS	CBR	IS	CBR	IS	CBR
4	30	40	30	40	35	50
5	30	40	35	50	40	60
6	35	50	40	60	45	70

Os revestimentos betuminosos também são dependentes do tráfego e da carga máxima conforme demonstrado na Tabela 2.18 a seguir.

Tabela 0.18 Espessura mínima em polegadas a serem adotadas em função do tráfego e da carga máxima (Souza, 1961)

Carga Máxima do Tráfego (Toneladas)	Tipo de Tráfego		
	Leve	Médio	Pesado
	$Esp_{mín}$ (pol.)	$Esp_{mín}$ (pol.)	$Esp_{mín}$ (pol.)
4	1	1	2
5	1	2	3
6	2	3	3

Para se dimensionar o pavimento deveria ser utilizado os gráficos das figuras 2.23, 2.24 e 2.25 apresentadas a seguir.

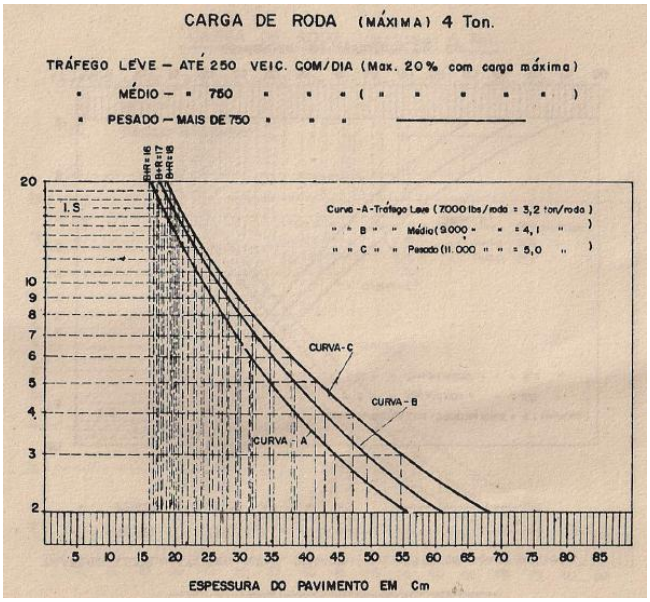


Figura 0.23 Ábaco para o dimensionamento do pavimento em função do IS, da carga máxima de 4 ton. e do tipo de tráfego (Souza, 1961) (Ábaco Original)

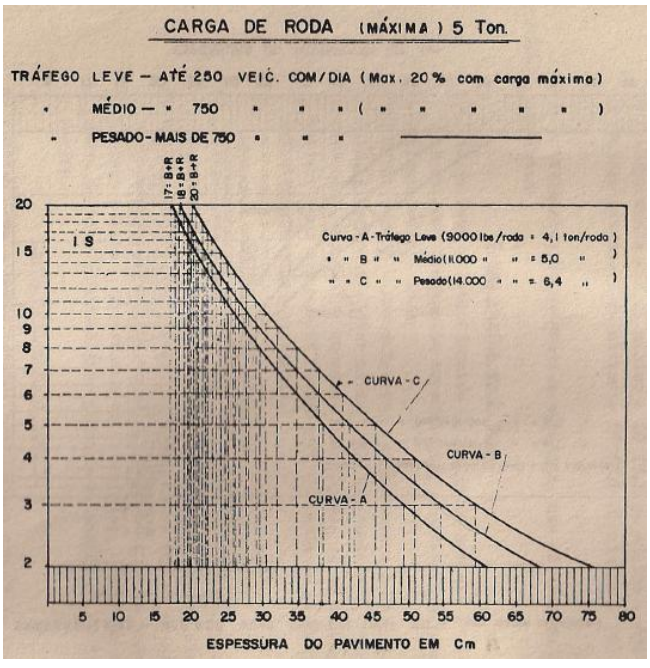


Figura 0.24 Ábaco para o dimensionamento do pavimento em função do IS, da carga máxima de 5 ton. e do tipo de tráfego (Souza, 1961) (Ábaco Original)

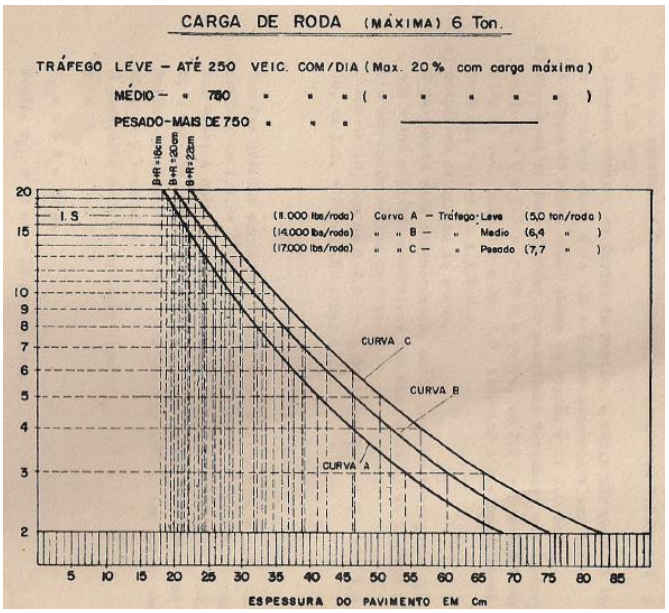


Figura 0.25 Ábaco para o dimensionamento do pavimento em função do IS, da carga máxima de 6 ton. e do tipo de tráfego (Souza, 1961) (Ábaco Original)

1.7.2 **Metodologia do DNER/1966**

Em 1966, o Eng. Murillo Lopes de Souza usou diversos conceitos novos que estavam sendo aplicados no dimensionamento de pavimentos flexíveis oriundos dos testes de campo e em pistas experimentais do Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE) e da AASHO / AASHTO.

Do trabalho "*Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*", apresentado por Turnbull *et al.* (1962), Souza (1966) retirou principalmente os gráficos para dimensionamento do pavimento e a determinação das equivalências de operação entre diferentes cargas por eixo e a carga por eixo padrão.

Das conclusões das pistas da AASHO foram retiradas as idéias de se atribuir aos materiais utilizados no pavimento coeficientes de equivalência estrutural e também fatores climáticos regionais. O próprio Eng. Murillo disse que os fatores de equivalência estrutural, usados na época, foram alterados para baixo em relação aos da AASHTO para se ter maior segurança no dimensionamento dos pavimentos.

A metodologia do DNER de 1966 foi alicerçada nos itens a seguir detalhados: capacidade de suporte do subleito, classificação dos materiais granulares empregados no pavimento, análise do tráfego, coeficiente estrutural e espessura mínima de revestimento.

- **Capacidade de suporte**

O método calculado para o índice de suporte (IS) é o mesmo método calculado pela metodologia do DNER de 1961.

Tabela 0.19 Valores da relação entre o Índice de Grupo e o Índice de Suporte (Souza, 1966) (Tabela Original)

Indice de Grupo I.G.	Indice de Suporte $I.S._{I.G.}$
0	20
1	18
2	15
3	13
4	12
5	10
6	9
7	8
8	7
9 a 10	6
11 a 12	5
13 a 14	4
15 a 17	3
18 a 20	2

- **Classificação dos materiais granulares empregados no pavimento**

Conforme o método proposto por Souza (1966), os materiais que devem ser usados nas várias camadas do pavimento devem ser analisados pela expansão, limite de liquidez, índice de plasticidade, equivalente de areia e CBR ou IS.

Para camada de reforço do subleito os materiais devem possuir IS ou CBR inferior a 20% e superior ao do próprio subleito.

Para camada da sub-base os materiais devem possuir IS ou CBR igual ou superior a 20%.

Para camadas da base os materiais devem apresentar as seguintes características:

a. Expansão inferior ou igual 0,5 %.
b. Limite de liquidez inferior ou igual a 25%
c. Índice de plasticidade inferior ou igual a 6%.
d. Equivalente de areia superior ou igual a 20%.
e. CBR superior ou igual a 60%.
f. Caso o limite de liquidez seja superior a 25% ou o índice de plasticidade seja superior a 6%, o material poderá ser usado na base se possuir um equivalente de areia acima de 30%.
g. Materiais com o CBR superior a 40% e inferior a 60% poderão ser usados na base desde que N seja igual ou inferior a 10^6 e que haja carência de materiais para a execução da base.
h. Os materiais de base devem, ainda, ser enquadrados em uma das faixas granulométricas mostradas na Tabela 2.20.
i. Também é recomendado se trabalhar com certas faixas granulométricas em função do número N, quais sejam:

    - Número N superior a 10^8 → faixas A e C
    - Número N entre 10^6 a 10^7 → faixas A, B, C e D
    - Número N inferior a 10^6 → faixas A, B, C, D, E e F

Tabela 0.20 Valores das faixas granulométricas que os materiais de base devem respeitar (Souza, 1966) (Tabela Original)

Tipos	I				II	
Peneiras	A	B	C	D	E	F
2"	100	100	-	-	-	-
1"	-	75-90	100	100	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-
Nº 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
Nº 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
Nº 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
Nº 200	2-8	5-20	5-15	10-25	6-20	8-25

- **Análise de tráfego**

O tráfego tem influência predominante no dimensionamento do pavimento, pois este é dimensionado em função do número equivalente de operações de eixo padrão (N) durante o período de vida útil de projeto.

O número N adotado por Souza (1966) é dependente de 4 variáveis, conforme expressão seguinte.

$$N = 365 \,.\, P \,.\, V_{MD} \,.\, FC \,.\, FE \,.\, FR \qquad (0.39)$$

Onde:

N	Número de operações do eixo padrão
P	Quantidade projetada em anos para vida útil do pavimento
VMD	Volume de Tráfego Médio Diário
FE	Fator de Eixo
FC	Fator de carga ou fator de equivalência de operações
FR	Fator climático regional

As duas primeiras variáveis, volume médio diário de tráfego (VMD) e o fator de equivalência de operações (FEO) são exatamente as mesmas variáveis estabelecidas pelo método do CBR do USACE, adaptado para rodovias por Turnbull *et al* (1962). Souza chama FEO de FC e utiliza os mesmos gráficos originais mostrados na Figura 2.18 para se obter estes valores para eixo simples e eixo duplo e estão reproduzidos para confirmação da igualdade na Figura 2.26 a seguir, retirada de Souza (1966).

Já o terceiro fator que é o de composição do tráfego (FE) é um fator não existente nas metodologias da AASHO e do USACE. Este fator foi criado conforme o Eng. Murillo para determinar de forma percentual e ponderada os tipos de eixos que trafegam na rodovia. O fator FE é dado pela seguinte equação:

$$FE = P_2 \times 2 + P_3 \times 3 + P_n \times n \qquad (0.40)$$

Onde:

FE	Fator de eixo
P_2	Porcentagem de veículo de 2 eixos
P_3	Porcentagem de veículos de 3 eixos
P_n	Porcentagem de veículos de n eixos
n	Número de eixos do veículo

O quarto fator é o fator climático regional (FR) que foi baseado no fator climático R da AASHO. Conforme Souza (1966) o fator climático regional é usado para levar em conta as variações de umidade dos materiais do pavimento. O seu valor pondera o número N e varia entre 0,2 (ocasiões em que prevalecem baixos teores de umidade) a 5,0 (ocasiões em que os materiais estão praticamente saturados).

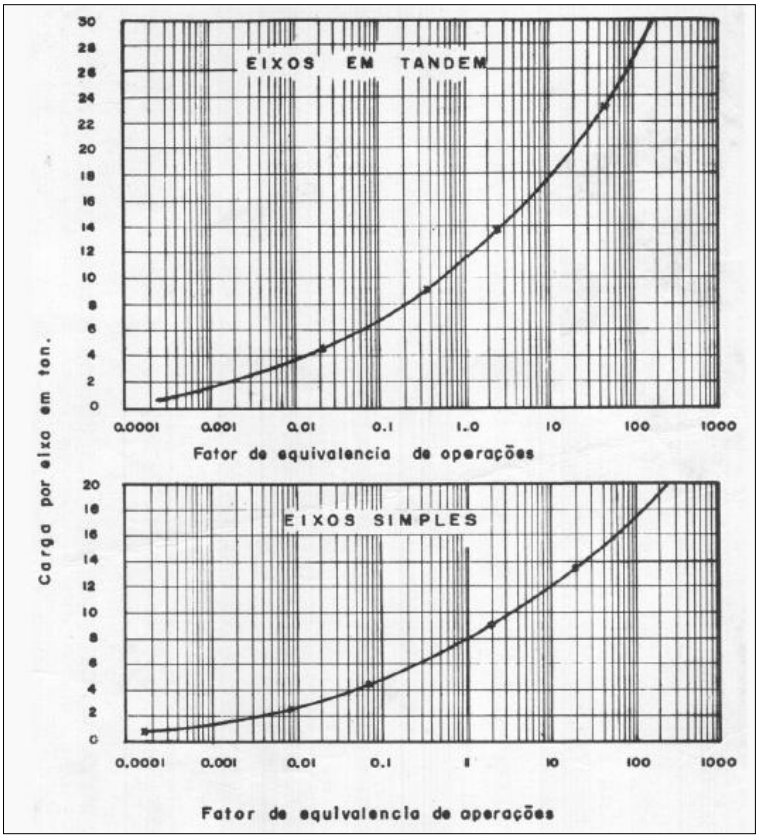


Figura 0.26 Curvas de equivalência de operações dos eixos tandem duplo e dos eixos simples utilizadas no dimensionamento do DNER (Souza, 1966) (Curvas Originais)

Como durante um ano as condições ambientais variam, deve-se fazer uma média ponderada para o período de análise do projeto levando em consideração o tempo em que os diferentes fatores climáticos atuam (Tabela 2.21).

Tabela 0.21 Correlação sugerida pelo Souza (1966) entre a altura média das chuvas anual (mm) e o Fator Climático (FR) (Tabela Original)

Altura média anual de chuva. (mm)	Fator climático regional (F.R.)
Até 800	0,7
De 800 a 1500	1,4
Mais de 1500	1,8

- **Espessura mínima do Revestimento Betuminoso**

Na tabela 2.22 foi estabelecida uma espessura mínima de revestimento em função do tráfego para resolver os problemas das inequações 2.42 em função de se ter mais variáveis do que funções. Também, Eng. Murillo para manter coerência com o método de 1961, que adotava uma espessura mínima do revestimento + base para determinadas cargas por roda, ele adotou estas espessuras mínimas de revestimento betuminoso.

Tabela 0.22 Espessura mínima do revestimento betuminoso em função no número N (Souza, 1966) (Tabela original)

N	R mínimo (cm)
Até 10^6	5,0
De 10^6 a 10^7	7,5
Mais de 10^7	10,0

Caso seja adotado outro tipo de revestimento betuminoso diferente do CBUQ, estas espessuras deverão ser ponderadas utilizando-se, para isso, a fórmula seguinte:

$$\text{Esp}_{mínima} = R_{mínimo} \cdot \frac{2{,}0}{K_{mat.}} \qquad (0.41)$$

Onde:

$\text{Esp}_{\text{mínima}}$ Espessura mínima de um revestimento betuminoso

$R_{\text{mínimo}}$ Espessura mínima de um revestimento betuminoso tipo CBUQ

K_{mat} Coeficiente estrutural do material betuminoso

- **Coeficiente estrutural**

Cada material tem sua característica representada por um valor que representa a sua capacidade de resistir tensões e distribuí-las ao longo da sua espessura. Este valor é dado como um coeficiente de equivalência estrutural (K), baseado na Metodologia da AASTHO de Número estrutural (SN). No entanto, os valores foram adaptados livremente pelo Engº Murillo Lopes de Souza, inclusive na escala, que tomou por referência o material de base granular como valor unitário. Na Tabela 2.23 a seguir, estão apresentados os valores originais do método de 1966. Por exemplo, o revestimento de concreto asfáltico na AASTHO tem o valor a_1 igual 0,44, e a base a_2 igual 0,14 correspondente ao valor inicial do método de 1962. Na conversão feita por Souza, a_2 passou a valer 1, então o a_1 deveria ter sido 3 e não 2, como admitido na tabela brasileira.

Tabela 0.23 Valores de equivalência estrutural dos materiais utilizados nas camadas de pavimento (Souza, 1966) (Tabela Original)

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento prémisturado a quente de graduação densa	1,70
Base ou revestimento prémisturado a frio de graduação densa	1,40
Base ou revestimento por penetração	1,20
Base granular	1,00
Sub-base granular	0,77
Reforço do sub-leito	0,71
Solo-cimento com resistência à compressão a 7 dias superior a 45 kg/cm2	1,70
Idem com resistência à compressão a 7 dias entre 45 kg/cm2 e 35 kg/cm2	1,40
Idem com resistência à compressão a 7 dias inferior a 38 kg/cm2	1,00

- **Dimensionamento**

Ao introduzir o conceito de equivalência estrutural, que não havia no método de Turnbull *et al.* (1962), Souza precisou fazer a introdução de um novo condicionamento no método, visto que, a soma das espessuras dos materiais não seria mais feita de forma direta. Assim a aplicação do gráfico de dimensionamento proposto em 1962, e mostrado na Figura 2.20, para obter as espessuras de cada camada foi alterado, passando a ser o indicado na Figura 2.27 a seguir, que tem várias diferenças em relação ao original, tais como: não se tem a linha correspondente a CBR igual 50, 40, 30 e 25 e as espessuras são em termos de camada granular com valor do coeficiente estrutural igual a 1. Mesmo esse ábaco sendo baseado nos mesmos conceitos da equação de Turnbull *et al.* (1962) para espessuras de pavimento, no ábaco do DNER (figura 2.27) as suas curvas levam à dimensionamentos mais conservadores ou menos conservadores do que o original, dependendo do CBR e do número N.

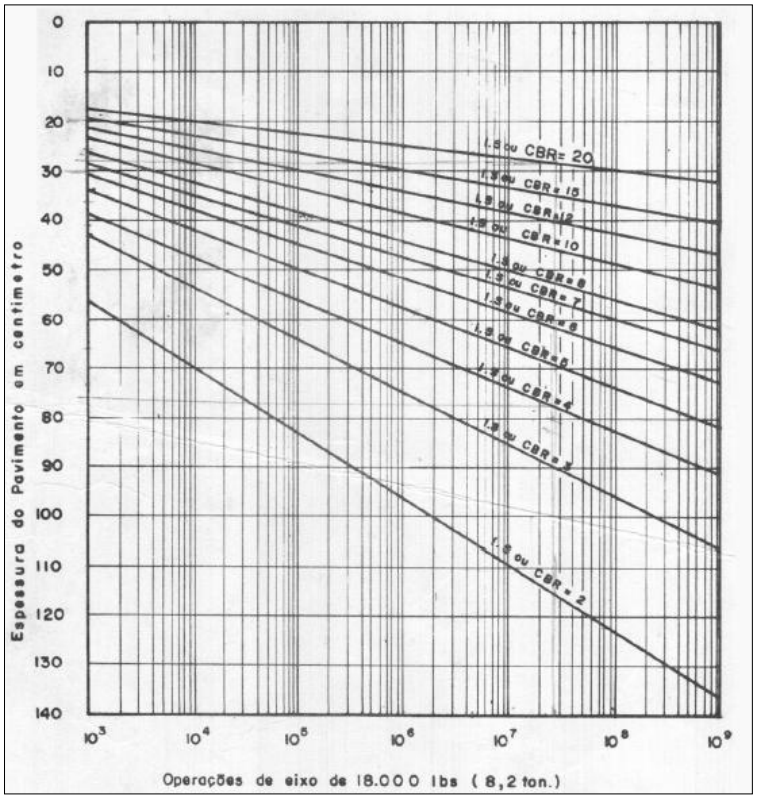


Figura 0.27 Ábaco de dimensionamento de pavimentos utilizado na metodologia do DNER (Souza, 1966) (Ábaco Original)

Então, para se utilizar o conceito de equivalência estrutural, Souza utilizou um sistema de inequações, como no método da AASTHO, e tendo-se mais variáveis do que equações, Souza optou por adotar a espessura do revestimento somente em função do tráfego, expresso pelo número N. Estas inequações levam em consideração os valores K dos materiais ponderando, assim, a espessura do pavimento à capacidade estrutural dos materiais. As expressões são:

$$
\begin{aligned}
&R \cdot K_R + B \cdot K_B \geq H_{20} && \text{Esp. Base} \\
&R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20}\, K_S \geq H_n && \text{Esp. Sub-base} \\
&R \cdot K_R + B \cdot K_B + h_{20}\, K_S + h_n \cdot K_{ref} \geq H_m && \text{Esp. da camada m}
\end{aligned}
\qquad (0.42)
$$

Onde:

R, B, h_{20} e h_n	Espessuras do revestimento, base, sub-base e da camada n, respectivamente.
K_R, K_B, K_S e K_{ref}	Coeficiente estrutural do revestimento, base, sub-base e da camada n, respectivamente.
H_{20}	Espessura do pavimento do topo do revestimento até o topo da sub-base.
H_n	Espessura do pavimento do topo do revestimento até a camada n.
H_m	Espessura do pavimento do topo do revestimento até a camada do subleito.

1.7.3 **Alterações da Metodologia de dimensionamento do DNER de 1981 a 1996**

Em 1981, o DNER publicou um novo manual de dimensionamento de pavimentos flexíveis. Neste novo manual alguns pontos do método de 1966 foram alterados. A seguir serão mostradas as principais alterações.

- **Classificação dos materiais empregados no pavimento**

Pequenas alterações foram determinadas nos critérios de classificação dos materiais empregados no pavimento que são:

a. O material do subleito ou utilizado no reforço do subleito deve apresentar um expansão menor ou igual a 2,0 %.
b. O material utilizado na sub-base deve apresentar uma expansão menor ou igual a 1,0 % e o IG igual 0.
c. O material para base deve apresentar um CBR maior ou igual a 80% para o número N maior que 10^6.
d. Para o número N menor ou igual a 10^6, o material deve apresentar um CBR maior ou igual a 60%.
e. Só é necessário o ensaio de equivalente de areia caso o material possua um índice de plasticidade maior que 6% e o limite de liquidez maior que 25%.
f. Quando o número N for maior que 10^6, as faixas granulométricas recomendadas são: A, B, C e D.
g. Quando o número N for menor ou igual a 10^6, as faixas granulométricas recomendadas são: A, B, C, D, E e F mostradas na Tabela 2.24.
h. A faixa granulométrica B sofreu alteração no seu limite na peneira de N° 200 de 5 a 20 para 5 a 15.
i. A faixa granulométrica D sofreu alteração no seu limite na peneira de N° 200 de 10 a 25 para 5 a 20.

Tabela 0.24 Faixa Granulométrica sugerida pelo DNER (1981) para os materiais das camadas de pavimento (Tabela Original)

Peneiras	Percentagem em peso passando			
	A	B	C	D
2"	100	100	–	–
1"	–	75 – 90	100	100
3/8'	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100
Nº 4	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85
Nº 10	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70
Nº 40	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45
Nº 200	2 – 8	5 – 15	5 – 15	5 – 20

- **Coeficiente Estrutural**

A nova tabela de coeficiente estrutural está apresentada na Tabela 2.25, a seguir. As alterações apresentadas no valor do coeficiente estrutural são:

a. O valor de K para materiais granulares é igual a 1 independente da camada que está sendo analisada. A generalização do coeficiente estrutural para materiais granulares é inapropriada tendo em vista que os módulos de resiliência destes materiais possuem uma faixa de variação grande.
b. As faixas que levam em consideração a resistência à compressão a 7 dias foram alteradas.
c. O solo-cal é apresentado com um coeficiente estrutural de 1,20.

Tabela 0.25 Valores de equivalência estrutural dos materiais utilizados nas camadas de pavimento (DNER, 1981) (Tabela Original)

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 a compressão a 7 dias superior a 45 kg/cm^2.	1,70
Idem, com resistência a compressão a 7 dias entre 45 e 28 kg/cm^2.	1,40
Idem, com resistência a compressão a 7 dias entre 28 e 21 kg/cm^2.	1,20
Bases de Solo – Cal	1,20

- **Espessura mínima de revestimento betuminoso**

O método original de 1966 aceitava que se utilizassem materiais diferentes do CBUQ, desde que a espessura desse material betuminoso fosse modificada em função do seu coeficiente Kr, conforme expressão 2.41.

Nesta nova apresentação do método, o revestimento betuminoso para o número N abaixo de 10^6 poderá ser o tratamento superficial, embora não se discrimine o tipo, se TSS, TSD e TST. Acima deste valor e abaixo de 5.10^6, poderá ser utilizado qualquer revestimento betuminoso desde que tenha 5 cm de espessura. E acima de 5.10^6, deve ser

usado o CBUQ variando a espessura à medida que o número N muda de faixa conforme demonstrado na Tabela 2.26.

Tabela 0.26 Espessura mínima do revestimento betuminoso em função no número N (DNER, 1981) (Tabela original)

N	Espessura mínima de revestimento betuminoso
$N \leqslant 10^6$	Tramentos superficiais betuminosos.
$10^6 < N \leqslant 5 \times 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura.
$5 \times 10^6 \leqslant N < 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura.
$10^7 < N \leqslant 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura.
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura.

- **Análise de tráfego**

A grande alteração na análise de tráfego foi o fornecimento, por meio da Tabela 2.27, de novos valores para FC referentes ao eixo tandem triplo (ETT) que não existia á época em que os FEO foram estabelecidos por Turnbull *et al*. (1962). A criação destes fatores foi feita pelo Eng Murillo, levando em conta uma faixa de valores arbitrada de forma a ficar proporcional às existentes. Levou-se em conta também o estabelecimento das cargas legais brasileiras, estabelecidas na mesma época que foram: eixo simples de roda dupla 10t, eixo duplo 17 t e o triplo 25,5t; e não a multiplicação direta do valor simples, justamente para levar em conta a superposição.

Tabela 0.27 Valores de FC para um eixo tandem triplo (DNER,1981) (Tabela Original)

CARGA/EIXO (t)	FATOR DE EQUIVALÊNCIA
6	0,04
8	0,08
10	0,15
12	0,29
14	0,58
16	0,92
18	1,50
20	2,47
22	4,00
24	6,11
26	9,88
28	14,82
30	20,80
32	33,00
34	46,80
36	70,00
38	80,00
40	130,00

Já a metodologia de dimensionamento de Pavimento Flexível do DNER/1996, praticamente, não apresentou nenhuma alteração significativa em relação à anterior. As poucas alterações foram:

a. A faixa granulométrica D voltou a ficar igual a faixa granulométrica de 1966.
b. O material para o reforço do subleito, que apresente CBR acima ou igual a 2%, passou a ter a sua expansão limitada de 2% para 1% de expansão.
c. Exclusão do fator de equivalência estrutural (K) do material solo cal.

A metodologia de 2006 não apresentou nenhuma alteração significativa para a de 1996 que mereça comentários.

1.8 METODOLOGIA MECANÍSTICA-EMPÍRICA (ME)

A 1ª Conferência Internacional de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos realizada em 1962, na Universidade de Michigan, é considerada marco do início do desenvolvimento das metodologias de dimensionamento de pavimentos asfálticos, conhecidas como mecanísticas ou mecanicistas. Um método mecanístico de dimensionamento consiste na aplicação dos princípios da Mecânica dos Pavimentos, considerando o pavimento como uma estrutura de múltiplas camadas, sujeita às cargas do tráfego e do clima.

Os principais fatores que levaram ao desenvolvimento deste tipo de método foram: a construção do conhecimento sobre as análises mecânicas de tensões e deflexões, a caracterização física e mecânica detalhada dos materiais, o desenvolvimento de ensaios não destrutivos dos pavimentos, a utilização de ensaios com tráfegos acelerados e o acúmulo de experiências durante décadas nas práticas de construções rodoviárias (Monismith, 2004).

O conceito geral e o fluxograma de um método mecanístico, tal como o mostrado na Figura 2.28 (Motta, 1991), são aplicáveis a vários métodos ditos mecanísticos–empíricos (ME), que serão diferentes entre si por aspectos tais como a técnica utilizada para as análises de tensão–deformação, os critérios de desempenho adotados (parte "empírica"), os fatores campo-laboratório, entre outros.

Na 1ª Conferência Internacional de 1962 foram apresentados os dois trabalhos que formaram a base para o Método do DNER, conforme visto nos itens anteriores. Mas, especialmente, foram apresentadas importantes contribuições por Peattie e Dorman, entre outros, mostrando como um sistema de múltiplas camadas elásticas poderia ser usado para análise de tensões em um pavimento. Peattie e Dorman apresentaram vários conceitos que seriam utilizados na metodologia de dimensionamento mecanística-empírica da Shell em seguida, por exemplo.

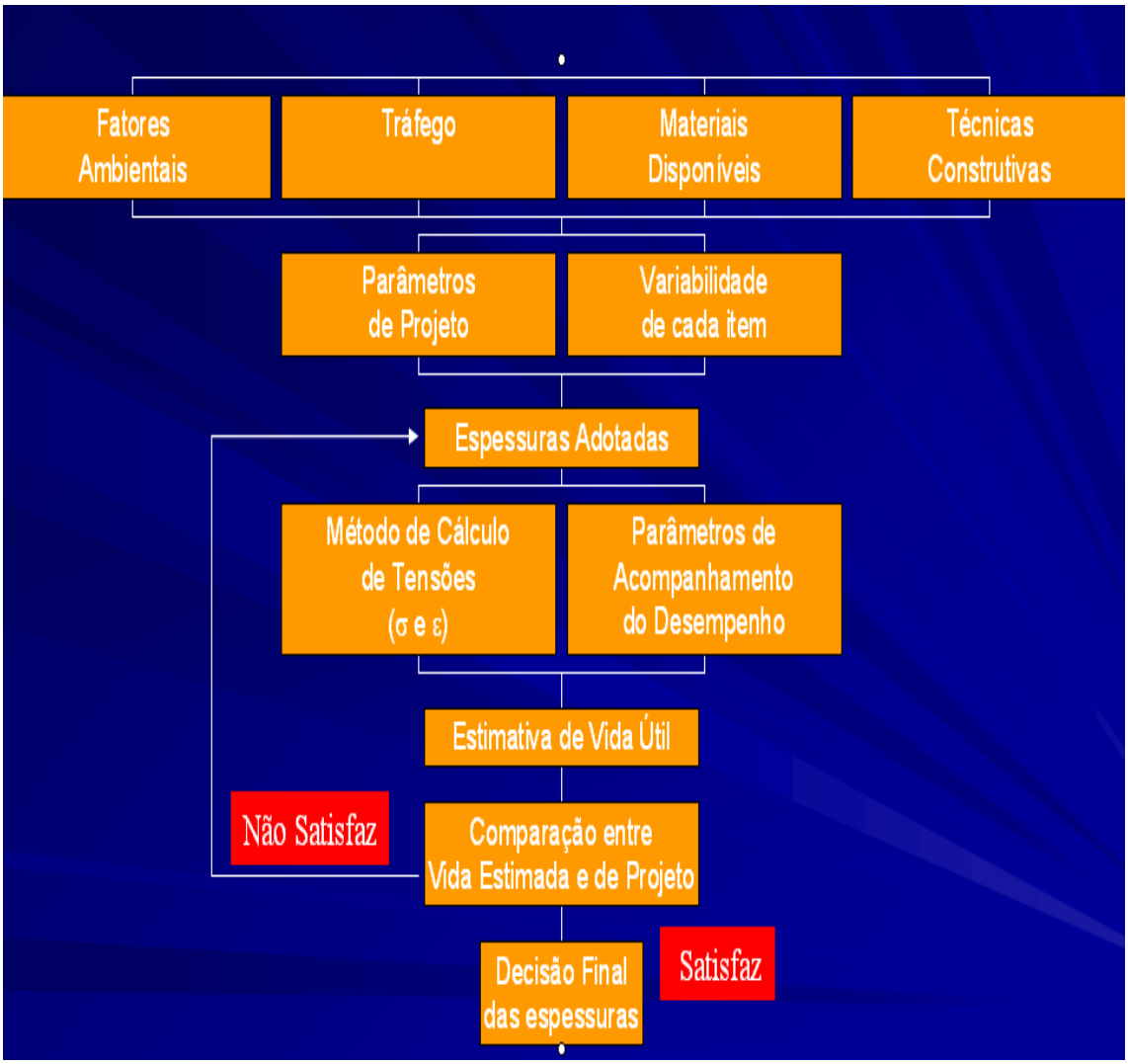


Figura 0.28 Fluxograma de um método mecanístico de dimensionamento de pavimentos asfálticos (Motta, 1991) (Fluxograma Original)

Francis Hveem teve também grande influência no estabelecimento das bases da Metodologia mecanística-empírica, pois coordenou pesquisa, publicada em 1955, que mostrou correlações entre cargas, deflexões e fissuras nos revestimentos asfálticos, conforme mostra a Figura 2.29.

Com o desenvolvimento da tecnologia computacional começaram a surgir, na década de 1950, vários programas que permitiam o uso da "filosofia mecanística-empírica" para o dimensionamento dos pavimentos.

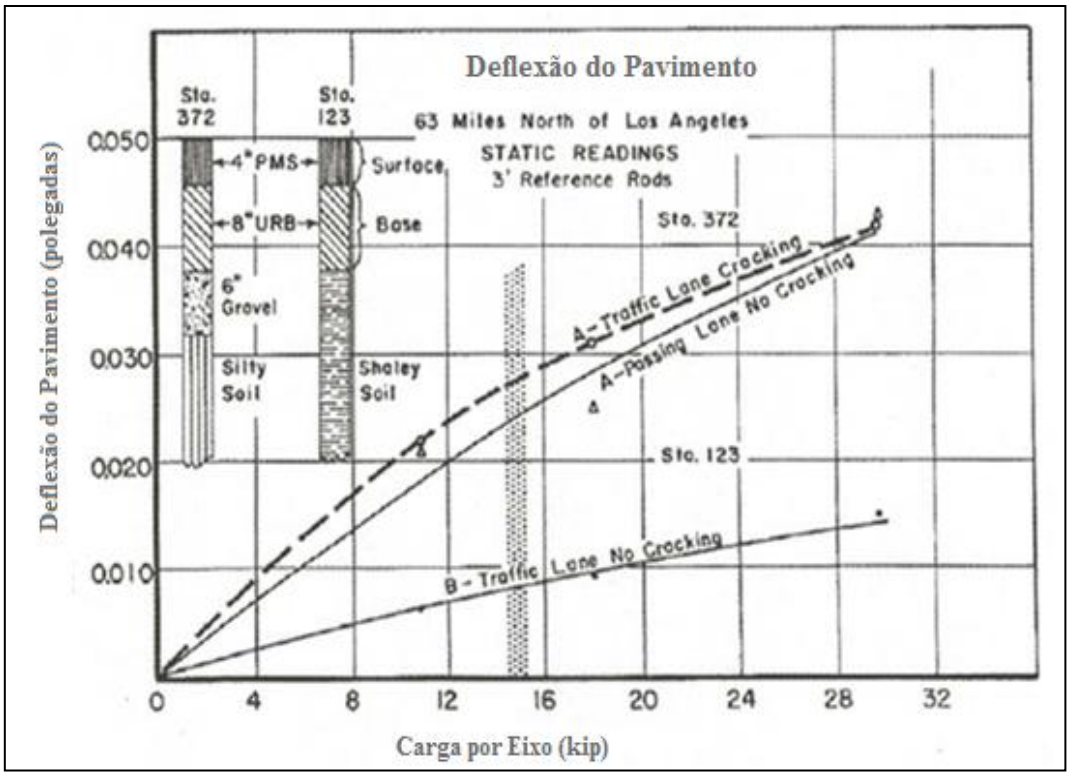


Figura 0.29 Gráfico de Hveem que mostra a correlação da deflexão no pavimento versus cargas e fissuras (1 kip = 1000 lb) (Monismith, 2004)

Programas de cálculo de tensões particularmente desenvolvidos para o pavimento como sistema em camadas, tais como Elsym5 e Bisar, foram desenvolvidos na década de 1960, utilizando a teoria de Burmister de 1943, que considera, obrigatoriamente, o material das camadas como linearmente elásticos. Mais tarde, programas como Vesys e Veroad foram desenvolvidos para calcular um pavimento com diversas camadas considerando o material linearmente viscoelástico. No final da década de 1960, começaram a surgir programas que utilizam o método dos elementos finitos possibilitando assim o cálculo de um pavimento composto por materiais não lineares. Atualmente, programas como o SAPSI-M levam em consideração cargas dinâmicas para o dimensionamento dos pavimentos flexíveis (Monismith, 2004).

Na Tabela 2.28, a seguir estão agrupadas informações sobre diversos programas, com sua origem, hipóteses, número de camadas, princípios matemáticos, etc. Esta Tabela foi retirada de Monismith (2004).

Tabela 0.28 Exemplo de metodologias analíticas utilizadas atualmente (Monismith, 2004)

Origem	Representação do Pavimento	Análises	Influência(s) externa	Materiais do Pavimento	Meio(s) utilizado(s) para o dimensionamento
Shell international Petroleum Co., Ingaterra	Multicamadas elásticas	Fadiga em camadas tratadas Trilhas de roda: Deformação do Subleito, Estimativa na camada de asfalto	Temperatura	Concreto Asfáltico, Camadas não tratadas, Camadas tratadas com cimento	Gráficos e programa computacional (BISAR)
National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) - Projeto 1-10B - Procedimento da AASHTO, EUA	Multicamadas elásticas	Fadiga em camadas tratadas e Trilhas de roda	Temperatura	Concreto Asfáltico, Base estabilizada com asfalto e Agregados não tratados	Gráficos Eprograma computacional (MTC093)
The Asphalt Institute, EUA	Multicamadas elásticas	Fadiga em asfalto, Fadiga em camadas tratadas, Trilhas de roda: Deformação do Subleito	Temperatura, congelamento e descongelamento	Concreto Asfáltico, emulsão asfáltica, bases tratadas, camadas não tratadas	Gráficos e programa computacional (DAMA)
Laboratoire Central de Ponts et Chaussées (LCPC), França	Multicamadas elásticas	Fadiga em camadas tratadas Trilhas de roda	Temperatura	Concreto Asfáltico, Base estabilizada com asfalto, camadas tratadas e não tratadas	Catálogo e programa computacional (ELIZE)
Centre de Recherches Routieres, Bélgica	Multicamadas elásticas	Fadiga em camadas tratadas Trilhas de roda	Temperatura	Concreto Asfáltico, Base estabilizada com asfalto e camadas não tratadas	Gráficos e programa computacional (MTC093)
National Institute for Transportation and Road Research (NITRR), África do Sul	Multicamadas Elásticas	Fadiga em camadas tratadas Trilhas de roda: Deformação do Subleito Cisalhamento nas camadas granulares	Temperatura	Concreto asfáltico, camadas estabilizadas com cimento e camadas na tratadas	Catálogo e programa computacional

Origem	Representação do Pavimento	Análises	Influência(s) externa	Materiais do Pavimento	Meio(s) utilizado(s) para o dimensionamento
National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) - Projeto 1-26 - Procedimento da AASHTO, EUA	Idealização dos Métodos dos elementos finitos e Multicamadas Elásticas	Fadiga nas camadas tratadas Trilhas de roda: Deformação do Subleito	Temperatura	Concreto Asfáltico e camadas não tratadas	ILLI-PAVE para métodos dos elementos finitos e ELSYM para camadas elásticas
Federal Highway Administration U.S., EUA	Multicamadas Elásticas ou Viscoelásticas	Fadiga nas camadas tratadas Trilhas de roda Estimativa de nível de serventia medido pelo PSI	Temperatura	Concreto asfáltico, camadas estabilizadas com cimento e enxofre e camadas não tratadas	Programa computacional (VESYS)
University of Nottingham, Grã Bretanha	Multicamadas Elásticas	Fadiga nas camadas tratadas e Trilhas de roda: Deformação do Subleito	Temperatura	Concreto asfáltico e camadas com materiais específicos da Grã-Bretanha	Gráficos e programa computacional (ANPAD)
Austroads, Austrália	Multicamadas Elásticas	Fadiga nas camadas tratadas e Trilhas de roda: Deformação do Subleito	Temperatura e umidade	Concreto Asfáltico, Camadas não tratadas, Camadas tratadas quimicamente	Gráficos e programa computacional (CIRCLY)
National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) - Projeto 1-37A - Procedimento da AASHTO, EUA - Proposta do guia 2002)	Multicamadas Elásticas	Fadiga nas camadas tratadas Trilhas de roda: Deformação do Subleito Concreto Asfáltico Fissuras referente a temperatura	Temperatura e umidade	Concreto Asfáltico, Camadas não tratadas, Camadas tratadas quimicamente	Programa computacional (JULEA)

o Brasil os conceitos da Mecânica dos Pavimentos já são conhecidos, estudados e aplicados desde a década de 1970. Ensaios de carga repetida de solos e materiais de pavimentação são realizados desde a mesma época. Uma primeira proposta de método ME de dimensionamento de pavimentos asfálticos novos foi feita por Motta (1991). Vários programas de cálculo de tensões são conhecidos e aplicados (Medina e Motta, 2005). Na evolução natural, um método ME automático de dimensionamento foi proposto por Franco (2007).

Um dos principais fatores necessários para análise do desempenho de um pavimento asfáltico pela metodologia ME no Brasil é o módulo de resiliência, isto é, um "módulo de elasticidade" que expressa a relação tensão-deformação dos materiais, obtidas em ensaios de carga repetida, sob condições normalizadas.

1.8.1 **Módulo de Resiliência**

O módulo de resiliência ou resiliente (M_R) vem sendo aplicado como um meio de se medir a deformação elástica ou recuperável do material que foi solicitado por cargas repetidas ou cíclicas.

Define-se o M_R para solos e materiais de pavimentação não tratados com ligantes ou produtos químicos, e obtido por ensaio triaxial cíclico, como:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \tag{0.43}$$

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_t - \varepsilon_p$$

Onde:

M_R Módulo de resiliência ou relação tensão-deformação do material

σ_d Tensão desvio

σ_3	Tensão confinante
σ_1	Tensão vertical
ε_r ou ε_1	Deformação resiliente axial (vertical)
ε_t	Deformação total (vertical)
ε_p	Deformação plástica (vertical)

Em um material linearmente-elástico, pode-se aplicar a lei de Hooke generalizada, que resulta em:

$$\varepsilon_1 = \left(\frac{\sigma_1 - \mu \,.\, \sigma_3}{\mathrm{E}}\right)$$
$$\varepsilon_3 = \left(\frac{\sigma_3 - \mu \,.\, \sigma_3 - \mu \,.\, \sigma_1}{\mathrm{E}}\right)$$

Extraindo-se E e μ, resulta:

$$\mathrm{E} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(\sigma_1 + 2\,.\,\sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)\,.\,\varepsilon_1 - 2\,.\,\sigma_3\,.\,\varepsilon_3}$$

$$\mu = \frac{\sigma_1\,.\,\varepsilon_3 - \sigma_3\,.\,\varepsilon_1}{2\,.\,\sigma_3\,.\,\varepsilon_3 - (\sigma_1 + \sigma_3)\,.\,\varepsilon_1}$$

Em um material em que se aplica a lei de Hooke generalizada, obtêm-se os valores Módulo de Elasticidade (E) ou M_R e μ ou μ_R conhecendo-se dois pares σ_1 e σ_3 e medindo o ε_1 e o ε_3. No entanto, nem sempre o comportamento do material é linearmente-elástico, mas muitas vezes é elástico não linear, ou plástico, ou viscoso ou mesmo a combinação variada destes fatores. Estes comportamentos diferenciados do material obrigam a busca de modelos empíricos que os descrevam em função do módulo de resiliência, tensões e deformações.

No caso de misturas asfálticas tipo concreto asfáltico ou outras usinadas, utiliza-se comumente no Brasil o ensaio de compressão diametral de carga repetida para definir o módulo de resiliência, neste caso, trata-se de um módulo de tração indireta.
Então assumindo um comportamento linear, a relação entre a tensão de tração normal aplicada ao plano vertical diametral (σ_t) e a respectiva deformação específica no plano diametral horizontal (ε_{tr}) fornece o MR de uma mistura asfáltica obtido por ensaio de tração indireta pela seguinte expressão:

$$M_R = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_{tr}} \qquad (0.44)$$

A seguir serão apresentados os principais modelos utilizados, na Metodologia mecanística-empírica, para descrever o comportamento dos materiais.

1.8.2 **Modelos para MR de misturas betuminosas**

As misturas betuminosas são utilizadas tanto para camadas estruturais da base bem como para os revestimentos e possuem um comportamento visco-termo-elástico (MOTTA,1991). Sendo assim, a relação da tensão-deformação é influenciada pela carga aplicada no revestimento, pelo tempo de aplicação desta carga e pela temperatura do revestimento. Muitas vezes, para facilitar a análise comportamental das misturas betuminosas, considera-se o material betuminoso como sendo elástico.

Queiroz e Visser (1978) realizaram ensaios em concretos asfálticos e tratamentos superficiais duplos, com amostras retiradas das pistas, nos estados de Minas Gerais, Goiás, São Paulo e Distrito Federal, concluindo que: (1) o módulo de resiliência diminui em função do aumento da temperatura da mistura e (2) módulos de resiliência obtidos na faixa de 5000 MPa para CBUQ e para Tratamento Superficial valores de 2500 MPa.

Pinto e Preussler (1980) realizaram ensaios em concreto asfálticos com CAP 50/60 e 85/100, dosados pelo método Marshall nas faixas A, B e C do DNER. Os ensaios foram realizados à temperatura de 25ºC, com tempo de carregamento de 0,10 segundo e freqüência de 60 ciclos por minuto, e chegaram às seguintes conclusões:

- As faixas granulométricas não influenciaram significativamente o MR.
- Ficou constatada a influência da viscosidade dos cimentos asfálticos sobre o módulo de resiliência.
- Foi observado que o teor ótimo de CAP determinado pelo método Marshall, na maioria dos casos, corresponde aos valores maiores de MR de resistência à tração.

Conforme MOTTA (1991), Bonnot apresentou em 1981 um estudo comparativo entre resultados de vários laboratórios para dois tipos de obtenção do módulo de rigidez: flexão de corpos-de-prova trapezoidais e tração-compressão de cilindros. Foram utilizadas freqüências da ordem de 3 a 50 Hz e temperaturas variando de 0ºC a 30ºC. O trabalho chega às seguintes conclusões:

- Os valores encontrados para os módulos são menos dispersos entre a temperatura de 10 e 20ºC.
- Os resultados de fadiga foram homogêneos para os corpos-de-prova de mesma forma.
- Os ensaios de compressão diametral para tração os mais severos.
- É preciso especificar bem as condições do ensaio, principalmente, a temperatura para o cálculo do módulo.

Motta (1991) mostra em estudo onde analisaram 6 misturas asfálticas com o mesmo tipo de agregado variando apenas o teor ótimo do CAP e a faixa granulométrica. Foi possível obter correlação do MR e o módulo de rigidez do ligante.

Conforme Bezerra (2004), Boudreau e colegas apresentaram, em 1992, estudos de variados procedimentos de ensaios e concluem que a forma de realização do ensaio afeta os resultados de MR. As misturas asfálticas foram compactadas segundo o método Marshall, com vazios de 4 e 10% e ensaiadas sob três temperaturas diferentes: 5, 25 e 40ºC. Foram estudas as seguintes variáveis que tiveram influências variadas:

- O tipo de equipamento usado no ensaio.
- O operador.

- O método que se utiliza para a compactação da mistura asfáltica.
- A energia utilizada na compactação.
- A temperatura dos corpos-de-prova.
- A freqüência de aplicação das cargas.
- O tempo de aplicação das cargas.
- O nível de deformação aplicado aos corpos-de-prova

Pinto (1991) chegou à seguinte conclusão sobre as variáveis, procedimentos e características dos materiais que influenciam no MR da mistura asfáltica:

- Forma do carregamento.
- Tipo do carregamento (tensão ou deformação controlada).
- Magnitude do carregamento.
- Freqüência, duração e intervalo de tempo entre aplicações do carregamento.
- Estória das tensões.
- Temperatura.
- Teor de asfalto.
- Penetração do asfalto.
- Tipo de agregado, forma, textura e granulometria.
- Relação fíler – betume.

1.8.3 **Modelos de análise de fadiga para misturas betuminosas**

As misturas asfálticas e os materiais cimentados estão sujeitos ao trincamento por fadiga. Conforme Motta (1991), a ruptura por fadiga acontece de forma progressiva e é resultado da aplicação de cargas cíclicas de intensidades suficientes para causar um trincamento inicial e, ao longo das aplicações de cargas, promoverem a progressão do trincamento até a ruptura do material. O trincamento por fadiga de um revestimento asfáltico é o principal mecanismo de deterioração observado nas rodovias federais brasileiras.

No Brasil, tradicionalmente, o modelo usado para a descrição da vida de fadiga de uma mistura asfáltica, se faz através da regressão de um gráfico “Log-Log” dos pontos que

descrevem o valor de Δσ versus números de golpes para ruptura total do corpo-de-prova em um ensaio de compressão diametral a tensão controlada. As expressões básicas são as seguintes:

Onde:

$$N = k\left(\frac{1}{\Delta\sigma}\right)^{n} \tag{0.45}$$

$\Delta\sigma$	Delta sigma
k	Constante
n	Número de Golpes

Conforme Esse (2004), em 1981, no Manual MS-1 do *Asphalt Institute* estão apresentadas expressões que determinam o número de ciclos de carga que uma camada asfáltica suporta até trincar. Estas expressões baseiam-se em extensos estudos: laboratoriais e um determinado fator campo / laboratório, sendo a seguinte:

$$N_f = C \times 18{,}4 \times (4{,}32 \times 10^{-3}) \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3{,}29} \times \left(\frac{1}{|E^*|}\right)^{0{,}854}$$

Onde:

$$C = 10^{M}$$

$$M = 4{,}84 \times \left(\frac{V_b}{V_V + V_b} - 0{,}69\right)$$

N_f	Vida de fadiga da camada asfáltica
V_b	Volume de asfalto (%)
V_V	Volume de vazios de ar (%)
18,4	Fator de calibração para 20% da área trincada
E*	Módulo dinâmico do CBUQ (PSI)

ε_t Deformação máxima de tração atuante na camada asfáltica

Elliot e Thompson (1985) desenvolveram o modelo de fadiga da FHWA baseando-se na deformação máxima em vigotas submetidas às cargas repetidas até o trincamento da viga, dada pela expressão seguinte:

$$N_f = f_i \times 2{,}67 \times 10^{-10} \times BETA^5 \times \varepsilon_t^{-5} \times |E^*|^{-1{,}4} \quad (0.46)$$

$$BETA = 0{,}300 \times PI - 0{,}015 \times PI \times V_b - 0{,}198$$

$$PI = \frac{20 - 500 \times PTS}{1 + 50 \times PTS}$$

$$PTS = \frac{\log 800 - \log Pen}{T_{R\&B} - T_{Pen}}$$

Onde:

N_f = Vida de fadiga da camada asfáltica

E* = Módulo dinâmico do CBUQ (KSI).

ε_t = Deformação máxima de tração atuante na camada asfáltica.

PTS = Susceptibilidade térmica da penetração do asfalto.

PI = Índice de penetração do asfalto.

$T_{R\&B}$ = Temperatura do ponto de amolecimento da mistura asfáltica (Fº)

T_{PEN} = Temperatura do ensaio de penetração (Fº)

V_b = Volume de asfalto (%)

F_i = fator de calibração do modelo

12,32 para 10% ou menos de área com trincas classe 2.

16,20 para 20% com trincas classe 2.

Em 1993, o modelo SHRP (*Highway Research Program*) desenvolvido por Tayebali et al. (1993) prevê o número de ciclos de carga (N_f) que a camada asfáltica pode suportar até trincar por fadiga pela seguinte expressão:

$$N_f = 6{,}72 \times e^{0{,}049 \times VFA} \times W_0^{-2{,}047} \quad (0.47)$$

$$W_0 = \pi \times \varepsilon_t^2 \times |E^*| \times \text{sen}\, \emptyset$$

Onde:

N_f	Vida de fadiga da camada asfáltica
E*	Módulo dinâmico do CBUQ (MPa).
ε_t	Deformação máxima de tração atuante na camada asfáltica.
W0	Energia dissipada durante o primeiro ciclo de carga no ensaio de fadiga
ϕ	Ángulo de fase.
VFA	Relação betume-vazios (%)
T_{PEN}	Temperatura do ensaio de penetração (Fº)
V_b	Volume de asfalto (%)
F_i	Fator de calibração do modelo

Rodrigues (2003) utilizou os modelos do Instituto de Asfalto dos EUA, o modelo FHWA **(***Federal Highway Administration*) e o modelo SHRP para criar um novo modelo que prevê a vida de fadiga da camada asfáltica pela expressão seguinte:

$$N_f = exp\left(\frac{\ln N_f^1 + \ln N_f^2 + \ln N_f^3}{3}\right) \quad (0.48)$$

Onde:

$N_{f(t)}$	Vida de fadiga estimada pelo modelo i

N_f Vida de fadiga da camada asfáltica estimada pelo modelo Rodrigues (2003)

De acordo com Esse (2004), o uso de modelos de fadiga genéricos não são tão precisos como modelos criados para a própria mistura asfáltica a ser considerada no dimensionamento.

Harvey *et al.*(1995), executando ensaios acelerados com o HVS na Califórnia, desenvolveram expressões que prevêem a progressão das fissuras das camadas asfálticas causadas por fadiga. Estas expressões levam em consideração a espessura da camada asfáltica como segue:

Para $h > 12\ in$

$$SF = 30{,}48 + 6{,}44 \times (h - 12) \quad (0.49)$$

Para $3{,}6 \leq h \leq 12$ in)

$$SF = 0{,}377 \times h^2 - 2{,}6109 \times h + 7{,}5121 \quad (0.50)$$

Para $h < 3{,}6\ in$

$$SF = 3$$

$$VF = SF \times N_f \quad (0.51)$$

Onde:

SF Shift factor

h Espessura da camada (in)

Pinto e Motta (1995) elaboraram um catálogo contendo vários modelos de fadiga de misturas asfálticas, utilizadas no Brasil, em obras de pavimentação, conforme indicado

na Tabela 2.29 a seguir. Estes modelos prevêem a vida de fadiga a partir de ensaios em corpos - de- prova de concretos asfálticos a 25ºC, submetido a 60 cargas por minuto com duração de 0,10 s para cada aplicação de carga. Nestes modelos não estão incluídos fator campo / laboratório.

Tabela 0.29 Modelos de fadiga de misturas asfálticas catalogados por Pinto e Motta (1995)

Faixa (DNER)	CAP	Teor de Betume (%)	Densidade Aparente (g/cm^3)	Estab. (N)	Fluência (1/100")	Rt (MPa)	MR (Mpa)	Vida de Fadiga N = k . (1/)n	
								k	n
A	50/60	5	2,4	5120	3	0,56	3700	2200	2,89
C	50/60	6	2,37	11720	12	0,86	3900	4200	3,47
C	85/100	5,5	2,37	7940	13	0,64	2100	370	3,4
A	85/100	4,7	2,42	6750	13	0,47	2300	260	1,89
B	85/100	5,3	2,435	9890	13	0,59	2800	1900	2,87
B	85/100	4,6	2,42	9300	16	0,52	2500	1200	2,26
B	50/60	5,1	2,43	10700	14	0,7	3400	3200	3,68
B	50/60	4,5	2,42	11000	14	0,77	3600	3300	2,8
B	30/45	5,9	2,445	8800	16	1,06	6070	6000	2,65
B	50/60	5,7	2,446	9500	15	0,64	4100	2100	2,86
B	50/60	5,8	2,43	7500	14	0,65	4000	1200	2,77
B	20/45	6,1	2,43	12400	16	1,91	14610	56000	2,88
B	55	6,1	2,42	9500	16	1,08	5250	3800	2,32
B	20	5,6	2,44	7630	18	0,83	3600	1400	2,61

1.8.4 **Modelos de deformação permanente de misturas betuminosas**

Os revestimentos asfálticos estão sujeitos à deformação plástica que provoca aparecimento de sulcos, principalmente na faixa onde acontece a maior quantidade de passagens dos pneus dos veículos. Estes sulcos no revestimento são designados de afundamentos de trilhas de roda (ATR).

A resistência de uma mistura asfáltica especificamente à deformação plástica pode ser determinada por diversos tipos de ensaios. Os mais usados são o de compressão uniaxial, compressão triaxial e os ensaios de simuladores de tráfego.

Conforme Motta (1991), Nijboer foi pioneiro, em 1948, na análise das deformações plásticas das misturas asfálticas, levando em consideração a influência das propriedades mecânicas da massa sobre a deformação. Chegou à conclusão que vários tipos de revestimentos podem ser obtidos e otimizados variando a dosagem e os materiais que se utilizam na mistura evitando, assim, problemas ligados à deformação permanente.

Conforme Motta (1991), estudos realizados por Brown em 1977 mostraram a necessidade de se realizar ensaios tensão-deformação para avaliação da deformação plástica do revestimento, embora a principal influência sobre a deformação seja o fenômeno de fluência. Ensaios de fluência triaxial dos revestimentos asfálticos mostram a importância maior da duração das cargas aplicadas do que da freqüência das mesmas aplicadas sobre o revestimento asfáltico. A temperatura do revestimento asfáltico é outro fator que influencia muito no comportamento do revestimento referente à deformação permanente ou plástica.

Conforme Motta (1991), Verstraeten e Francken, em 1979, utilizaram ensaios triaxiais de compressão repetida com carregamento senoidal e obtiveram o seguinte modelo de deformação permanente de um revestimento asfáltico.

$$\varepsilon_p(t) = \mathrm{A} \times \left(\frac{\mathrm{t}}{1000}\right)^{\mathrm{B}} = \frac{\mathrm{C} \times (\sigma_1 - \sigma_3)}{|\mathrm{E}^*|} \times \left(\frac{\mathrm{t}}{1000}\right)^{\mathrm{B}} \qquad (0.52)$$

$$C = 523\left(\frac{V_1}{V_1 + v}\right) - 308$$

Onde:

ε_p (t)	Deformação permanente específica no tempo t (s)
A	Coeficiente dependente do tipo de mistura e das condições experimentais (freqüência, temperatura, tensões)
B	Coeficiente que varia entre 0,14 a 0,37
C	Coeficiente que depende da composição da mistura
E*	Módulo a compressão da mistura
V_1	Volume de ligante
v	Volume de vazios

Com os resultados dos ensaios realizados chegaram às seguintes conclusões:

- A deformação permanente é tanto menor quando mais se utilizam agregados angulosos.
- A deformação permanente é tanto menor quando mais se utilizam ligantes com pouca suscetibilidade à temperatura.
- A deformação permanente é tanto menor quando mais se utiliza revestimento com altos teores de vazio. Para a fadiga o inverso é verdadeiro.

Motta (1991) ressalta que é preciso procurar um teor ótimo de vazios que otimize a resistência do material à deformação permanente e à fadiga. De acordo com um gráfico de Verstraeten e Francken , reproduzido na Figura 2.30, o volume de vazios influencia, de forma bem mais aguda, a deformação permanente (afundamento de trilha de roda) do que à fadiga.

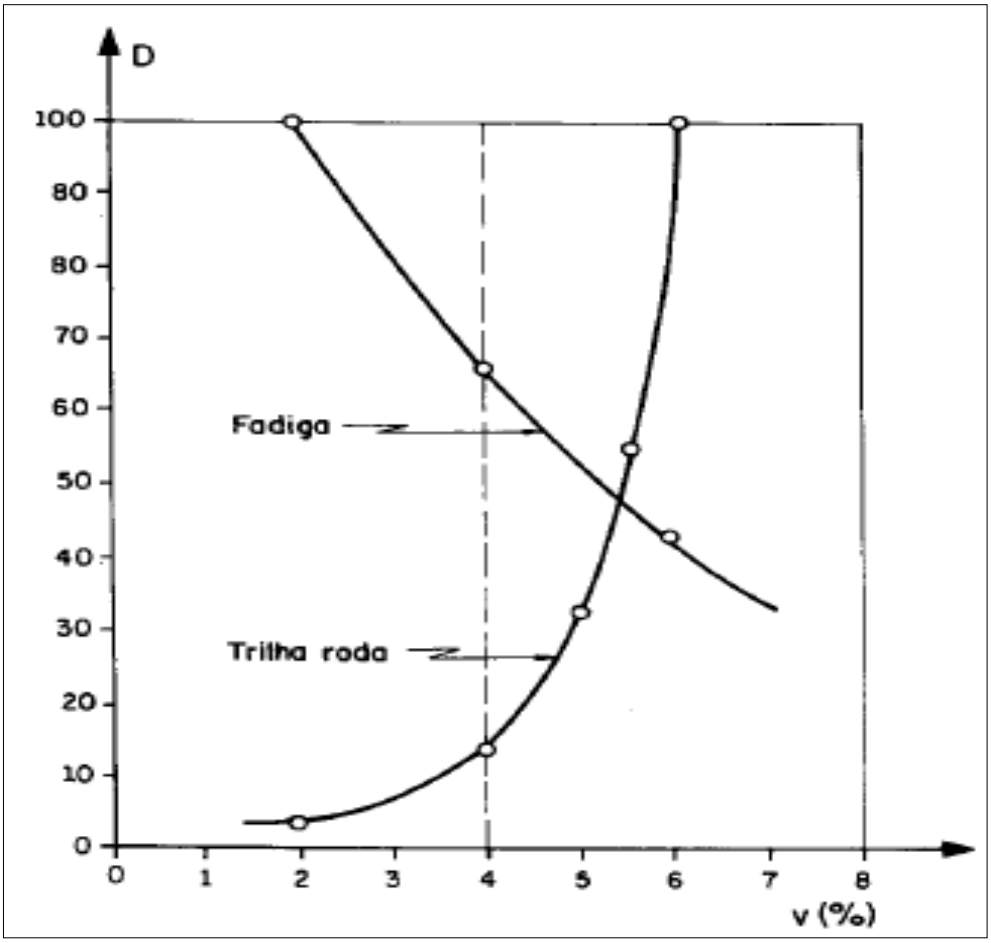


Figura 0.30 Vida útil relativa (D) em termos de fadiga ou trilha de roda em função da percentagem de vazios nas misturas compactadas (Verstraeten e Francken, 1979)

Conforme Bezerra (2004), Bernucci e colegas realizaram, em 1996, estudos sobre deformação permanente utilizando um simulador de tráfego tipo LCPC. Os ensaios foram realizados à temperatura de 60º C e originou o seguinte modelo de previsão em função do número de ciclos de carregamento:

$$y = A \times \left(\frac{N}{1000}\right)^2 \qquad (0.53)$$

Onde:

Y Deformação permanente (10^{-2} mm)

A Deformação permanente após 1000 ciclos (10^{-2} mm)

N nº de ciclos do carregamento

B Inclinação da reta de regressão.

Para as misturas asfálticas analisadas os autores chegaram às equações indicadas na Tabela 2.30. Concluíram que as misturas são mais suscetíveis a deformação permanente com o aumento do teor do asfalto, principalmente para teores acima dos recomendados pela dosagem Marshall.

Tabela 0.30 Equações de deformação permanente de misturas betuminosas (Bernucci *et al*, 1996 apud Bezzera, 2004)

Faixa (Dersa)	Tipo de CAP	Teor de Asfalto (%)	Equação de Regressão	R^2
C	CAP-20	5,10	$124,99\ (N/1000)^{0,219}$	0,97
		5,35	$117,40\ (N/1000)^{0,339}$	0,99
		5,60*	$102,58\ (N/1000)^{0,379}$	0,71
		5,90	$127,68\ (N/1000)^{0,432}$	0,93
		6,20	$216,96\ (N/1000)^{0,637}$	0,64

1.8.5 **Modelos de módulo de resiliência de Solos**

Os solos podem ser classificados de diversas maneiras e em grupos distintos bastando para isso definir qual o objetivo que se queira atingir com esta classificação. Por exemplo, um geólogo tem uma ótica distinta do modo de ver um solo e, conseqüentemente, uma classificação diferente da de um engenheiro rodoviário.

A engenharia rodoviária, atualmente, procura classificar um solo em função do seu comportamento estrutural, mas inicialmente a primeira separação que se faz dos solos é granulométrica, classificando-os em granulares (comportamento de material arenoso) e finos (comportamento de material argiloso).

O comportamento estrutural do solo é influenciado pelo seu módulo de resiliência e pela sua deformação permanente, nos casos principalmente dos materiais finos. Nos casos de materiais estabilizados com cimento, além destes, deve-se considerar sua resistência à tração e resistência à fadiga

De acordo com Bezerra (2004), Medina e Preussler apresentaram em 1980 resultados de Módulo de resiliência de solos provenientes de rodovias brasileiras e chegaram aos seguintes fatores que influenciam o MR:

- Intensidade das tensões: nos materiais arenosos o módulo de resiliência é mais afetado pela tensão confinante σ_3 do que pela tensão desvio σ_d.
- Número de repetição de carga: a variação do módulo de resiliência em solos arenosos, após um período de pré-condicionamento, não varia ou praticamente não varia**,** no decorrer da sua vida de utilização. Já os solos argilosos sofrem uma diminuição na deformação resiliente no decorrer da sua utilização.
- Umidade e peso específico: à medida que a umidade do material aumenta, referencialmente à ótima, o módulo de resiliência diminui.
- O módulo de resiliência, praticamente, não varia para os solos que sofrem aplicação de cargas com freqüências entre 20 a 60 ciclos por minuto e durações de cargas de 0,86 a 2,86 segundos.

1.8.6 **Modelos de módulo de resiliência dos solos granulares**

Os materiais granulares são compostos, na maioria das vezes**,** por cascalhos, seixos, britas, areias e etc. Estes materiais são utilizados, principalmente, em camadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários e aeroportuários. São, normalmente, originários de britagem de rochas ou de uma única ou mais jazidas naturais.

De acordo com Motta (1991), os materiais granulares sob carregamento cíclico possuem um comportamento elástico não linear.

Hicks (1970) propôs o modelo de tensão-deformação em função da tensão confinante constante (σ_3) segundo a seguinte expressão:

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \qquad (0.54)$$

Onde:

k_1, k_2 Coeficientes experimentais

σ_3 Tensão confinante

Outro modelo bastante utilizado para determinação do M_R para solos granulares é baseado no invariante das tensões θ, ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) conforme descrito por Hicks (1970), Allen e Thompson (1974), Preussler (1978), Rada e Witczak (1981) e AASHTO (1991 e 1992), expresso por:

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \qquad (0.55)$$

Onde:

θ Invariante de tensões

Este modelo representa melhor o comportamento tensão-deformação dos materiais granulares sobre cargas rodoviárias, pois leva em consideração também a tensão aplicada pelas cargas dos veículos para a descrição do comportamento tensão-deformação do material.

De acordo com Benevides (2000), Thompson (1974) e Triches (1985) verificaram que os módulos resilientes dos solos granulares variam em função do tipo de tensão confinante considerada (σ_3), isto é, caso se considere um σ_3 constante ou variável, o comportamento tensão-deformação do material variará. Quando se utiliza o σ_3 constante e o σ_d pulsante, o carregamento na maioria das vezes é trapezoidal. A simulação, nestas

condições, não é exatamente o que se encontra no campo, apesar de se poder conseguir uma extrapolação dos resultados do laboratório para o campo de forma confiável. Quando a aplicação da tensão de confinamento σ_3 for pulsante em fase ou ligeiramente fora de fase com o σ_d, o carregamento será de forma senoidal.

Segundo Franco (2007), Rada e Witczak (1981) analisaram um conjunto de materiais no laboratório utilizando o modelo que usa o invariante de tensões com o objetivo de se obter uma correlação típica para os diversos tipos de materiais granulares. Os solos granulares foram agrupados em: areia siltosa, cascalho arenoso, mistura de agregado-areia, britas, escórias e calcários. O modelo da equação do M_R dos materiais arenosos é:

$$\log(\mathrm{MR}) = \mathrm{C_0} + \mathrm{C_1} \times \mathrm{S_R} + \mathrm{C_2} \times \mathrm{PC} + \mathrm{C_3} \times \log\theta \qquad (0.56)$$

Onde:

MR	Módulo de resiliência
SR	Grau de saturação
PC	Percentual do grau de compactação (%)
θ	Invariante de tensões (psi)
C_0 e C_1	São constantes indicadas na tabela abaixo
C_2 e C_3	São constantes indicadas na tabela abaixo

Os coeficientes desta expressão estão indicados na tabela 2.31 a seguir.

Tabela 0.31 Coeficientes obtidos por Rada e Witczak (1981) para o M_R em função do invariante de tensões θ (Rada e Witczak, 1981 apud Franco, 2007)

Agregado	Pontos	C_0	C_1	C_2	C_3	R2	ERRO PADRÃO
Calcário 1	14	3,406	-0,005289	0,01194	0,004843	0,79	0,13
Calcário 2	17	-0,3017	-0,005851	0,05054	0,004445	0,6	0,21
Brita	18	1,0666	-0,003106	0,03556	0,006469	0,81	0,15
Escória	17	3,2698	-0,003999	0,01663	0,003840	0,59	0,18
Agreg-areia	18	4,1888	-0,003312	0,02138	0,006785	0,83	0,15
Brita Corrida	17	0,9529	-0,012070	0,04117	0,006035	0,84	0,17
Todos dados	101	4,022	-0,006832	0,007055	0,005516	0,61	0,23

Preussler (1983) levanta aspectos do módulo de resiliência dos solos granulares:

- O módulo de resiliência de um material granular é influenciado pelo modo que as tensões são aplicadas.
- Para as tensões aplicadas ao material granular, variações de: freqüência e duração, número de repetições e sequência de carregamento, apresentam influência significativa no MR.
- O valor do coeficiente K_1 para britas varia, enormemente, não tendo podido, assim, se estabelecer um valor como modelo único para os diversos materiais.
- O valor do coeficiente K_1 varia, inversamente, ao valor K_2
- O grau de saturação do material é o fator intrínseco de maior influência no valor de MR. Para materiais britados, valor de saturação acima de 85 % provoca uma instabilidade no material fazendo com que o mesmo sofra rápida deterioração sob cargas repetidas.
- O módulo aumenta, proporcionalmente, com a elevação da massa específica aparente seca.
- O acréscimo na energia de compactação eleva o valor de K_1 e não modifica o K_2.
- Desde que a quantidade de finos não ultrapasse 16%, o efeito da graduação do agregado não influencia o valor do M_R.

Conforme Franco (2007), o modelo utilizado atualmente na COPPE é ao mesmo tempo função da tensão desvio (σ_d) e da tensão de confinamento (σ_3). Este modelo possibilita análise do material, tanto de comportamento granular quanto argiloso Tabela 2.32. A expressão deste modelo denominado de composto é a seguinte:

$$M_R = K_1 . \sigma_3^{k_2} . \sigma_d^{k_3} \quad (0.57)$$

Como exemplo de resultados de módulo de resiliência de britas expressos por este modelo, estão apresentados valores obtidos por Ramos (2003), na Tabela 2.32, a seguir.

Tabela 0.32 Coeficientes para o modelo composto para obtenção do M_R (Ramos, 2003)

Amostra	Energia	Massa específica aparente seca (kg/m^3)	Umidade ótima (%)	Umidade no ensaio (%)	Parâmetros do modelo			R^2
					k_1	k_2	k_3	
S-374/02	Intermediária	2033	7,5	7,28	592	0,47	-0,26	0,96
	Modificada	2140	6,2	5,77	815	0,44	-0,08	0,96
S-375/02	Intermediária	2040	7,7	6,68	604	0,29	-0,11	0,96
	Modificada	2088	4,7	4,91	1051	0,48	-0,06	0,96
S-377/02	Intermediária	2030	4,8	4,47	307	0,26	-0,47	0,94
	Modificada	2096	4,0	3,65	678	0,33	-0,01	0,97
S-380/02	Intermediária	1990	7,0	6,5	690	0,35	0,02	0,97
	Modificada	2044	5,0	4,77	603	0,29	-0,20	0,94

Modelos compostos, que levam em consideração as várias tensões, vêm sendo pesquisados por vários autores, dentre eles Witczak (2004) que trabalha com cinco constantes - k_1, k_2, k_3, k_6 e k_7 - na seguinte expressão:

$$M_R = K_1 \times p_0 \times \left(\frac{\theta - 3 \times k_6}{p_0}\right)^{k_2} \times \left(\frac{\tau_{oct}}{p_0} + k_7\right)^{k_3}$$

Onde:

Park e Lytton (2002) incluíram em um modelo composto variáveis que levam em consideração o efeito de sucção ficando assim:

$$MR = K_1 \times \left(\frac{\theta - 3 \times w \times f \times h_m}{p_0}\right)^{k_2} \times \left(\frac{\tau_{oct}}{p_0}\right)^{k_3} \quad (0.58)$$

W	Umidade do material
f	Função da umidade
h_m	Matriz da sucção
n	Porosidade do agregado
$n_{máx}$	Porosidade máxima

O guia da AASHTO (2002) apresenta valores típicos de módulo de resiliência correlacionando com a classificação dos materiais através da granulometria conforme indicado na Tabela 2.33 a seguir. No entanto é necessário dizer que para solos tropicais estas relações não são válidas de forma indiscriminada, tendo em vista que a laterização tem papel mais importante que a granulometria ou os parâmetros de consistência usados nestas classificações (Medina e Motta, 2005; Ferreira, 2002, entre outros).

Tabela 0.33 Valores sugeridos para MR pela AASHTO (2002) (Franco, 2007)

Classificação do Material	Faixa de Valores do M_R (MPa)	Valores Típicos de M_R (MPa)
A-1-a	277 - 302	287
A-1-b	255 - 287	273
A-2-4	201 - 269	230
A-2-5	172 - 237	201
A-2-6	154 - 223	187
A-2-7	154 - 201	172

Classificação do Material	Faixa de Valores do M_R (MPa)	Valores Típicos de M_R (MPa)
A-3	176 - 255	208
A-4	154 - 208	172
A-5	122 - 183	144
A-6	97 - 172	122
A-7-5	57 - 126	86
A-7-6	36 - 97	57
CH	36 - 97	57
MH	57 - 126	83
CL	97 - 172	122
ML	122 - 183	144
SW	201 - 269	230
SP	172 - 237	201
SW-SC	154 - 223	183
SW-SM	172 - 237	201
SP-SC	154 - 223	183
SP-SM	172 - 237	201
SC	154 - 201	172
SM	201 - 269	230
GW	284 - 302	294
GP	255 - 287	273
GW-GC	201 - 287	248
GW-GM	255 - 291	276
GP-GC	201 - 280	244
GP-GM	223 - 287	258
GC	172 - 269	222
GM	237 - 302	276

1.8.7 **Modelos de deformação permanente de solos granulares**

Conforme Guimarães (2009) foi descoberto na década de 1970 que a deformação permanente de solos tem dependência da razão entre $q_{máx}/\sigma_{3máx}$ que são: tensão desvio máximo e tensão confinante máxima, respectivamente.

Ainda de acordo com Guimarães (2009), Barksdale propôs, em 1972, após estudo de deformação permanente usando ensaios triaxiais de cargas repetidas para N superior a 10^5 ciclos, a expressão seguinte:

$$\varepsilon_{1,p} = a + b \times \log N \qquad (0.59)$$

Onde:

a e b São constantes para um determinado nível de tensão

Segundo Motta (1991) o modelo acima consegue representar, com boa acurácia, a deformação permanente de um solo.

Em 1974, Brown, de acordo com Motta (1991), demonstra que ensaios drenados levaram os materiais a uma deformação de 1% e os não drenados a uma deformação de 6% para ciclos da ordem 10^6. Com estes estudos Brown obteve o seguinte modelo:

$$\varepsilon_p(\%) = 0{,}01 \times \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_3}\right) \qquad (0.60)$$

Monismith et al. (1975) apresentaram o modelo de deformação permanente baseado na variável A e B que são parâmetros experimentais da seguinte expressão:

$$\varepsilon_p = (A \times N)^B \qquad (0.61)$$

Estes autores definem a variável B, como dependente do tipo do solo e a variável A dependente do nível de tensão, condições de umidade, história das tensões , etc.

De acordo com Motta (1991) este modelo superestima a deformação dos materiais granulares quando o valor de N é grande.

Como a deformação do material granular nos primeiros ciclos é bem mais acentuada, alguns autores propõem o seguinte modelo:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p^{100} + A \times (N - 100)^B \qquad (0.62)$$

Onde:

N = número de repetições de carga;

ε_p^{100} = deformação permanente correspondente a 100 ciclos;

A, B = constantes experimentais.

Lentz e Baladi (1980) propõem o seguinte modelo para deformação dos materiais granulares:

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_{d\,rupt}} = \frac{\varepsilon_p / \varepsilon_{95}}{n + m \times \varepsilon_p / \varepsilon_{95}} \qquad (0.63)$$

Onde:

ε_{95}	deformação axial medida no ensaio triaxial estático a 95% da tensão de desvio de ruptura
$\sigma_{d\,rupt}$	tensão desvio de ruptura para certo sigma-3
σ_d	tensão desvio aplicada

n, m parâmetros experimentais

ε_p a + b log (n) (Deformação permanente axial acumulada)

Log (n) logaritmo do número de ciclos de carga.

De acordo com Guimarães (2009), Lentz e Baladi (1981) estudaram um tipo de areia utilizada no subleito e estabeleceram o seguinte modelo para este solo:

$$\varepsilon_{1,p} = \varepsilon_{0,955} \times ln\left(1 - \frac{q}{S}\right)^{-0,15} + \left\{\frac{n \times (q/S)}{1 - m \times (q/S)}\right\} \times ln(N) \quad (0.64)$$

Onde

$\varepsilon_{1,p}$ deformação permanente acumulada após N ciclos

$\varepsilon_{0,955}$ deformação estática a 95% da resistência estática

q tensão desvio $(\sigma_1 - \sigma_3)$

S resistência estática;

N número de ciclos de carga;

m parâmetros de regressão dependente da tensão confinante.

Barksdale (1984) estudou a influência da tensão confinante e da tensão-desvio sobre a deformação permanente de uma brita graduada após 10^5 ciclos. Nos estudos realizados, foram testadas 12 seções experimentais e constatou-se que uma seção com 3,5 polegadas de concreto asfáltico, 8 polegadas de brita graduada sobre subleito argiloso apresentou deformação permanente total de 55% no revestimento, 10% na base e 35% no subleito em $3x10^5$ aplicações de carga.

Khedr (1985) ensaiou uma brita graduada calcária com σ_d pulsante em fase com o σ_3 desenvolvendo o seguinte modelo:

$$\frac{\varepsilon_p}{N} = A \times N^{-m} \quad (0.65)$$

M parâmetro experimental: 0,7 < m < 0,9;

A parâmetro experimental da deformação permanente após o primeiro ciclo de carga;

Couvers e Mezghani (1988) falam sobre a complexidade da relação tensão-deformação em solos granulares conduzindo os trabalhos para uma análise em nível de microestruturas fazendo um estudo da distribuição de tensões entre os grãos ou entre pequenos grupos de grãos.

Paute et al. (1988), recomendam que se eliminem as deformações permanentes referentes às 100 primeiras aplicações de cargas e obtém a deformação permanente do material levando em consideração tanto estado de tensões quanto o número de aplicações da carga como segue:

$$\varepsilon_p^1(N) = a_1 \times \left(\frac{q}{p}\right) \times b_1 \times \frac{N^{0,5}}{d_1 + N^{0,5}} \quad (0.66)$$

$$\varepsilon_p^3(N) = a_3 - b_3 \times \left(\frac{q1}{p} - c_3\right)^2 \times \frac{N^{0,5}}{d_3 + N^{0,5}} \quad (0.67)$$

Onde:

$\varepsilon_p^{1,3}$ deformação permanente acumulada axial (1) ou lateral (3);

q $\sigma_1 - \sigma_3$, em Kpa;

p $\frac{(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)}{3}$, em KPa;

a_1, b_1, d_1 constantes experimentais.

a_3, b_3, c_3, d_3 constantes experimentais

As constantes experimentais recomendadas por Paute *et al.*(1988) estão apresentadas na Tabela 2.34.

Tabela 0.34 Coeficientes experimentais para deformação permanente de britas de acordo com a natureza rochosa (Paute *et al*, 1988)

Natureza da Rocha	$a_1\ 10^{-4}$	b_1	d_1	$a_3\ 10^{-4}$	$b_3\ 10^{-4}$	c_3	d_3
Gnaisse	8,7	5,7	43	43,8	117	0,61	0
Riolito	35,2	3	26	42	124	0,58	15
Riolito	30,2	3,5	50	43,2	123	0,59	10
Arenito	82,7	3,6	38	49,9	239	0,45	9
Arenito	93,4	2,4	26	48,2	292	0,45	9
Arenito	51,6	2,4	57	13,3	92	0,39	21
Milonito	46,7	1,8	53	91,6	216	0,65	0
Milonito	56,9	1,8	74	10,7	30	0,6	12

Conforme Guimarães (2009), Paute *et al.*(1990) sugerem que o crescimento da deformação permanente acontece de forma gradual e assintótica correlacionando com os números de ciclos de cargas e chegam ao seguinte modelo:

$$\varepsilon_{1,p} = \frac{A \times \sqrt{N}}{\sqrt{N} + D} \tag{0.68}$$

Onde

$\varepsilon_{1,p}$ deformação adicional após os 100 primeiros ciclos de carga;

A e D parâmetros de regressão

Em estudo mais recentente, Paute *et al.* propõem um novo modelo:

$$\varepsilon_{1,p} = A \times \left(1 - \frac{N}{1000}\right)^{-B} \tag{0.69}$$

A e B parâmetros experimentais

Segundo Guimarães (2009), ambas as equações de Paute (1988 e 1990) propõem que a deformação permanente possui um valor máximo que é atingido quando os números de ciclos tendem a infinito.

Santos *et al*. (1995) estudaram solos granulares lateríticos do estado do Mato Grosso e se basearam no modelo de Monismith (1995). Alguns resultados estão demonstrados na tabela 2.35.

Tabela 0.35 Coeficientes experimentais para deformação permanente de solos granulares lateríticos do estado do Mato Grosso (Santos *et al.*,1995)

Estaca	Classificação HRB	W (%)	Peso Específico (g/cm^3)	CBR (%)	$\varepsilon_p = A.N^B$		
					A	B	R2
E-100	A-2-4	7,3	2,160	55	0,005	0,11	0,92
E-300	A-1-a	5	2,160	156	0,002	0,13	0,89
E-600	A-2-4	7,1	2,300	75	0,004	0,08	0,91

Conforme Guimarães (2009), Werkmeister et al. (2003) apresentam o modelo de deformação permanente de solos granulares da Universidade Técnica de Dresden.

$$\varepsilon_p^1(N) = A \times \left(\frac{N}{1000}\right)^B + C \times \left(e^{D\frac{N}{1000}} - 1\right) \quad (0.70)$$

$$A = a_1 + a_2 \times \sigma_1^{a3} + a_4 \times \sigma_m^{a5}$$

$$B = b_1 + b_2 \times \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_1}\right)^{b3} + b_4 \times \sigma_1^{a5} \quad (0.71)$$

Onde:

ε_p^1 deformação permanente vertical (x10^{3}mm)

A, B, C, D coeficientes

N número de ciclos de carga

1.8.8 **Modelos módulo de resiliência de solos finos**

Os solos finos, com exceção dos lateríticos, não são usados nas camadas principais do pavimento e sim em camadas de terraplenagem e, quando muito, no subleito ou reforço do subleito.

Motta (1991) diz que os solos finos - argilosos e siltosos - apresentam a relação tensão e deformação não linear com um comportamento, predominantemente, dependente da tensão-desvio $\sigma_{d.}$

Hicks (1970) desenvolveu um modelo bi-linear para o M_R de solos finos dependente da σ_d e dos coeficientes k_1, k_2, k_3 e k_4.

$$M_R = \begin{matrix} k_2 + k_3 \times (k_1 - \sigma_d), & \forall\, k_1 > \sigma_d \\ k_2 + k_4 \times (\sigma_d - k_1), & \forall\, k_1 \leq \sigma_d \end{matrix} \qquad (0.72)$$

Svenson (1980) apresenta vários ensaios para solos finos argilosos e compara a expressão bi-linear de Hicks com os outros modelos para solos não coesivos, substituindo θ e σ_3 por σ_d. Assim propôs a seguinte expressão:

$$M_R = k_1 \times {\sigma_d}^{-k_2} \qquad (0.73)$$

Onde:

M_R Módulo resiliente

σ_d tensão desvio

k_1, k_2 constantes experimentais

Aranovich (1985) apresenta ensaios com solos arenosos e com uma razoável fração argilosa laterítica, no estado do Paraná. O modelo apresentado por esta autor e dependente de cinco constantes como segue:

$$M_R = k_2 + k_3 \times (k_1 - \sigma_d) \times \sigma_3^{k_5},\ para \quad \sigma_d < k_1$$
$$M_R = k_2 + K_4 \times (\sigma_d - K_1) \times \sigma_3^{k_5},\ para \quad \sigma_d < k_1 \qquad (0.74)$$

DNER (1996) relaciona os principais fatores que influenciam na determinação do módulo resiliente de um solo fino coesivo:

- Número de repetições da tensão-desvio.
- História das tensões que os solos finos coesivos já foram submetidos.
- Umidade e massa específica de moldagem dos corpos-de-prova.
- Tixotropia dos solos argilosos.
- Nível de tensão.

Os solos finos, de acordo com DNER (1996) podem ser classificados em 3 tipos de solos conforme indicado na tabela 2.36 a seguir.

Tabela 0.36 Módulo de resiliência de acordo com o percentual de finos e o CBR (DNER, 1996)

CBR	% S		
	≤ 35	35 - 65	≥ 65
≤ 5	III	III	III
6 -9	II	II	III
≥ 10	I	II	III

Para estes solos, as expressões seguintes são as indicadas pelo DNER para representar o MR, e foram usadas no método de projeto de reforço PRO 269/94 (kgf/cm^2):

$$SOLO\ TIPO\ 1\ \rightarrow M_R = 4874 \times {\sigma_d}^{-1,12}$$
$$SOLO\ TIPO\ 2 \rightarrow\ M_R = 1286 \times {\sigma_d}^{-0,5478} \qquad (0.75)$$
$$SOLO\ TIPO\ 3 \rightarrow\ M_R = 53\ MPa$$

1.8.9 **Modelos de deformação permanente de solos finos**

Segundo Motta (1991), Monismith *et al.* (1975) apresentaram o primeiro modelo que representa a deformação permanente de solos argilosos.

Onde:

$$\varepsilon_p = A.N^B \tag{0.76}$$

Ɛp deformação específica permanente

N número de aplicações de carga

A, B coeficientes determinados experimentalmente

Svenson (1980) estudou 4 tipos de argilas utilizadas no subleito de rodovias federais nos estados do Rio de Janeiro, Minas Gerais e Paraná. Utilizou o modelo de Monismith *et al.* (1975) obtendo os parâmetros K, N e A mostrados na Tabela 2.37, para as argilas.

Tabela 0.37 Coeficientes experimentais para equação de deformação permanente para 4 tipos diferentes de argilas utilizadas no subleito nas rodovias federais (Svenson, 1980 *apud* Motta, 1991)

Amostra	Condições dos CPs			σ_d	$\varepsilon p=kN^A$		
	h%	Peso Específico (g/cm^3)	S%		$k.10^{-4}$	A	R^2
Argila Vermelha RJ	17	1,781	88	0,76	93	0,058	0,99
	18,9	1,717	89	0,76	29,9	0,072	0,99
Argila Amarela RJ	21,1	1,688	95	0,75	11,5	0,086	0,98
	23,3	1,614	94	0,75	49,3	0,121	0,93
Argila Vermelha MG	16,2	1,776	82	1,42	12,9	0,028	0,92
	17,4	1,757	86	1,42	29,8	0,039	0,98
	18,6	1,737	89	1,42	80,3	0,044	0,94
Argila Vermelha PR	18,7	1,729	92	0,7	59,9	0,066	0,95

Cardoso (1987) estudou a deformação permanente de um material fino ligado a deformação resiliente através da seguinte relação:

$$\varepsilon_p(N)/\varepsilon_r = \mu \times N^{-\alpha} \quad (0.77)$$

Onde:

$\varepsilon_p(N)$	Deformação permanente específica para N repetições de carga
ε_r	Deformação resiliente específica admitida independente de N
$\mu = A.B/\varepsilon_r$	Coeficiente em função dos valores A e B e da deformação específica resiliente
$\alpha = 1\text{-}B$	Coeficiente em função do valor B
A, B	Coeficientes dependente dos valores A e B

Paute *et al.*(1988) propõem, para o cálculo de deformação de um subleito, levar em consideração a pressão de adensamento provocada pelas camadas do pavimento acima do subleito através de um condicionamento dos corpos de prova. Para um solo com LL igual a 39%, IP igual a 12%, umidade ótima no proctor normal de 9% obtiveram o seguinte modelo:

$$\varepsilon_p^1 = 9{,}6.10^3.(q/\bar{p})^{2,4}.\left(\frac{N^{1/2}}{158+N^{1/2}}\right) \quad (0.79)$$

$$\varepsilon_p^3 = 6{,}5.10^{-4}.9{,}4.10^{-3}.(q/\bar{p}-0{,}24)^2.\left(\frac{N^{1/2}}{50+N^{1/2}}\right) \quad (0.78)$$

Guimarães (2001), usou o modelo de Monismith (1975), para expressar ensaios de deformação permanente de uma argila utilizada na camada final de terraplenagem, da pista experimental do IPR/DNER. Os corpos – de - provas ensaiados foram compactados à energia Proctor Normal em diversas umidades, sendo que nas Tabelas

2.38 e 2.39 estão apresentados as características do solo e os resultados. Ele chegou às seguintes conclusões:

- A tensão desvio exerce grande influência na deformação permanente
- Os corpos-de-prova com argila com umidade mais alta apresentaram uma deformação permanente maior do que com umidade menor.

Tabela 0.38 Classificação da argila amarela utilizada na pesquisa de Guimarães (2001)

Parâmetro		Valor
Limite de Liquidez (%)		51,9
Índice de Plasticidade (%)		28,8
Peso específico máx (g/cm3)		1,61
umidade ótima (%)		20,7
Classificação	HRB	A-7-6
	USCS	CH

Tabela 0.39 Coeficientes experimentais obtidos por Guimarães (2001) para equações Monismith (1975)

Ensaio	σ_3 (kgf/cm2)	σ_d (kgf/cm2)	W (%)	$\varepsilon p=AN^B$		R^2
				A	B	
1	0,7	0,7	21,3	0,036	0,16	0,98
2	0,7	0,7	20,6	0,07	0,1	0,99
3	0,7	0,35	19,4	0,001	0,4	0,97
4	0,7	1,05	21,3	0,223	0,09	0,89
5	0,5	0,25	20	0,002	0,27	0,87
6	1,2	1,2	19,9	0,087	0,09	0,96
7	0,5	0,75	20,6	0,023	0,18	0,96

Ensaio	σ_3 (kgf/cm2)	σ_d (kgf/cm2)	W (%)	$\varepsilon p = AN^B$		R^2
				A	B	
8	0,5	0,5	20,6	0,004	0,21	0,98
10	1,2	1,8	19,2	0,092	0,09	0,99
11	0,5	0,5	18,4	0,037	0,24	0,95
12	0,7	1,05	20,7	0,05	0,13	0,99
13	1,2	1,2	21,7	0,136	0,08	0,95
14	1,2	0,6	20,4	0,008	0,22	0,98

1.8.10 **Influência do meio ambiente no desempenho estrutural do pavimento**

Na metodologia mecanística a influência do meio ambiente tem grande importância e muitas vezes é fator determinante no dimensionamento do pavimento.

Conforme Motta (1991), o desempenho do pavimento deve ser realizado levando-se em conta a interação entre os materiais e os esforços externos impostos pelo tráfego e pelo clima. Um mesmo pavimento solicitado pelo mesmo tipo de tráfego apresenta desempenho estrutural diferenciado conforme as condições ambientais onde está inserido.

Os principais parâmetros ambientais que influenciam no desempenho do pavimento são: temperatura e quantidade de chuvas ou pluviosidade.

A qualidade de um revestimento asfáltico, quanto à função estrutural e características de rolamento, é muito influenciada pela temperatura do meio ambiente. A pluviosidade também exerce influência marcante na vida do pavimento, tanto afetando as condições superficiais de segurança quanto à capacidade estrutural das camadas de base, sub-base e subleito.

Um bom projeto deve escolher materiais menos susceptíveis a estes dois fatores, e um ponto de equilíbrio ótimo que proporcione revestimento asfáltico com resistência à

deformação permanente e à fadiga condizente com a vida útil e qualidade do pavimento que se queira para a via, além de prevenir a entrada de água nas camadas inferiores com uso de drenagem adequada.

Nos países temperados, temperaturas baixas levam ao congelamento da água contida nos espaços entre as partículas dos materiais do pavimento e do subleito. O descongelamento desta água provoca, praticamente, a saturação dos materiais, proporcionando, então, uma diminuição na capacidade de suporte dos mesmos.

Motta (1991) cita que Barber foi um dos primeiros a estudar a temperatura interna na estrutura do pavimento, na década de 1950, propondo uma equação para estimativa da temperatura nos revestimentos. Conforme Motta (1991, pg. 110): "... a utilização da equação de Barber é ótima para estudos preliminares de comportamento de um pavimento em fase de projeto, podendo ser empregada para se estimar as máximas (e mínimas) temperaturas esperadas para cada região."

1.8.11 **Análise probabilística no dimensionamento dos pavimentos**

A partir do século XX, os métodos estatísticos foram desenvolvidos como uma mistura de ciência, tecnologia e lógica para a solução e investigação de problemas em várias áreas do conhecimento humano (Stigler, 1986). A estatítica foi reconhecida como um campo da ciência neste período, mas sua história tem início bem anterior a 1900. A estatística moderna é uma tecnologia quantitativa para a ciência experimental e observacional que permite avaliar e estudar as incertezas e os seus efeitos no planejamento e interpretação de experiências e de observações de fenômenos da natureza e da sociedade (Matsushita, 2004). (http : // www .ufpa .br / beiradorio / arquivo / Beira21/opiniao.html – Acessado em 18/07/2011)

Em um projeto de pavimento, grande parte das variáveis não é determinística, e devem ser estudadas e avaliadas suas variabilidades para que os efeitos destas incertezas possam ser previstos e consideradas no desempenho estrutural do pavimento.

Bezerra (2004) diz que nos últimos anos estudos estatísticos sobre a influência das incertezas das variáveis sobre o desempenho estrutural do pavimento vêm sendo realizados sob dois focos: a utilização de geradores aleatórios de valores e a utilização de métodos analíticos que por sua vez não utilizam geradores aleatórios de valores. Dentre os vários métodos de geradores de valores aleatórios existentes atualmente, os mais utilizados são o método Monte Carlo e o método de Rosenblueth.

O método de Monte Carlo consiste em gerar repetidamente valores estocásticos para as variáveis independentes até o momento de se conseguir determinar um modelo para a situação de análise. Apesar de ser uma técnica poderosa, é extremamente lenta em função do elevado números de simulações que deve ocorrer para que se tenha um resultado satisfatório.

O método Rosenblueth, conforme Motta (1991), simplifica muito o tratamento estatístico das variáveis envolvidas no processo de análise. Basicamente determina, em função da média, desvio padrão e coeficiente de assimetria das variáveis independentes, a média, desvio padrão e coeficiente de assimetria para as variáveis dependentes. A acurácia é comprometida somente se as dispersões das variáveis envolvidas forem muito grandes.

Um método analítico muito conhecido é o método utilizado no Guia de Projeto da AASHTO (2004) que é baseado no método da Primeira Ordem do Segundo Momento (POSM) segundo Franco (2007). O método da AASHTO considera que os modelos de previsão têm distribuição do tipo Normal. Então, para cada análise executada, o dano calculado tem que ser menor que o dano máximo pré-estabelecido em função do grau de confiabilidade que se quer para aquela análise.

ESTUDO DE CASO: COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO APLICADA A UM SEGMENTO

1.9 MÉTODOS

Um método pode ser definido como uma série de atividades regidas por regras tendo em vista resolver um problema. O método científico possui como característica básica a tentativa de resolver um problema por meio de suposições e hipóteses que podem ser testadas através de observações e experiências (Mazzotti *et al*. 1998).

Estas observações ou experiências devem ser sistematizadas e se possível deve haver certo controle dos fatores causadores dos resultados. Apesar de se saber hoje, que o conhecimento científico nunca é inteiramente objetivo e nem tão pouco controla exaustivamente as variáveis, alguns cuidados são fundamentais ao se propor um estudo de caso com coleta e análise de dados.

Nesta dissertação teve-se o cuidado de se historiar primeiro os dois principais métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos novos em uso no Brasil para melhor se compreender os pontos em comum e as diferenças entre eles. Em seguida teve-se o cuidado, no estudo de campo do caso escolhido para ilustrar a comparação entre métodos, de se planejar e executar todos os passos para coleta de dados, sistematizando os procedimentos para haver confiabilidade nos resultados.

Como dito no capítulo introdutório desta dissertação os objetivos desta dissertação são os seguintes:

e. Conhecer o desenvolvimento dos métodos de dimensionamento de pavimentos do DNER e Mecanístico – empírico geral e em especial aquele selecionado para aplicação neste estudo de caso que foi o proposto por Franco (2007).
f. Dimensionar um pavimento, correspondente a um segmento do qual se tivesse o projeto convencional e estivesse em fase de construção, próximo a Belo

Horizonte (facilidade de coleta das amostras), para ilustrar a aplicabilidade dos métodos, através da realização de ensaios, de acordo com os parâmetros pertinentes ao Método vigente (DNIT, 2006) e o de Franco (2007).

g. Analisar os resultados obtidos com os referidos métodos, para o caso em estudo, apresentando suas semelhanças e diferenças.
h. Divulgar a metodologia mecanística para os departamentos de estradas estaduais do Brasil.

Para a consecução destes objetivos, além dos estudos bibliográficos, foi então escolhido como estudo de caso um segmento de uma rodovia executada no Estado de Minas Gerais. Este segmento da rodovia foi escolhido em função do seu alto volume de tráfego e sua construção estar sendo coincidente com o período de desenvolvimento desta dissertação.

Para a comparação dos dois métodos de dimensionamento foram ensaiados os materiais que compõem a estrutura de projeto do pavimento do trecho utilizado como caso de estudo, que foram os seguintes:

a. Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) para a capa.
b. Pré Misturado a Quente (PMQ) para a camada de ligação.
c. Brita Graduada + 3% cimento (BGTC) para a base.
d. Cascalho + 3 % de cal para a sub-base.
e. Solo Argiloso do subleito.

Para cada um destes materiais foi realizada uma série de ensaios que correspondem aos necessários e suficientes para aplicação do método do DNER e do método mecanístico empírico selecionado para a comparação. Esta lista de ensaios está descrita nos itens seguintes para cada método. A maioria dos ensaios foi considerada de conhecimento corrente e não se teve a preocupação de descrevê-los passo a passo, sendo citadas as normas utilizadas na realização dos mesmos.

Na sequência, são apresentados os resultados dos ensaios e as simulações realizadas com o programa SisPav que compõe o método de Franco (2007).

As variações de estruturas analisadas com as mudanças julgadas pertinentes pelo autor da presente pesquisa foram feitas no sentido de ilustrar a versatilidade de um método mecanístico em contraposição ao método tradicional, muito mais restringido pelos critérios de seleção de materiais e de espessuras.

Assim, os próximos itens combinam aspectos de métodos de avaliação de materiais e processos de dimensionamento, sendo fechado o capítulo com as análises dos resultados obtidos e comentários finais do estudo realizado.

1.10 PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO PELA METODOLOGIA DO DNER

Para a execução dos ensaios desta dissertação, foram coletadas amostras dos materiais pétreos e do ligante asfáltico para confecção de corpos-de-prova de CBUQ e PMQ e também agregados e cimento Portland para corpos-de-prova de BGTC, cada um deles na usina de britagem indicada na obra. Já o cascalho e a argila do subleito foram coletados na pista após a homogeneização dos mesmos, executada pelos equipamentos de terraplenagem.

Após a coleta dos materiais, os mesmos foram encaminhados para o laboratório do DER/MG onde todos os ensaios foram realizados. Os materiais foram ensaiados respeitando as normas brasileiras e, em caso de dúvida de algum resultado, os ensaios foram repetidos

1.10.1 Métodos de ensaios realizados para a argila, para o cascalho quartzoso e para BGTC

Estão listadas, a seguir, as normas de ensaios que foram realizados nos materiais de subleito, sub-base e base, com os materiais coletados na obra no mês de Julho a Outubro de 2010, e os ensaios realizados entre os meses de dezembro de 2010 a junho de 2011.

Os procedimentos são os usuais num projeto pelo método do CBR / DNIT e são os seguintes

a. DNER-ME 041/94 – Solos – preparação de amostras para ensaios de caracterização.
b. DNER-ME 080/94 – Solos – análise granulométrica por peneiramento.
c. DNER-ME 082/94 – Solos – determinação do limite de plasticidade.
d. DNER-ME 122/94 – Solos – determinação do limite de liquidez.
e. DNER-ME 129/94 – Solos – compactação utilizando amostras não trabalhadas.
f. DNER-ME 049/94 – Solos – determinação do índice de suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas.

Os resultados médios obtidos para a argila foram:

a. CBR_{med} = 19 %
b. Umidade Ótima média = 28%
c. Expansão média = 0,21%
d. Massa específica máxima média = 1478 kg/cm³.
e. Média do material que passa na peneira Nº 200 = 96 %
f. LLmed = 62 %
g. IPmed = 24 %
h. Classificação HRB = A-7-5

Os resultados médios das amostras, obtidos em cada procedimento para o cascalho quartzoso com + 3% cal foram:

a. CBR_{med} = 176 %
b. Umidade Ótima media = 10,4%
c. Expansão media = 0,00%
d. Mássa específica máxima média = 2004 kg/cm³
e. Média do material que passa na peneira Nº 200 = 22,9 %
f. Indice de Plasticidade = 22 % (sem Cal) – 10 % (com cal)
g. Limite de liquidez = 53 % (sem cal) – 42 % (com cal)

A cal neste material foi utilizada, conforme a firma projetista, para a redução do IP do material. Como foi verificado a redução do IP foi alcançada mas não o suficientemente para se enquadrar nos limites máximos de norma. Conforme a projetista, foi usada a cal para aumentar o M_R do material e com isso diminuir as descontinuidades entre o M_R da BGTC para o da argila do subleito embora a projetista não tenha feito nenhum ensaio para a verificação dos módulos de resiliência.

Os resultados médios obtidos para a BGTC foram:

a. CBR_{med} = 270 %
b. Umidade Ótima media = 5,2%
c. Expansão media = 0,00%
d. Mássa específica máxima média = 2318 kg/cm³
e. Média do material que passa na peneira Nº 200 = antes da compactação (16) %
   Após a compactação Nº 200 = 23%
f. Indice de Plasticidade = NP
g. Limite de liquidez = NL
h. $f_{cj60\ dias}$ = 50,0 kg/cm^2

Os 3% de cimento foi utilizado conforme especificação da firma projetista.

1.10.2 **Métodos de ensaios realizados para o CBUQ e o PMQ**

a. DNIT 136/2010-ME - Misturas Asfálticas – Determinação da resistência a tração por compressão diametral.
b. DNER-ME 043/95 - Misturas Betuminosas a Quente – ensaio Marshall.
c. DNER-ME 083/98 - Agregados – análise granulométrica.
d. DNER-ME 084/95 - Agregado Miúdo – determinação da densidade real.
e. DNER-ME 081/98 - Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo.

Características do CBUQ:

a. Faixa C do DNER
b. 4,5 % de CAP 30/45
c. Resistência a tração por compressão diametral igual a 1,70 MPa
d. Estabilidade Marshall média igual 1240 kgf.
e. Densidade aparente média igual a 2385 kgf/m^3
f. Fluência média igual a 4,0 mm

Características do PMQ:

a. Faixa D do DNER
b. 3,0 % de CAP 30/45
c. Resistência a tração por compressão diamentral igual a 0,40 MPa
d. Estabilidade Marshall média igual 877 kgf.
e. Densidade aparente média igual a 2520 kgf/m^3

1.10.3 **Estrutura do pavimento pelo método do DNER**

O pavimento projetado para este trecho foi para o número N de 5,8 x 10^7 e é composto pelas seguintes espessuras e camadas:

a. Revestimento:

   - 1ª Camada - 6 cm de CBUQ – Coeficiente estrutural igual 2
   - 2ª Camada – 8 cm de PMQ – Coeficiente estrutural igual 1,7

b. Base:

   dimensionada com 15 cm de espessura de BGTC, com resistência f_{ck} aos 7 dias, de no mínimo, igual a 45 kg/cm². A energia de compactação utilizada foi a energia proctor modificada. O coeficiente estrutural K utilizado foi igual a 1,7.

c. Sub-base:

   Cascalho quartzoso + 3% de cal com 15 cm de espessura. A energia de compactação utilizada foi a energia proctor intermodificada (uma vez e meia a energia intermediária). O coeficiente estrutural utilizado K foi igual a 1,2.

d. Subleito ou camada final de terraplenagem: é composto por um solo argiloso com CBR de 9% na energia internormal (uma vez e meia a energia do proctor normal).

1.11 DIMENSIONAMENTO PELA METODOLOGIA MECANÍSTICA EMPÍRICA (ME)

Na Metodologia mecanística-empírica vários tipos de parâmetros devem ser utilizados para descrever o comportamento do pavimento sob tensão-deformação. Estes parâmetros são alicerçados em modelos capazes de determinar, com certa acurácia, o comportamento dos materiais em uma estrutura de pavimento. Muitas vezes, fica a cargo dos projetistas escolherem quais modelos são mais adequados àquela específica situação. Para isso, o projetista deve levar em consideração as condições externas e internas que o pavimento estará submetido. Isso demanda do projetista uma experiência grande e um conhecimento sobre os modelos teóricos que irão fundamentar o método selecionado de cálculo e os parâmetros de desempenho de controle ou critérios de projeto.

Nesta dissertação, a metodologia ME selecionada para comparação é basicamente apoiada no método da COPPE/RJ que vem desenvolvendo modelos para dimensionamento de pavimentos desde 1977.

Em 2007, Franco desenvolveu o programa SisPav que contém uma sub-rotina chamada de AEMC para cálculos das tensões e deformações no pavimento através da teoria da elasticidade. Foi utilizado tanto o programa SisPav para o dimensionamento das estruturas do pavimento quanto a sub-rotina AEMC para a execução dos cálculos de tensões e deformações ocorridas no pavimento.

Os parâmetros de desempenho ou critérios de aceitação adotados pela COPPE para o dimensionamento do pavimento são:

a. Tensão vertical máxima admissível no topo do subleito.
b. Deflexão máxima admissível no topo do revestimento.
c. Deformação permanente máxima no topo do revestimento (ATR)
d. Tensão ou deformação de tração máxima admissível no revestimento asfáltico.

Os modelos escolhidos para esta dissertação foram baseados nos ensaios a seguir apresentados para cada uma das camadas e subleito.

1.11.1 **Métodos de Ensaios para o material do subleito**

a. DNER 133/94-ME - Solos – determinação do módulo de resiliência
b. Deformação permanente – Método COPPE
c. DNER-ME 129/94 – Solos – compactação utilizando amostras não trabalhadas

1.11.2 **Métodos de Ensaios para a BGTC e para o cascalho quartzoso**

a. DNER 131/94-ME - Solos – determinação do módulo de resiliência
b. DNER 162/94-ME - Solos – ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas.

1.11.3 **Métodos de Ensaios para o CBUQ e PMQ**

a. Misturas betuminosas - determinação da resistência à tração por compressão diametral – DNER 138/94-ME
b. Compressão diametral para resistência a fadiga

c. Compressão diametral para módulo de resiliência DNER ME 131/94 adaptado pela COPPE

Com os resultados dos ensaios foram construídos os seguintes modelos:

a. Modelo para o M_R do CBUQ e PMQ
b. Modelo para fadiga do CBUQ e PMQ
c. Modelo do M_R para a BGTC e o cascalho quartzoso
d. Modelo de M_R para o material argiloso (subleito)
e. Modelo de deformação permanente para o material argiloso (subleito)

Os modelos foram obtidos por análises estatísticas com o programa Minitab 15. Utilizando-se este programa foi calculada a equação da reta média de melhor ajuste, o erro padrão, a faixa de variação para os valores médios (CI), a faixa de variação para os valores individuais (PI) para uma confiabilidade de 95% e o percentual de valores da variável dependente, que é influenciado pela variável independente da reta média de melhor ajuste (r^2). Já para o cálculo dos valores (PI), para uma de confiabilidade de 95% e 68%, foi utilizado o programa PredInt.xls, desenvolvido por McClain (2000) da Cornell University disponibilizado gratuitamente na internet.

Para analisar se os corpos-de-prova (cps) apresentam, entre si, de forma significativa estatística as características de uma população a ser analisada, foi utilizada análise estatística de Tukey, com a chance de erro tipo-1 igual a 0,05, isto é, existe a probabilidade igual a 5% de se dizer que os cps comparados entre si não são da mesma população quando de fato eles são representativos de uma mesma população.

Para a análise da dispersão dos valores para um subgrupo, no caso desta dissertação os módulos de resiliência, as tensões confinantes e de desvios, a dispersão dos valores foram analisados em cima do intervalo de confiança de 95%. Todos os valores fora desta faixa de confiança foram descartados.

1.11.4 **Modelo para o MR do CBUQ e PMQ**

O modelo usado para o módulo de resiliência do CBUQ e do PMQ é o modelo baseado na linearidade elástica do material. Embora seja sabido que o ligante asfáltico tenha comportamento termo-visco-plástico, a maioria dos programas de cálculo de tensões – deformações utiliza por simplificação o modelo elástico linear sendo o ensaio realizado na temperatura de 25ºC, considerada uma temperatura média anual típica.

Foram ensaiados para o CBUQ três corpos-de-provas gerando, no total, nove resultados de M_R tendo em vista que o equipamento utilizado para esta medida (Figura 3.5) está adaptado para gerar três valores de M_R para três níveis de tensão de compressão aplicados. Foi feito o tratamento estatístico dos resultados que resultou nos seguintes valores:

a. $M_{R,\ médio\ (CBUQ)}$ = 10720 MPa.
b. Desvio padrão = 1997 MPa.

É necessário informar que o ligante asfáltico utilizado na preparação dos corpos-de-prova destes ensaios do CBUQ (é a capa no campo) foram feitos com CAP 30-45, teor de ligante de 4,5 % e faixa granulométrica C. Este tipo de ligante mais consistente justifica em parte o alto valor de M_R obtido, embora este valor médio esteja um pouco mais elevado do que os habituais, desde que não se faça o envelhecimento de curto prazo na preparação dos corpos-de-prova. Todos os corpos-de-prova de misturas asfálticas deste estudo foram produzidos em compactador Marshall com 75 golpes. Vale aqui frisar, que talvez o fato de se ensaiar os cps 3 meses após a execução dos mesmos estes tenham sofrido um processo de envelhecimento de forma natural e assim se justificaria os altos valores M_R encontrados nos ensaios.

Para o PMQ foram ensaiados, também, três corpos de provas totalizando nove resultados de M_R. Obtiveram-se os seguintes resultados:

a. $M_{R,\ médio\ (PMQ)}$ = 6755 MPa.
b. Desvio padrão = 1575 MPa.

Foi utilizado 3% de CAP 30/45 enquadrado na Faixa D para execução do PMQ.

1.11.5 **Modelo para fadiga do CBUQ e PMQ**

Para a realização do ensaio de fadiga, inicialmente é necessário se obter a resistência à tração indireta estática (por compressão diametral), RT, para servir de parâmetro na escolha dos níveis de tensão que serão utilizados durante os ciclos de tensão controlada. São aplicados em três corpos-de-prova por nível escolhido, até a ruptura total, que determina o modelo de fadiga a ser empregado no dimensionamento. Em geral são aplicados quatro níveis de tensão, correspondentes a aproximadamente 10, 20, 30 e 40% da RT.

Para o CBUQ obteve-se, para três cps a RT média de 1,70 MPa; para o PMQ 0,40 MPa. A RT do concreto asfáltico está razoavelmente compatível com o M_R médio obtido, mas a RT do PMQ está muito baixa em relação ao M_R e também abaixo do valor mínimo exigido para concreto asfáltico pela ES 031/2006 do DNIT, que é de 0,65 MPa. Pode-se inferir que esta mistura PMQ pode não ter sido bem dosada sob o ponto de vista do balanço flexibilidade–resistência, e poderá não ter uma vida de fadiga adequada para volume de tráfego esperado neste projeto.

Para o cálculo da fadiga das camadas asfálticas, foi utilizado o modelo que leva em consideração a deformação específica de tração (ε_t) versus o número de golpes ou ciclos de carregamento (n).

Para o CBUQ foram ensaiados dez corpos-de-prova (cps) variando o $\Delta\sigma$ (tensão de compressão – tensão de tração) de 0,68 a 3,74 MPa, ou a deformação inicial ε_t de $1{,}59.10^{-5}$ a $8{,}72.10^{-5}$, respecitvamente, para a resistência a tração por compressão diametral de 1,70 MPa.

Foi criado um gráfico log-log em que a variável dependente representa o número de ciclos de carga necessários para que acontecesse a ruptura do corpo-de-prova em função da deformação específica de tração inicial, em cada um dos cps. No caso do CBUQ o

resultado obtido está mostrado na Figura 3.2, com bom ajuste dos pontos experimentais. Este modelo vai ser utilizado no dimensionamento em seguida.

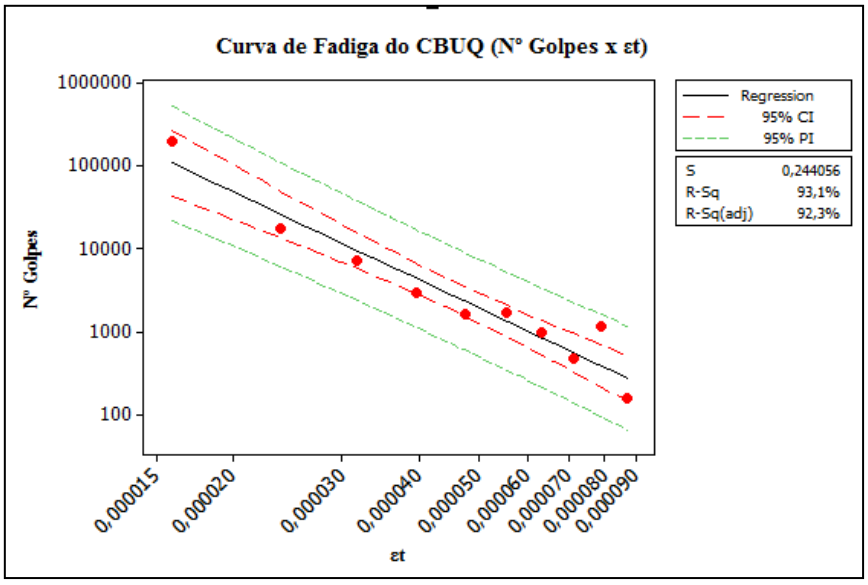


Figura 0.1 Curva da fadiga do CBUQ que leva em consideração o número de golpes versus deformação específica de tração do CBUQ deste estudo

O modelo para fadiga do CBUQ ficou de acordo com as equações seguintes:

$$N = 1{,}4125 \times 10^{-12} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3{,}519} \qquad \text{(3.1), (3.2) e (3.3)}$$

$$6{,}761 \times 10^{-13} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3{,}451} \leq N \leq 2{,}951 \times 10^{-12} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3{,}588} \rightarrow \text{Confiabilidade (conf) 95\%}$$

$$1{,}012 \times 10^{-12} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3{,}487} \leq N \leq 2{,}009 \times 10^{-12} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3{,}551} \rightarrow \text{Confiabilidade de 68\%}$$

Para o PMQ foram ensaiados quatorze CPs variando o $\Delta\sigma$ de 0,16 MPa a 0,88 MPa, ou variando a deformação especifica inicial correspondente de $5{,}90.10^{-6}$ a $3{,}26.10^{-5}$, para resistência à tração por compressão diametral de 0,40 MPa. Os resultados do ensaio estão indicados na Figura 3.2 a seguir.

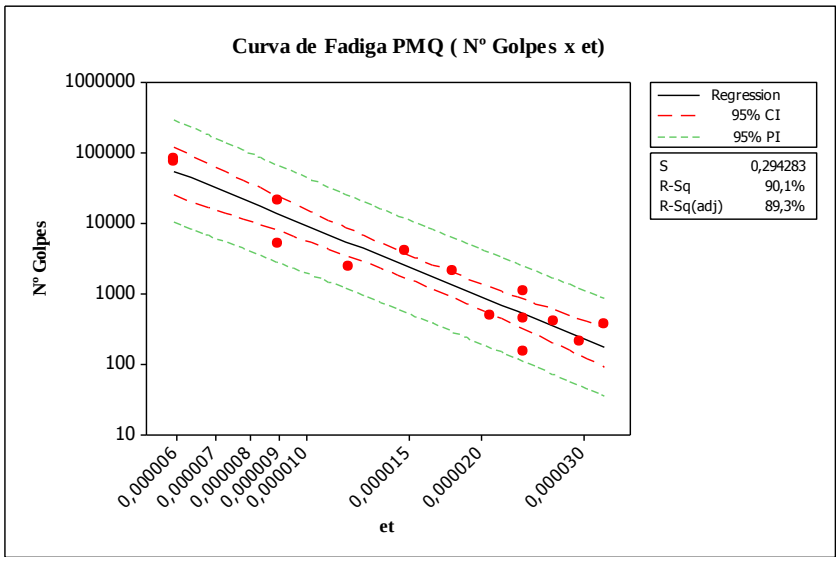


Figura 0.2 Curva da fadiga do PMQ que leva em consideração o número de golpes versus deformação específica de tração

O modelo para fadiga do PMQ ficou de acordo com as equações seguintes:

$$N = 1{,}4453 \times 10^{-13} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3{,}362} \qquad (3.4) \text{ e } (3.5)$$

$$4{,}074 \times 10^{-14} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3{,}334} \leq N \leq 5{,}129 \times 10^{-13} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3{,}390} \rightarrow \text{Confiabilidade de } 95\%$$

1.11.6 **Modelo de deformação permanente para o CBUQ e PMQ**

Não foram realizados ensaios específicos para determinação de modelo de deformação permanente das misturas asfálticas nesta pesquisa. Isto porque não havia disponibilidade de equipamentos nem normas brasileiras específicas para tal realização. Entende-se hoje que a deformação permanente de misturas asfálticas deva ser um critério de DOSAGEM, muito mais do que de dimensionamento. No entanto, como o programa SisPav dispõe de alguns modelos de literatura, optou-se por considerar também este critério no dimensionamento. O modelo escolhido, tanto para o CBUQ quanto para o PMQ, para o cálculo da contribuição da capa e da camada de ligação para a deformação

permanente total do pavimento, ou afundamento de trilha de roda, é o modelo de Uzan (1982) com os valores dos coeficientes sugeridos por Cardoso (1987), que constam da biblioteca de valores sugeridos no programa.

1.11.7 **Modelo do MR para a BGTC e o Cascalho Quartzoso**

O ensaio realizado para os solos foi o triaxial de carga repetida, figura 3.5. O modelo escolhido para o cálculo do MR para a BGTC e para o cascalho quartzoso com cal foi o de HICKS (1970), que expressa o MR em função da tensão confinante σ3.

Para a BGTC foram ensaiados quatro CPs para 7 dias (CP-01 a CP-04) e quatro CPs para 28 dias (CP-05 a CP-08). Para o cascalho foram ensaiados cinco CPs para 7 dias (CP-01 a CP-05) e quatro CPs para 28 dias (CP-06 a CP-09). Para os ensaios da BGTC com idade de 28 dias, primeiramente, foi realizado análise de Tukey e foi constatado que todos os cps são amostras da mesma população com confiabilidade de 95%. Após análise dos cps por Tukey, foram analisadas as dispersões dos valores que foram agrupados por tensão confinante. Apenas um valor, para tensão confinante de 0,021 MPa, foi eliminado pois ficou fora do intervalo de 95% dos valores para esta tensão.

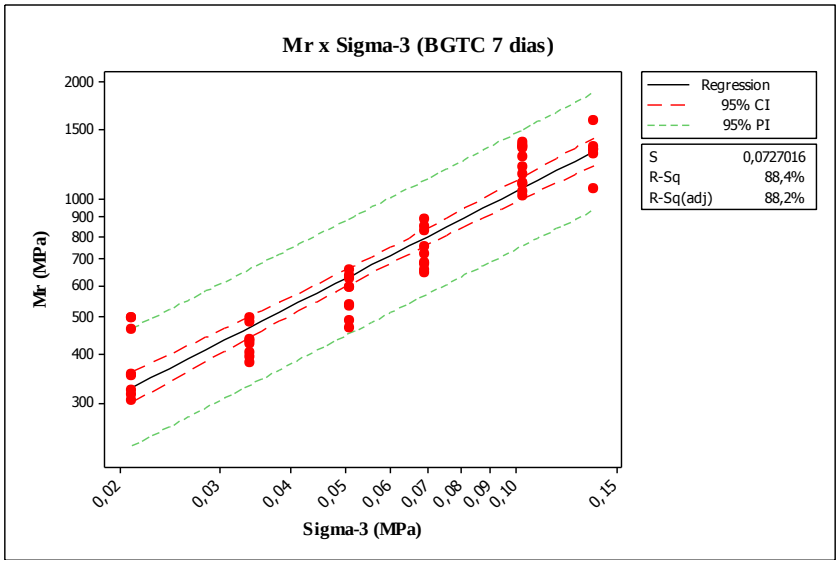


Figura 0.3 Curva do M_R versus Sigma-3 para a BGTC com idade de 7 dias deste estudo

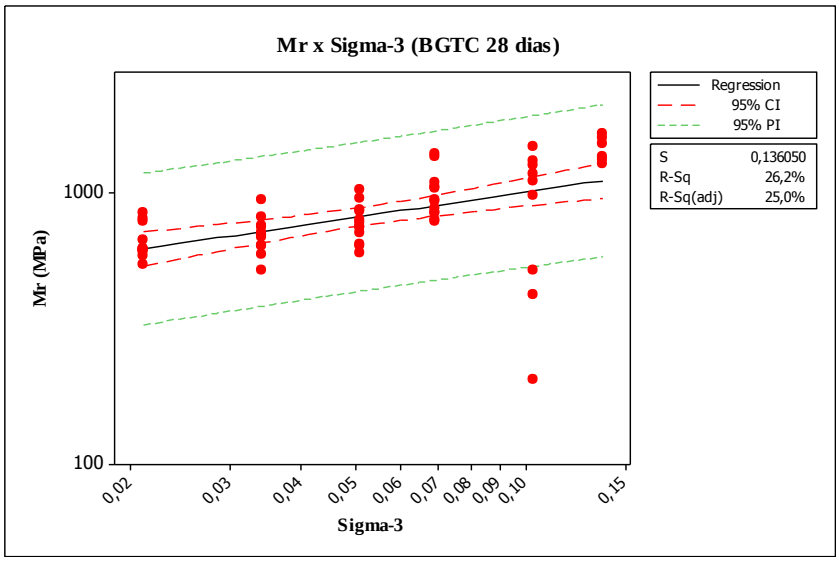


Figura 0.4 Curva do M_R versus Sigma-3 para a BGTC com idade de 28 dias deste estudo

Figura 0.5 Foto da prensa utilizada para os ensaios de fadiga por compressão diametral e da prensa triaxial utilizada nos ensaios de M_R e Deformação Permanente dos solos (DER/MG)

Os modelos para BGTC com 7 e 28 dias ficaram de acordo com as equações seguinte:

$M_R = 5781 \,.\, {\sigma_3}^{0,742}$ → Modelo para 7 dias (3.6), (3.7) e (3.8)

$M_R = 2046 \,.\, {\sigma_3}^{0,309}$ → Modelo para 28 dias → Confiabilidade 50%

$1078 \,.\, \sigma_3{}^{0,307} \leq M_R \leq 3884 \,.\, \sigma_3{}^{0,310}$ → Modelo para 28 dias → Confiabilidade 95%

O r² foi baixo para a BGTC com idade de 28 dias. Isso quer dizer que a variação do sigma-3 só explica nessa idade 26 % da variação do M_R da BGTC. Para idades mais avançadas da BGTC pode ser que ele se torne praticamente linearmente elástico.

Como pode ser visto na Figura 3.6, a linearidade elástica da BGTC com idade de 28 dias é maior do que a linearidade para 7dias e, sendo assim, o material nesta idade é menos dependente da tensão confinante.

Os valores do M_R encontrado para a BGTC foram bem acima de um valor padrão para Brita Graduada (BGS), mas bem abaixo de valores padrões para BGTC. Talvez esse baixo valor do M_R da BGTC ensaiada seja em função do elevado valor de finos que passaram na peneira número 200 prejudicando assim o valor para M_R do material.

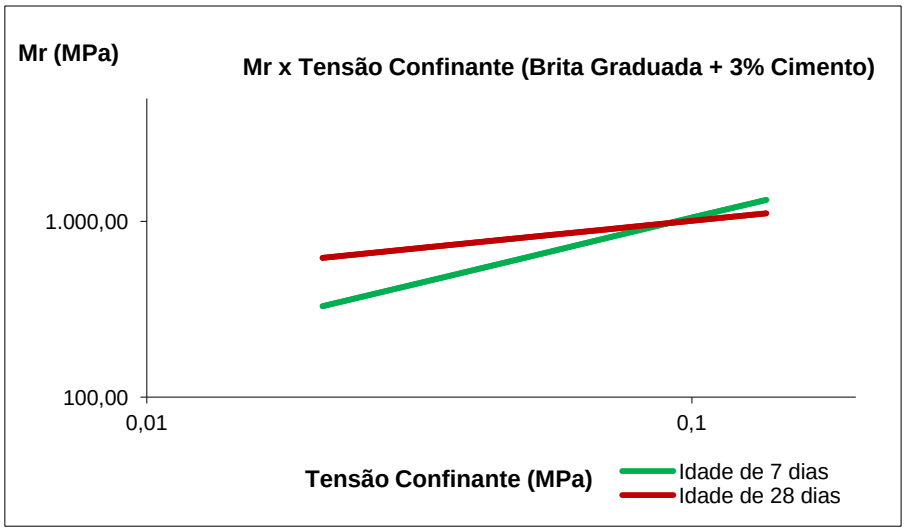


Figura 0.6 Gráfico comparativo das retas para M_R para BGTC com idade de 7 dias versus idade de 28 dias deste estudo

Já os ensaios para o cascalho quartzoso com 3% de cal as curvas para os MR de 7 dias e 18 dias estão apresentadas nas figuras 3.7 e 3.8.

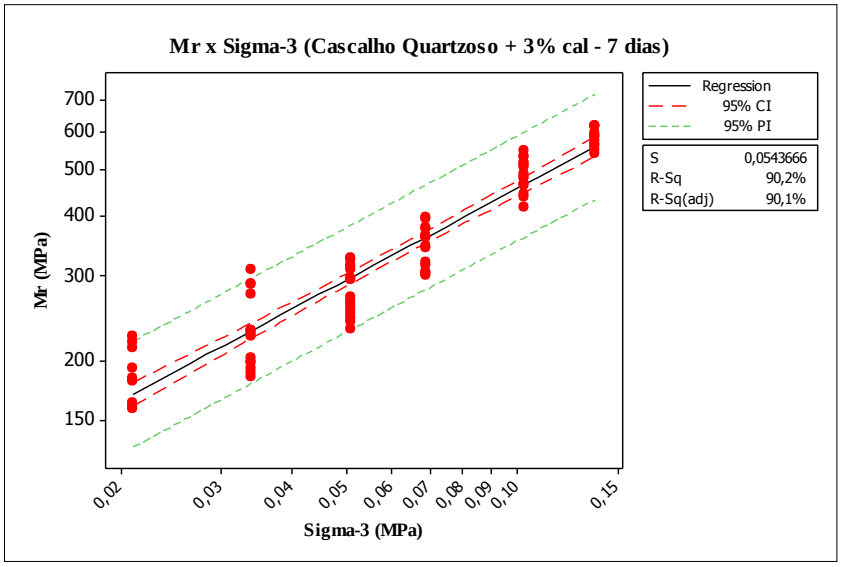


Figura 0.7 Curva do M_R versus Sigma-3 para o cascalho + 3% de cal com idade de 7 dias deste estudo

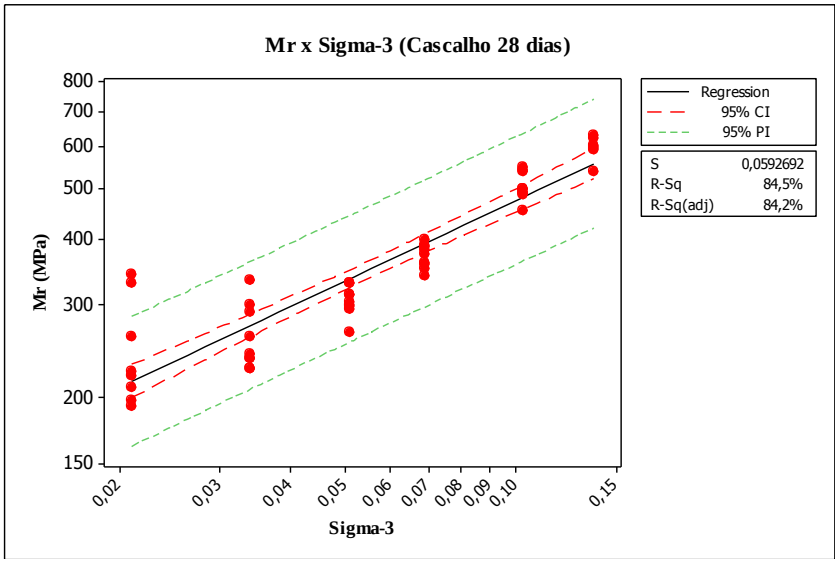


Figura 0.8 Curva do M_R versus Sigma-3 para o cascalho + 3% de cal para idade de 28 dias deste estudo

Os modelos do M_R para o Cascalho com 3% de cal para 7 e 28 dias foram descritos de acordo com as seguintes equações:

$M_R = 1963 \,.\, \sigma_3{}^{0,633}$ → Modelo para 7 dias (3.9), (3.10) e (3.11)

$M_R = 1527 \,.\, \sigma_3{}^{0,508}$ → Modelo para 28 dias → Confiabilidade 50%

$1156 \,.\, \sigma_3{}^{0,508} \leq M_R \leq 2015 \,.\, \sigma_3{}^{0,507}$ → Modelo para 28 dias → Confiabilidade 95%

Executando análise de Tukey, dos quatro cps ensaiados para idade de 28 dias, os CP-01, CP-03 e CP-04 foram considerados da mesma população com confiabilidade de 95%.

Após análise dos cps por Tukey, foram analisadas as dispersões dos valores do M_R que foram agrupados por tensões confinantes. Apenas um valor, para tensão confinante de 0,021 MPa, foi eliminado pois ficou fora do intervalo de 95% dos valores para esta tensão.

Como pode ser visto na Figura 3.9, a linearidade elástica do cascalho quartzoso com idade de 28 dias é maior do que a linearidade para 7dias fazendo com que o material na idade de 28 dias é menos dependente da tensão confinante. O ganho de linearidade elástica para 28 dias do material com cal foi menor do que o ganho do material com cimento.

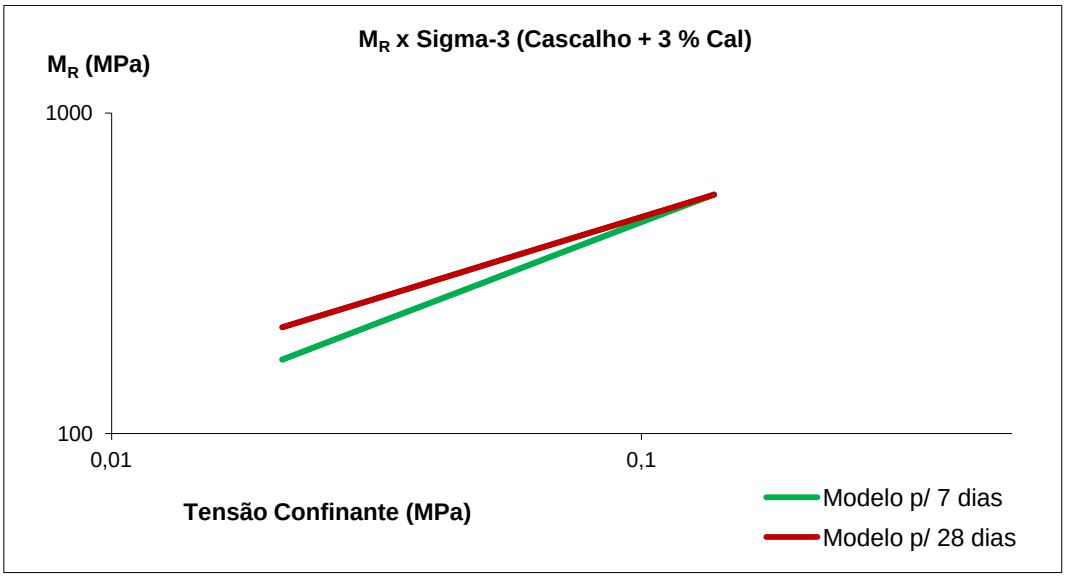


Figura 0.9 Gráfico comparativo das retas para M_R para o cascalho + 3% de cal com idade de 7 dias versus idade de 28 dias, deste estudo

1.11.8 **Modelo de MR para o material argiloso (subleito)**

Os ensaios realizados para o material do subleito foi o triaxial de carga repetida, todos os cps preparados na umidade ótima. O modelo adotado para a descrição do M_R do subleito é do M_R em função da tensão de desvio (σ_d), ambas em escala log. Foram ensaiados onze CPs (CP-01 a CP-11) com a utilização de corpos de prova de dimensão 10x20 (cm).

Executando a análise de Tukey, com uma confiabilidade de 95%, as amostras CP-01, CP-02, CP-03, CP-04, CP-05, CP-06, CP-07, CP-09 e CP-10 foram consideradas como amostras representativas de uma mesma população e as amostras CP-08 e CP-11 foram eliminadas.

Após análise dos CPs por Tukey, foram analisadas as dispersões dos valores do M_R que foram agrupados por tensões confinantes. Foi eliminado 1 valor para a tensão confinante de 0,069 MPa, para 0,137 MPa e dois valores para a tensão confinante de 0,206 MPa pois ficaram fora do intervalo de confiança de 95%, conforme mostrado na figura 3.10

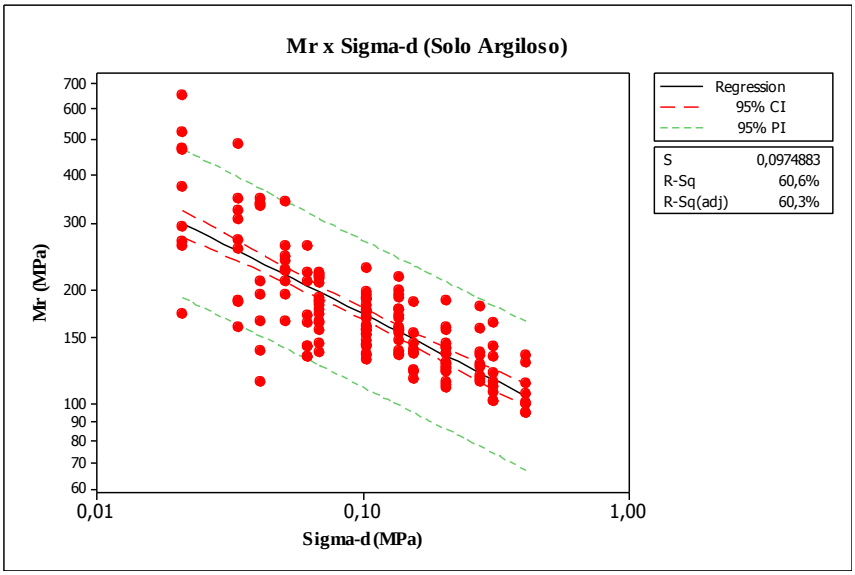


Figura 0.10 Curva do M_R versus Sigma-D para solo argiloso de uma Rodovia de Minas Gerais deste estudo

O modelo do M_R para o solo argiloso ficou de acordo com a equação abaixo:

$$M_R = 77 \cdot \left(\frac{1}{\sigma_d}\right)^{0,352} \rightarrow \text{Confiabilidade de } 50\% \qquad \text{Equações (3.12), (3.13) e (3.14)}$$

$$49 \cdot \left(\frac{1}{\sigma_d}\right)^{0,352} \leq M_R \leq 120 \cdot \left(\frac{1}{\sigma_d}\right)^{0,352} \rightarrow \text{Confiabilidade de } 95\%$$

1.11.9 **Modelo de deformação permanente para o material argiloso (subleito)**

O modelo adotado para a descrição da deformação permanente (ε_p) do solo foi o modelo de Uzan (1982). Foi ensaiado um CP com tensão confinante de 0,07 MPa e tensão desvio igual a 0,07 MPa. A umidade do material ensaiado foi de 28%, a umidade ótima média. O ensaio foi finalizado com 160.000 ciclos. O resultado está indicado na figura 3.11.

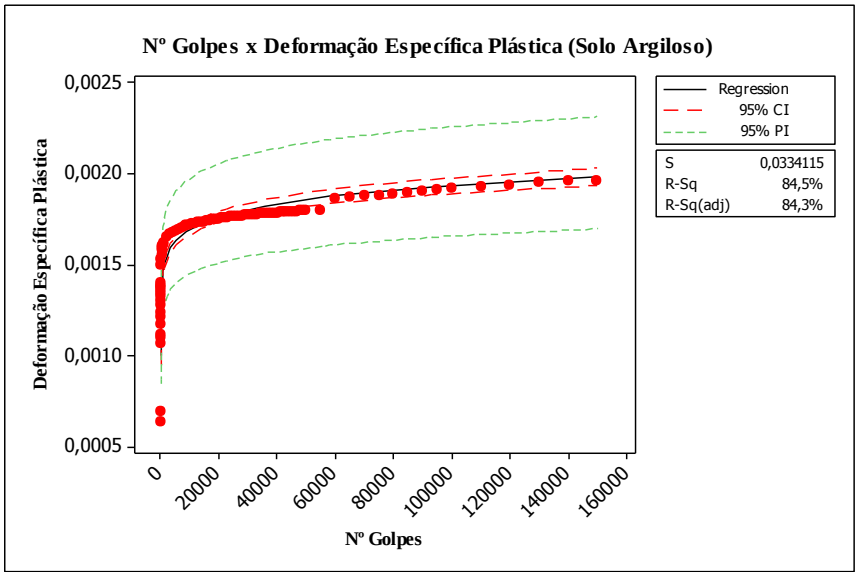


Figura 0.11 Curva da deformação específica plástica do modelo Monismith para se achar o valor A e B deste estudo

O modelo para deformação permanente específica do subleito ficou de acordo com a equação seguinte:

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = 0{,}257 \, . \, N^{0{,}94} \qquad (3.15)$$

1.11.10 **Dimensionamento pelo método ME**

Para o dimensionamento pela metodologia ME foi adotado, além dos modelos estudados e apresentados modelos internos do programa SisPav que são os modelos adotados pelo Método mecanístico - empírico proposto pela COPPE.

Um dos modelos internos é o que descreve a influência do meio ambiente sobre a vida útil de um pavimento. Conforme Medina (1997), ações conjuntas do clima e tráfego constituem os principais fatores que influenciam na vida útil do pavimento. Assim, não se pode desprezar a influência do meio ambiente.

Dos fatores climáticos, pode-se se destacar a temperatura do revestimento asfáltico e a umidade no subleito.

A influência da temperatura foi analisada pelo SisPav em função de modelos de Witczak e Fonseca desenvolvido na tese de Osvaldo Fonseca em 1995, segundo detalhes descritos em Franco (2007). São dois modelos: um estima a temperatura média mensal do pavimento em certa profundidade, em função das temperaturas médias do ar e, outro, estima a variação do módulo de resiliência das camadas asfálticas em função da mudança de viscosidade ao longo do tempo e das variações climáticas do local da obra. Os parâmetros de estimativa da variação do módulo pela viscosidade foram adaptados por Franco para os ligantes asfálticos típicos brasileiros. Pode-se detalhar mês a mês ou intervalos maiores (trimestre, etc) em função da latitude do local considerado, ou seja, em função da variabilidade das normais climatológicas. Este fator considerado na análise da vida útil do pavimento representa a influência do envelhecimento do material asfáltico (oxidação e volatização) sobre o MR. Para estas considerações, o programa SisPav utiliza o método de envelhecimento de Fonseca

(1995), que corrige originalmente o módulo dinâmico. Para usar o módulo de resiliência, parâmetro comumente determinado no Brasil, o programa usa um fator de 1,56 que é sugerido por Tonial (2001).

As influências do grau de umidade nos materiais do pavimento e do subleito sobre o módulo de resiliência será desprezada visto que as umidades dos materiais do pavimento e subleito tendem a permanecerem praticamente em torno das umidades ótimas respectivas, na maioria dos trechos bem construídos e com sistema de drenagem adequado, conforme demonstrado por Medina e Motta (2005).

Além da adoção destes modelos ambientais descritos, foram utilizados outros modelos internos do SisPav, quais sejam: o modelos que descrevem a tensão máxima admissível no topo do subleito e a deflexão máxima admissível no topo do revestimento asfáltico.

A tensão máxima no topo do subleito é estipulada pelo modelo de Heukelom e Klomp (1962) a seguir:

$$\sigma_{adm} = \frac{0{,}006 \,.\, M_R}{1 + 0{,}7 \,.\, \log N} \qquad (3.16)$$

Onde:

σ_{adm} Tensão admissível máxima no topo do subleito (MPa)

M_R Módulo de resiliência no topo do subleito (MPa)

O número N é o número de operações de campo e usualmente adota-se o fator campo/laboratório para esse modelo como 1.

Para deflexão máxima no topo do revestimento asfáltico o programa SisPav utiliza o modelo de Preussler (1983) com fator campo/laboratório igual 100. Este modelo estima a vida útil de um pavimento em função da deflexão no topo do revestimento.

Os modelos que descrevem a deformação permanente dos materiais que compõem as camadas do pavimento utilizado foram o modelo de Uzan (1982) utilizando os

coeficientes experimentais de Cardoso (1987). Para as camadas do CBUQ, PMQ, BGTC e cascalho com cal utilizou-se os coeficientes do modelo sugeridos na biblioteca interna do SisPav. Já para camada de subleito, como geralmente é a que sofre mais deformação plástica, foi utilizado o modelo de Uzan (1982) com os coeficientes obtidos por ensaios realizados nesta dissertação. Foi utilizado um fator campo laboratório igual a 1 para o cálculo da deformação permanente.

O modelo utilizado para o cálculo do nível de fissuração nos revestimentos asfálticos utilizados nos cálculos dos pavimentos é o modelo das equações 3.1 e 3.4 para o CBUQ e PMQ, respectivamente. Conforme indicado em Medina (1997) estabeleceu o Eng Salomão Pinto, em 1991, após observações de 6 anos seguidos em rodovias federais no Estado do Rio de Janeiro, um fator campo laboratório de 10^4 a 10^5 para se atingir 20% de área trincada para a temperatura de referência de 25ºC. Este fator deve ser 10^4 quando se relaciona N a $\Delta\sigma$ e 10^5 quando se relaciona ε_t. Como o SisPav utiliza o fator 10^4 para o fator campo - laboratório, foi mantido nesta dissertação este fator a favor da segurança.

Este fator campo – laboratório (FCL) é um ponto de fundamental importância no dimensionamento ME em qualquer parte. Tenta ajustar a estimativa de vida útil feita pelos ensaios de fadiga em laboratório, com ciclos de carga repetidos com pequeno intervalo de repouso (0,1 s de aplicação de carga e 0,9 de descarregamento), em condições bem severas de solicitação (sempre no mesmo ponto, sem nenhuma variação lateral) ao tráfego real. Por estes e vários outros detalhes acaba gerando curvas bem severas, distantes do desempenho observado no campo. Neste tem-se aleatoriedade das cargas, intervalos entre passagem dos veículos bem diferenciados, variações de temperatura, cargas não concentradas em um único ponto (conceito de cobertura explicado na revisão bibliográfica) e estimativa de FEO para eixo padrão estabelecidos não com base na fadiga, mas sim na deformação permanente ou afundamento de trilha de rodas, já que baseado em tensões cisalhantes em profundidade como visto. Portanto, há que se fazer muitos mais trechos monitorados, regionalizados, para se ter melhores FCL no Brasil. Também o uso de simuladores de tráfego para acelerar as solicitações é um grande aliado (Medina e Motta, 2005). Esta é a parte "empírica" dos métodos ME!

As alternativas de pavimentos que serão calculados pela metodologia ME para comparação com o dimensionamento pelo CBR, são:

- Pavimento TIPO-A: possui as camadas e materiais iguais a do projeto do trecho real estudado, determinada pelo método convencional. A composição do tráfego utilizado para análise deste pavimento levou em consideração o número N de operações do eixo padrão fornecido no projeto. Analisado para confiabilidade de 50%. A variação lateral foi considerada igual a 0 em vista que para se calcular o número N já se considera a variação lateral no valor FEO.
- Pavimento TIPO-B: possui as mesmas camadas e materiais iguais a do projeto. A composição do tráfego utilizada para análise deste pavimento levou em consideração os eixos e as suas cargas separadamente. Os eixos foram o contados pela empresa projetista por 3 dias consecutivos de acordo com as normas atuais. O pavimento será analisado para confiabilidade de 50%. O desvio padrão da variação lateral foi considerado igual a 0,30 m.
- Pavimento TIPO-C: possui as mesmas estruturas das camadas dimensionadas pelo DNER, mas com espessuras diferentes. A composição do tráfego utilizada para análise deste pavimento levou em consideração os eixos e as suas cargas separadamente igual ao pavimento TIPO-B e D. O pavimento será analisado para confiabilidade de 50%. O desvio padrão da variação lateral foi considerado igual a 0,30 m.
- Pavimento TIPO-D: foi dimensionado apenas com os materiais CBUQ, BGTC e Cascalho quartzoso. O PMQ não foi usado na formação da estrutura deste pavimento e nem o cascalho + 3% cal. A composição do tráfego utilizada para análise deste pavimento levou em consideração os eixos e as suas cargas de forma separadamente igual ao pavimento TIPO-B e TIPO-C. O pavimento foi analisado para confiabilidade de 50% e de 95%. O desvio padrão da variação lateral foi considerado igual a 0,30 m. Para o cálculo da confiabilidade foi escolhido utilizar o método de Rosenblueth. Como o SisPav não possui este método internamente, será feito os cálculos de forma manual, isto é, será inserido de forma manual as equações e valores que representam a variação do desvio padrão do parâmetro específico a ser considerado na análise de

confiabilidade. Os parâmetros escolhidos foram: fadiga e resiliência do CBUQ para o ponto 2 (Figura 2.13).

Nas tabelas 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4 estão agrupadas as condições descritas e os parâmetros de entrada necessários para o uso do programa escolhido.

Tabela 0.1 Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-A e TIPO-B com confiabilidade de 50% deste estudo

	Material	Esp. (m)	M_R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ª C. de Reves.	CBUQ	0,06	10720	$1{,}4125.10^{-12}.(1/\varepsilon_t)^{3{,}519}$	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon_r = 0{,}30 . N^{0{,}70}$
2ª C.de Reves.	PMQ	0,08	6755		$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}30 . N^{0{,}70}$
Base	BGTC	0,15	$2049\ \sigma_3^{0{,}308}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15 . N^{0{,}95}$
Sub-base	Cascalho	0,15	$1527\ \sigma_3^{0{,}508}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15 . N^{0{,}95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77\ (1/\sigma_d)^{0{,}352}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)/\varepsilon_r = 0{,}257 . N^{0{,}94}$

Tabela 0.2 Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-C com confiabilidade de 50% deste estudo

ESTRUTURA ANALISADA PELO SISPAV PARA O PAVIMENTO TIPO-C CONFIABILIDADE DE 50%					
	Material	Esp. (m)	M_R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ª C. de Reves.	CBUQ	0,04	10720	$1{,}4125.10^{-12}.(1/\varepsilon_t)^{3{,}519}$	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon_r = 0{,}30 . N^{0{,}70}$
2ª C.de Reves.	PMQ	0,05	6755	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}30 . N^{0{,}70}$
Base	BGTC	0,15	$2049\ \sigma_3^{0{,}308}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15 . N^{0{,}95}$
Sub-base	Cascalho	0,15	$1527\ \sigma_3^{0{,}508}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15 . N^{0{,}95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77\ (1/\sigma_d)^{0{,}352}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)/\varepsilon_r = 0{,}257 . N^{0{,}94}$

Tabela 0.3 Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-D com confiabilidade de 50% deste estudo

	Material	Esp. (m)	M_R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ª C. de Reves.	CBUQ	0,15	10720	$1{,}4125.10^{-12}.(1/\varepsilon_t)^{3{,}519}$	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon_r = 0{,}30 . N^{0{,}70}$
Base	BGTC	0,10	$2049\ \sigma_3^{0{,}308}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15 . N^{0{,}95}$
Sub-base	Cascalho + cal	0,10	$1527\ \sigma_3^{0{,}508}$	N	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15 . N^{0{,}95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77\ (1/\sigma_d)^{0{,}352}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)/\varepsilon_r = 0{,}257 . N^{0{,}94}$

Tabela 0.4 Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-D com confiabilidade de 95%

	Material	Esp. (m)	M_R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ª C. de Reves.	CBUQ	0,15	8723 - 12717	1*	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon_r = 0{,}30 . N^{0{,}70}$
Base	BGTC	0,10	$2049\ \sigma_3^{0{,}309}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15 . N^{0{,}95}$
Sub-base	Cascalho + cal	0,10	$1527\ \sigma_3^{0{,}508}$	N	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15 . N^{0{,}95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77\ (1/\sigma_d)^{0{,}352}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)/\varepsilon_r = 0{,}257 . N^{0{,}94}$

1* A equação utilizada para o cálculo com 1 desvio padrão é a equação 3.3, conforme o método de Rosenblueth.

Para o cálculo do volume de tráfego foi adotado um fator de ajuste de 90% referente a distribuição do tráfego pesado na faixa mais carregada de uma pista dupla conforme a informação da projetista. O projeto foi dimensionado para 10 anos de tráfego com o número N citado de $5{,}8x10^7$ operações do eixo padrão.

Foi verificado que o cálculo do número N de operações do eixo padrão realizado pelo SisPav difere do número N calculado pela projetista. O SisPav, para o mesmo tráfego, calculou o número N de $4{,}41x10^7$ e a projetista calculou o número N é igual a $5{,}8x10^7$.

Então, para homogeneizar os dados para comparações que serão realizadas a seguir, foi também usado o número N calculado pelo SisPav para o dimensionamento do pavimento Tipo-A, que foi definido como Tipo-AJ.

Para o pavimento Tipo-A, AJ, B, C e D foram analisados os dois pontos que são, normalmente, mais solicitados em um pavimento pelas rodas dos veículos, quais sejam: os pontos 1 e 2 da Figura 2.13.

A tabela 3.5 a seguir mostra as cargas que solicitam o pavimento e as suas cargas máximas e mínimas consideradas. A coluna 1 da tabela apresenta o tipo de eixo, a coluna 2 a quantidade de rodas por eixo, a coluna 3 o volume médio diário (VMD) e a coluna 4 a carga por eixo considerada para a obtenção do número N e para o cálculo do pavimento por eixos separadamente.

Tabela 0.5 Composição dos eixos por faixa e suas cargas respectivas deste estudo

COMPOSIÇÃO DOS EIXOS	RODAS (UN)	VMD (POR FAIXA)	PESO (KG)
EIXO SIMPLES (ESRS)	2	1.282	6.300
EIXO SIMPLES DE RODA DUPLA (ESRD)	4	719	10.500
EIXO ESPECIAL (EE)	6	537	14.200
DOIS EIXOS DUPLOS EM TANDEM (ETD)	8	175	17.900
TRÊS EIXOS DUPLOS EM TANDEM (ETT)	12	387	26.800
EIXO SIMPLES (ESRS)	2	622	2.160
EIXO SIMPLES DE RODA DUPLA (ESRD)	4	348	3.600
EIXO ESPECIAL (EE)	6	265	5.900
DOIS EIXOS DUPLOS EM TANDEM (ETD)	8	47	5.900
TRÊS EIXOS DUPLOS EM TANDEM (ETT)	12	103	9.240

A tabela 3.6 a seguir mostra os resultados obtidos na análise do pavimento para os pavimentos diferentes considerados nesta dissertação e para o nível de confiabilidade de 50%. A coluna 1 mostra o ponto em que foi analisado o pavimento (Figura 2.13), a coluna 2 apresenta o pavimento analisado, a coluna 3 apresenta o nível de dano crítico referente a fadiga do revestimento betuminoso da 1ª Camada, isto é, o CBUQ, a coluna

4 demonstra o nível de fadiga do CBUQ ocasionado pela deflexão no topo do revestimento (Preusller, 1983), a coluna 5 mostra a deformação permanente máxima do pavimento e a coluna 6 apresenta o número N estabelecido pelo SisPav.

Como o programa SisPav calcula a fadiga apenas para primeira camada asfáltica, os resultados da tabela 3.6 na coluna "Dano Crítico no Pavimento" representam o nível de dano sofrido pelo revestimento asfáltico da 1ª camada, isto é, o CBUQ.

Tabela 0.6 Resultados dos cálculos executados pelo SisPav para os pavimentos TIPO-A, AJ, B, C e D deste estudo

Ponto Consi.	Pav. Análisado	Dano Crítico no Pavimento (CBUQ) (%)	Dano da Deflexão máxima (%)	Def. Perm. (cm)	Número N Compatível
1	TIPO-A	5,16	0,17	0,09	$5,8 \times 10^7$
	TIPO-AJ	3,91	0,13	0,08	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-B	0,27	0,03	0,22	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-C	25,46	0,37	0,49	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-D	31,61	0,07	0,20	$4,4 \times 10^7$
2	TIPO-A	2,50	0,17	0,04	$5,8 \times 10^7$
	TIPO-AJ	1,89	0,13	0,04	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-B	0,72	0,06	0,32	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-C	68,04	0,78	0,39	$4,4 \times 10^7$
	TIPO-D	80,14	0,30	0,28	$4,4 \times 10^7$

Sobre o danos causados no pavimento (CBUQ) calculado pelo SisPav e demonstrado nas colunas 3 e 4, se deve interpretar os resultados da seguinte forma:

a. O fator campo/laboratório, da fadiga do revestimento betuminoso, considerado no cálculo desta dissertação foi estabelecido por Pinto (1991), e este é referente a fissuração de 20% da área fissurada no pavimento para o final da sua vida útil estabelecida.
b. Um pavimento com 100% de dano no final da sua vida útil quer dizer que possui 20% da sua área fissurada.

c. Um pavimento com 200% de dano no final da sua vida útil possui uma área fissurada de 40% ou metade da vida útil estabelecida.
d. Um pavimento com 50% de dano no final da sua vida útil possui uma área fissurada de 10% ou o dobro da vida útil estabelecida em projeto.

Para se conhecer qual o nível de dano no PMQ, as duas camadas asfálticas dos pavimentos TIPO-A, B e C foram unidas em uma camada asfáltica equivalente. Esta camada equivalente foi calculada considerando a média ponderada dos módulos de resiliência das camadas de CBUQ e PMQ pelas suas espessuras. Estes pavimentos equivalentes foram chamados de pavimentos TIPO-A-2, TIPO-AJ-2, TIPO-B-2 e TIPO-C-2 e as suas estruturas e parâmetros estão descritas nas tabelas 3.7 e 3.8 a seguir.

Já a tabela 3.9 apresenta os resultados obtidos para a coluna "Dano Crítico no Pavimento" em relação a fadiga para o PMQ.

Tabela 0.7 Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-A-2 e TIPO-B-2 com confiabilidade de 50% deste estudo

	Material	Esp. (m)	M_R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ªe 2ª C. de Reves.	CBUQ + PMQ	0,14	8454	$1{,}4453.10^{-13}.\ (1/\varepsilon_t)^{3{,}362}$	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}30\ .\ N^{\ 0{,}70}$
Base	BGTC	0,15	$2049\ \sigma_3^{0{,}308}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15\ .\ N^{\ 0{,}95}$
Sub-base	Cascalho	0,15	$1527\ \sigma_3^{0{,}508}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15\ .\ N^{\ 0{,}95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77\ (1/\sigma_d)^{0{,}352}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)/\varepsilon_r = 0{,}257\ .\ N^{0{,}94}$

Tabela 0.8 Estrutura analisada pelo SisPav para o pavimento TIPO-C-2 com confiabilidade de 50% deste estudo

	Material	Esp. (m)	M_R (MPa)	Fadiga	Def. Permanente
1ªe 2ª C. de Reves.	CBUQ + PMQ	0,09	8517	$1{,}4453.10^{-13}.\ (1/\varepsilon_t)^{3{,}362}$	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}30\ .\ N^{\ 0{,}70}$
Base	BGTC	0,15	$2049\ \sigma_3^{0{,}308}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15\ .\ N^{\ 0{,}95}$
Sub-base	Cascalho	0,15	$1527\ \sigma_3^{0{,}508}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)^*/\varepsilon r = 0{,}15\ .\ N^{\ 0{,}95}$
Subleito	Solo Argiloso		$77\ (1/\sigma_d)^{0{,}352}$	Ñ	$\varepsilon_p(N)/\varepsilon_r = 0{,}257\ .\ N^{0{,}94}$

Tabela 0.9 Resultados calculados pelo SisPav para o pavimento com camada asfáltica equivalente deste estudo

Ponto Considerado	Pav. Analisado	Dano Crítico no Pavimento (PMQ) (%)	Número N Compatível
1	Tipo-A-2	33905	$5{,}8 \times 10^7$
	Tipo-AJ-2	25758	$4{,}4 \times 10^7$
	Tipo-B-2	2267	$4{,}4 \times 10^7$
	Tipo-C-2	4754	$4{,}4 \times 10^7$
2	Tipo-A-2	33002	$5{,}8 \times 10^7$
	Tipo-AJ-2	25073	$4{,}4 \times 10^7$
	Tipo-B-2	5856	$4{,}4 \times 10^7$
	Tipo-C-2	12906	$4{,}4 \times 10^7$

Discussão dos Resultados para Análise de Confiabilidade de 50%

Os pavimentos TIPO-A(2), AJ(2), B(2), C(2) e D mostraram-se adequados nos seguintes itens:

a. Deformação plástica ou permanente total – Afundamento de trilha de roda menor do que o limite admitido de 12,5 mm ou 1,25 cm.
b. Nível de trincamento no CBUQ, referente a deflexão no topo do revestimento, menor que o limite de projeto (100%).
c. Nível de trincamento no CBUQ, referente a deformação específica de tração na fibra inferior, inferior a especificação máxima de projeto (100%).
d. Ruptura plástica no subleito referente às tensões no topo do subleito – não foi atingido o valor limite dado pela expressão de Heukelom e klomp

Já a previsão de fissuração no PMQ, caso toda a camada de revestimento fosse feita com material equivalente, referente a deformação específica de tração na fibra inferior da camada do revestimento, os pavimentos TIPO-A(2), TIPO-B(2) e TIPO-C(2) não se mostraram adequados.

- **Deformação Plástica**

Conforme Franco (2007), "Um aumento no desvio lateral irá resultar em vida de fadiga maior e menor deformação permanente", isto é, a estimativa da deformação permanente para um tráfego distribuído lateralmente, conforme esquema mostrado na Figura 3.23 é sempre menor do que a deformação para um tráfego canalizado. Esta situação não ocorreu nas análises executadas nos pavimentos para fadiga ocorrendo apenas para análise da deformação permanente o que pode ser devido a alguma inconsistência nos cálculos da deformação plástica efetuada pelo programa SisPav.

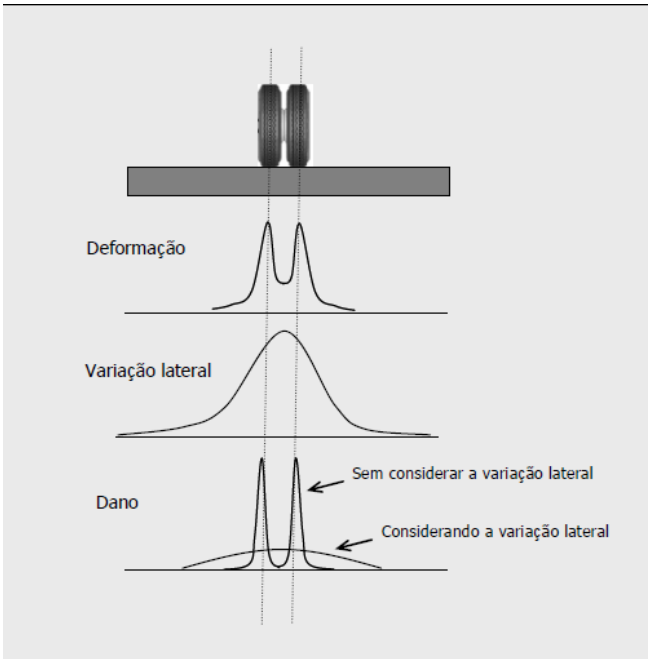


Figura 0.12 Representação esquemática do efeito da variação lateral do tráfego no dano acumulado e na deformação acumulada (Franco, 2007)

Apesar dessas aparentes inconsistências, pode-se afirmar que todos os pavimentos apresentaram uma deformação plástica bem abaixo da deformação plástica máxima estabelecida como critério de projeto. A deformação permanente no pavimento confirma o que já era esperado em função dos materiais apresentarem

uma elevada rigidez e principalmente o subleito apresentar uma rigidez boa na umidade ótima.

Estes resultados confirmam o que Motta (1991) afirmou: que a deformação plástica nos pavimentos brasileiros não é o principal mecanismo de ruptura.

- **Fissuração no CBUQ referente a deflexão na superfície e referente a deformação específica de tração na fibra inferior da camada**

Todos os pavimentos apresentaram uma previsão de trincamento no CBUQ inferior à estabelecida de projeto e assim demonstrando que para estas duas situações o pavimento se apresenta suficientemente robusto e resistente.

- **Tensões no topo do subleito**

As tensões no topo do subleito, para todos os pavimentos simulados, apresentaram-se abaixo dos limites estabelecidos como critério de dimensionamento pela equação de Heukelomp e Klomp (1962). As tensões admissíveis limites, para que se tenha a vida útil mínima do número N igual $5{,}8x10^7$, nos pavimentos TIPO-A, AJ, B, C e D, de acordo com o SisPav, apresentaram-se abaixo dos limites admissíveis de projeto. O SisPav não especifica as tensões máximas admissíveis e quais as tensões encontradas na camada, apenas verifica esta situação e informa se o pavimento cumpre os critérios. Como os materiais utilizados nos revestimentos asfálticos e os alterados quimicamente possuem um alto M_R e o material do subleito apresenta uma capacidade boa de suporte, este critério foi aceito sem mais problema em todas as composições dos pavimentos simuladas.

- **Dimensionamento pelo número N versus o dimensionamento por eixos separadamente**

Os pavimentos TIPO-A, AJ e B tiveram os seus resultados analisados, também, para se verificar qual a diferença em se dimensionar um pavimento utilizando-se o número N e utilizando-se os eixos de forma separada.

Observou-se que todos os pavimentos, que utilizaram o N como modo de dimensionamento, apresentaram resultados bem mais conservadores do que os pavimentos dimensionados por eixos considerados separadamente. O pavimento TIPO-AJ apresentou resultados de danos da ordem de 14 vezes maiores no ponto 1 e da ordem de 2,5 vezes maiores no ponto 2 (Figura- 2.13) do que o pavimento TIPO-B. Isto é conseqüência direta dos FEO adotados na conversão do tráfego real para N. Dependendo da composição do mix de cargas as diferenças poderão ser maiores ou menores.

- **Fissuração no PMQ referente a deformação específica de tração na fibra inferior da camada**

A fissuração no PMQ mostrou ser o ponto fraco dos pavimentos TIPO-A (AJ e B) e do TIPO-C. A utilização de um material de baixa resistência a fadiga e com elevado nível de rigidez, (como comentado no item dos ensaios, M_R alto e RT baixo), transformou-o no grande problema para os pavimentos simulados. Uma camada de pavimento com elevada rigidez tende a "atrair" para si grandes partes das tensões aplicadas no pavimento e estas deverão ser dissipadas ao longo da camada. Assim sendo, o PMQ será uma camada altamente exigida e que, ao mesmo tempo, possui uma baixa resistência a tração e à fadiga, conforme os ensaios anteriores mostraram. Então, a fissuração precoce esperada no PMQ, calculada pelo SisPav, poderá provocar a reflexão das fissuras para o CBUQ e, também, redistribuições das tensões que eram absorvidas pelo PMQ agora deverão ser absorvidas pela BGTC e pelo CBUQ.

A se confirmar no campo esta mesma condição da mistura moldada no laboratório, é provável que esta combinação de materiais não tenha sido boa para o projeto. A tendência hoje é se usar na camada de ligação a melhor mistura asfáltica em relação à fadiga, já que na maioria das vezes as trincas por fadiga começam de baixo para cima. Veja a linha dos franceses de uso de mistura asfáltica de módulo elevado nesta posição do pavimento, como comentado em Bernucci *et al.* (2008).

O pavimento TIPO-D foi projetado para que suportasse todos os requisitos estabelecidos em projeto para confiabilidade de 50%. Para que isso fosse possível, foi eliminado o PMQ em função da sua baixa resistência a fadiga.

Foram executadas algumas simulações no SisPav com a estrutura apresentada da Tabela 3.3 com a camada de 10 cm de cascalho com cal e sem a camada do cascalho. Os resultados executados mostraram que esta camada para o subleito ensaiado não era necessária. Então, para ser mais conservador no dimensionamento do pavimento e a favor da segurança, optou-se por manter a camada de cascalho + 3% de cal no pavimento.

Esta nova estrutura mostrou-se eficiente em todos os critérios para o dimensionamento inclusive para o nível de dano crítico no CBUQ conforme demonstrado na Tabela 3.6.

- **Análise do pavimento TIPO-D com confiabilidade de 95%**

  Apenas o pavimento TIPO-D foi analisado também para uma confiabilidade de 95% além da confiabilidade de 50%. Na tabela 3.10 estão apresentados os resultados obtidos para análise utilizando o método de Rosenblueth. Foram considerados nesta análise apenas a variação do CBUQ e da fadiga do revestimento betuminoso.

  Na análise 1 é utilizada o valor do M_R do CBUQ com – (menos) um desvio padrão. A equação da fadiga utilizada é a equação 3.3 que correspondente a – (menos) um desvio padrão.

  Na análise 2 é utilizada o valor do M_R do CBUQ com – (menos) um desvio padrão. A equação da fadiga utilizada é a equação 3.3 correspondente a + (mais) um desvio padrão.

  Na análise 3 é utilizada o valor do M_R do CBUQ com + (mais) um desvio padrão. A equação da fadiga utilizada é a equação 3.3 correspondente a – (menos) um desvio padrão.

Na análise 4 é utilizada o valor do M_R do CBUQ com + (mais) um desvio padrão. A equação da fadiga utilizada é a equação 3.3 correspondente a + (mais) um desvio padrão.

Tabela 0.10 Resultados calculados pelo SisPav para Confiabilidade de 95% para 4 situações diferentes a serem usadas no método de Rosenblueth deste estudo

Pavimento TIPO-D	Análise 1		Análise 2		Análise 3		Análise 4	
Fator Campo x Laboratório 10^4	CBUQ	Fadiga	CBUQ	Fadiga	CBUQ	Fadiga	CBUQ	Fadiga
	8723 (-)	Eq. 3.3 (-)	8723(-)	Eq. 3.3 (+)	12717 (+)	Eq. 3.3 (-)	12717 (+)	Eq. 3.3 (+)
Dano Crítico (%)	232		63		106		28	
Def. Permanente (cm)	0,28		0,28		0,28		0,28	

Calculando, separadamente, a influência das variações possíveis no M_R e na resistência a fadiga do CBUQ para o desempenho do pavimento TIPO-D, chega-se as seguintes observações:

a. A variação de ± 1 desvio padrão sobre a média do M_R do CBUQ provoca um coeficiente de variação (CV) de 53 % no item "Dano Crítico". A variação de ± 1 desvio padrão sobre a resistência a fadiga do CBUQ (equação 3.3) provoca um CV de 82 % no item "Dano Crítico". Então, este pavimento, sofrerá uma maior influência na sua vida útil em função da variação da sua resistência a fadiga do que a variação do M_R do revestimento.

b. As possíveis variações no M_R e resistência a fadiga do CBUQ em praticamente nada influencia na deformação permanente e na tensão vertical no subleito, pois estes parâmetros são mais influenciados pela espessura da base e sub-base conforme mostra Motta (1991).

Analisando o pavimento de forma global, o valor médio do dano crítico no CBUQ pelo método de Rosenblueth foi igual a 107% com o desvio padrão igual a 89%. O ideal seria que o dano crítico médio se mantivesse perto do valor de 80% que é o dano crítico calculado para a confiabilidade de 50%.

Então, para uma confiabilidade de 95%, o pavimento sofrerá o "Dano Crítico" de no máximo 281%. Isto quer dizer que após 3 anos e 6 meses de operação da via o pavimento apresentará 20% da sua área trincada, e após 10 anos de operação, o pavimento apresentará 56% da sua área trincada.

A grande diferença da vida útil do pavimento encontrada na análise de confiabilidade de 50% para 95% se deve ao alto valor do CV encontrado para o pavimento como um todo (83%).

1.12 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As considerações principais deste capítulo são as seguintes:

a) Os valores do M_R , deformação permanente e resistência a fadiga dos materiais que serão utilizados para o dimensionamento ME devem ser efetivamente ensaiados e não correlacionados com valores pré-estabelecidos.
b) A utilização do número N para o dimensionamento pelo método ME deve ser evitada, pois leva ao dimensionamento mais ou menos conservador, dependente da composição do tráfego. Caso se utilize o número N, para o dimensionamento do pavimento, deve-se usar o valor igual a 0 (zero) para a variação lateral do tráfego, tendo em vista que esta variação já foi considerada no cálculo do fator de carga (FEO ou FC).
c) Todos os pavimentos simulados demonstraram que a deformação permanente não é o ponto crítico do dimensionamento.
d) Pavimentos com a mesma espessura ou com espessuras inferiores podem ser mais eficientes do ponto de vista flexibilidade-resistência em função dos tipos de materiais que se utiliza.
e) Um material mal dimensionado do ponto de vista da flexibilidade-resistência pode comprometer completamente a vida útil de um pavimento.
f) A análise do pavimento pelo método ME, utilizando-se de fatores de confiabilidade, é fundamental para o "bom" dimensionamento.

CONCLUSÕES E SUGESTOES DE PESQUISAS FUTURAS

1.13 CONCLUSÕES

De acordo com os objetivos desta dissertação, foram levantados subsídios teóricos e práticos sobre os métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos novos do DNER e mecanística-empírica. A partir deste conhecimento adquirido, foi realizado um estudo de caso visando discutir o dimensionamento do pavimento em uma rodovia de Minas Gerais, feito pelo método tradicional do DNER e pela aplicação da metodologia mecanística. Foi realizada comparação entre as estruturas obtidas pelas duas metodologias, estabelecendo semelhanças e diferenças. Portanto, conclui-se que, de forma geral, os objetivos principais foram alcançados, demonstrados durante o desenvolvimento desta dissertação.

Como o foco principal deste estudo foi o resgate dos princípios dos dois métodos comparados neste estudo de caso, passa-se a fazer "conclusão menos convencional", apresentando constatações feitas pelo autor sobre as "coerências e dificuldades" dos métodos do DNER e do Método ME, mais especificamente do selecionado para este estudo que é o SisPav.

O método do DNER, desenvolvido pelo Engº Murillo Lopes de Souza, principalmente, em 1966, e atualizado por ele, praticamente, até 1981, como extensamente mostrado, foi baseado nas metodologias da USACE e da AASHTO da época de 1962. A partir destas duas metodologias antecessoras foram coletados princípios e valores que foram empregados no método do DNER. Essa união criou diversas características interessantes, mas, algumas vezes, contraditórias.

O método do DNER está alicerçado no número N de operações do eixo padrão e no CBR do material. Para se obter o número N, o volume do tráfego é ponderado por 3 fatores: FC, FE e FR.

O FC é baseado no dano que o eixo do veículo provoca no pavimento e na variação lateral do veículo. A variável utilizada para descrever o dano no pavimento foi a deflexão do mesmo sendo que esta não é a origem de todas as possibilidades de danos no pavimento. Mas, mesmo se a estrutura do pavimento sofresse apenas influência da deflexão, o valor determinado para o dano ainda assim seria questionável, pois a deflexão varia em função da profundidade, o que não foi considerado.

Mesmo que se use a razão entre os eixos para que se mantenha, razoavelmente, constante o valor em função da profundidade, como foi recomendado por Turnbull *et al.* (1962), observou-se, nessa dissertação que o valor dessa variação algumas vezes ultrapassa 10% dependendo da profundidade e dos eixos que se está analisando. A variação na faixa de 10%, para o alto volume de tráfego da atualidade, pode levar a análises equivocadas e, conseqüentemente, a escolhas não adequadas para a estrutura do pavimento.

Outro ponto importante sobre o estudo dos danos causados pelos diversos tipos de eixos é o método que se utilizou para o cálculo das deflexões. Na época do desenvolvimento da metodologia CBR, devido às dificuldades tecnológicas de se calcular as tensões e deformações em um pavimento de múltiplas camadas, foi utilizado o método de Boussinesq. Este método considera o pavimento como uma estrutura de apenas uma camada, linearmente elástica, homogênea e isotrópica. Este tipo de estrutura, sabe-se hoje, está bem aquém da realidade.

Quanto à influência da variação lateral do veículo ou o conceito de operação/cobertura (O/C), estudado por décadas pelos engenheiros da USACE, o método de cálculo deveria sofrer modificações, segundo os próprios autores, para descrever com mais exatidão a sua influência sobre o fator FEO (ou FC, como foi chamado no método brasileiro).

O conceito de O/C no caso era o número de vezes que o pneu passa, ao menos, mais da metade da sua largura fora da faixa mais solicitada, até passar, ao menos, mais da metade da sua largura dentro da faixa mais solicitada. Então, para o eixo padrão, o número de O/C é 2,64 vezes, isto é, o pneu do eixo padrão passou 1,64 passagens fora da faixa mais solicitada para, posteriormente, ter passado pelo menos mais da sua metade dentro da faixa mais solicitada. Este conceito iguala, equivocadamente, os efeitos sobre o pavimento ocasionados pelos pneus que passam com o seu eixo dentro da faixa, mas em pontos diferenciados. Os engenheiros da USACE, baseando-se em observações realizadas nos aeródromos, estipularam que a variação lateral dos veículos rodoviários segue uma distribuição normal.

Nesta dissertação observou-se que a variação lateral dos veículos é bem mais complexa do que foi considerada, pois as estradas atualmente apresentam várias faixas de tráfego, com larguras variáveis, com terceiras faixas para veículos lentos e os veículos que trafegam na via tendem a se comportarem de maneira diferenciada nas tangentes e nas curvas. As configurações de eixos também mudaram bastante, além dos formatos e larguras dos pneus, da pressão de inflação, do surgimento do pneu extra-largo, etc. Estes fatores influenciam o FC, e são de extrema importância na vida útil dos pavimentos. No entanto, até os dias atuais, este fator não passou por atualizações no método do DNER. A criação do FC para eixo triplo feita pelo Murillo Lopes de Souza na versão de 1981 baseou-se em fatores criados de forma arbitrária.

Na metodologia mecanística–empírica podem ser analisados e computados de forma individual e acumulativa cada uma das configurações de eixos dispensando o conceito de eixo padrão e conversão em número N. Isto leva a uma análise de danos na estrutura do pavimento muito mais realista do que no método do DNER. Porém, em relação ao fator de variação lateral do tráfego, o método ME utilizado nesta pesquisa, ainda carece de um modelo descritivo da oscilação lateral de forma mais condizente com o comportamento dos veículos pesados nas rodovias modernas.

O fator regional, FR, foi criado pelo Eng. Murillo Lopez de Souza inspirado no conceito de efeito do clima original da metodologia da AASTHO na versão de 1962. Este fator original considera a influência ambiental sobre o desempenho estrutural do pavimento e

foi desenvolvido através das experiências dos departamentos de estradas americanos. Na versão brasileira foi correlacionado com a pluviometria do local da obra. No entanto, o próprio Eng. Murillo dizia ser redundância seu emprego tendo em vista que no método de ensaio do CBR já se usa deixar o corpo-de-prova embebido por quatro dias.

O fator de eixo, FE, é original do método do Murillo Lopes de Souza e do DNER. Como já foi escrito anteriormente, ele é inexistente nas metodologias da AASHTO e da USACE e serve para determinar de forma percentual e ponderada os tipos de eixos que trafegam na rodovia. O Eng. Murillo se vê obrigado a utilizar este fator visto que na equação 2.39 do número N, adotado por ele, utiliza-se o número de veículos e não o número eixos como o método de Turbull *et al.* (1962) demonstrado na equação 2.31. Soares e Motta (2000), de forma clara, esclarecem como se deve aplicar o fator FE.

Outro ponto importante que deve ser aqui destacado além dos fatores FC, FR e FE são as curvas de dimensionamento do pavimento contidas no ábaco do DNER. Apesar dos seus princípios terem sido baseados inteiramente nas curvas para o dimensionamento do ábaco proposto por Turnbull *et al.* (1962), as curvas do ábaco do DNER são as vezes mais conservadoras e outras vezes menos conservadoras dependendo do contexto de análise do pavimento. Por que o grande engenheiro Murillo adotou curvas diferenciadas das curvas americanas, talvez somente ele poderia responder?

A Metodologia mecanística-empírica é alicerçada na teoria da elasticidade de múltiplas camadas e nos modelos empíricos que são utilizados para se computar a fadiga e a deformação permanente dos materiais. Pode ser considerada uma metodologia aberta, que pode ser desenvolvida por várias pessoas, ao mesmo tempo, com o intercâmbio de conhecimento entre elas. Uma metodologia com esta dinâmica tende, com o passar do tempo, a superar quaisquer dificuldades apesar de, muitas vezes, estas parecerem intransponíveis. Uma das dificuldades a serem superadas atualmente é o fator campo/laboratório. Muitos estudos científicos estão sendo realizados com o intuito de se obter respostas para esta questão.

O método do DNER fornece números absolutos que levam a falsa idéia de uma verdade incontestável. A Metodologia mecanística-empírica apresenta parâmetros estatísticos

que podem levar a uma falsa idéia de uma incerteza sobre a descrição da realidade. Além disso, a ME exige, muitas vezes, dos engenheiros um pensamento mais analítico e crítico da situação em que uma rodovia será projetada e conhecimento mais aprofundado dos materiais e das interações entre eles: o que é dado pelo foco no sistema em camadas que modela o pavimento.

Assim, o autor da presente pesquisa fecha suas conclusões com as seguintes observações:

A Metodologia mecanística-empírica, apesar de já ter um tempo razoável de desenvolvimento, vem sendo pouco utilizada nos meio técnico rodoviário nacional. Abandonar um velho modelo por um modelo novo é extremamente difícil para a mente humana que prefere permanecer perto do conhecido, apesar deste já não descrever a realidade satisfatoriamente. É difícil trilhar-se pelo "desconhecido" mesmo que este seja extremamente promissor.

No início do século XX, a humanidade vivenciou essa situação quando, duas novas teorias revolucionárias sacudiram o meio científico da época, quais sejam: a Teoria da Relatividade e a Mecânica Quântica. Estas duas teorias vieram a substituir a então consagrada Física Clássica Newtoniana. Com a aceitação destas duas novas teorias, a humanidade desenvolveu a energia nuclear em função da primeira e os equipamentos eletro-eletrônicos em função da segunda.

Guardando as devidas proporções, quem sabe a ME, após um tempo necessário de utilização e maturação comum a qualquer idéia nova, forneça soluções que ainda não são aplicadas pela comunidade rodoviária?

Os engenheiros e pesquisadores rodoviários devem se alimentar nas palavras de Tornai (Sec. XII) que afirmava: "*Jamais encontraremos a verdade, se nos contentarmos com que já foi descoberto. Aqueles que escreveram antes de nós não são senhores, mas guias. A verdade está aberta a todos, ela não foi ainda possuída integralmente*".

1.14 SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

- Estudo da oscilação lateral para cada tipo de veículos e os diversos fatores que a influencia tais como: velocidade da via, número de faixas da via, ponto em tangente, ponto final das curvas, ponto inicial das curvas, rampas ascendentes, rampas descendentes etc.
- Estudo da influência da frenagem e aceleração no comportamento funcional e estrutural do pavimento, principalmente, nas rampas descendentes e ascendentes respectivamente,.
- Criação de uma sub-rotina no programa SisPav para considerar a fissuração em mais de uma camada asfáltica bem como a utilização de modelos diferentes para cada camada asfáltica considerada.
- Criação de uma sub-rotina no programa SisPav para que se possa calcular de forma separadamente as oscilações laterais diferenciadas entre os diversos eixos existentes.
- Criação de uma sub-rotina para que ao se calcular o pavimento pelo programa SisPav este apresente as tensões, deformações e M_R nos pontos principais do pavimento.
- Criação de uma sub-rotina no SisPav para que se possa utilizar o método Rosenblueth para análise com confiabilidade.
- Estudo do Fator Campo/Laboratório em relação a fissuração no revestimento asfáltico.
- Análise da reflexão das trincas de um revestimento betuminoso já trincado para um revestimento betuminoso são.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHIVIN, R. G.; HALL, J. W.; Jr. *Origin of developments for structural of design pavements***.** Washington: Department of the army, dec. 1991.

AHIVIN, R. G.; HALL, J. W.; Jr. *Reanalysis of multiple-wheel landing gear traffic teste.* Washington: Department of the army, set. 1992.

AHLVIN, R. G.; BROWN, D. N. *Stress repetitions in pavement design*. 1965.

ALI, O. *Evaluation of the Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (NCHRP 1-37A).* Canada: Institute for research in construction, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO – ABPv. *Estudos das propriedades Elásticas dos solos e do dimensionamento de pavimentos, de acordo com a teoria da elasticidade:* boletim técnico 14. Rio de Janeiro: Abravapi, 1995. 66 p.

BALDO, J. T. *Pavimentação asfáltica:* materiais, projetos e restauração. São Paulo: OFICINA DE TEXTOS, 2007.

BENEVIDES, S.A.S. *Análise comparativa dos métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos: empírico do DNER.* 2000. 176 p. Tese (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

BERNUCCI, L. B.; et al. *Pavimentação asfáltica:* formação básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2006.

BERNUCCI, L. B. et al. Estudos para a formulação de CBUQ considerando a deformação permanente para as rodovias da rede DERSA . In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30., 1996, Salvador, **Anais.** Salvador: FINEP, 1996. p. 18-34

BEZERRA, R. S. B. *Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS).* 2004. 189 p. Tese (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo.

BOYD, FOSTES. Design Curves for Very Heavy Multiple Whell Assemblies. ASCE Transactions 115**.** 1950.

BROWN, D. N.; THOMPSON, O.O. *Lateral Distribution of aircraft traffic.* Vicksburg: U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, 1973.

CARVALHO, M.V.G.S.A. *Uma análise critica de alguns processos empíricos de dimensionamento de pavimentos flexíveis.* 1999. 132 p. Tese (Mestrado em Concentração de Transportes) – Universidade Estadual de Campinas. Campinas.

CHOU, Y. T. *A Computer Program for Evaluation and Overlay Design of Roads, Streets, and Open Storage Areas Using Nondestructive Testing and Elastic Layered Method-WESROAD.* Vicksburg : U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, 1994.

CHOU, Y. T. *Development of failure criteria of flexible pavement thickness requirements for military roads and streets, elastic layered method***.** Vicksburg: U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, 1992.

COMPARATO, F. K. *Ética: direito, moral e religião no mundo moderno.* São Paulo: Companhia das Letras, 2006.

CORRERO, J. Pavement Lessons Learned from the AASHO Road Test and Performance of the Interstate Highway System. *Transportation Research Circular*. Washington, n.E-C118, jul. 2007. Disponível em: <http://www.TRB.org>. Acesso em: 23 maio 2011.

DNER. *Manual de implantação básica*. Ministério dos Transportes. Dep. Nacional de Estradas de Rodagem. 1996.

DNER. *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. Ministério dos Transportes. Dep. Nacional de Estradas de Rodagem. 1981.

DNIT. *Manual de pavimentação*. Publicação IPR-697. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. 2006.

DNIT. *Manual de pavimentação*. Publicação IPR-719. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. 1996.

DRAKOS, C. Pavement Lessons Learned from the AASHO Road Test and Performance of the Interstate Highway System. *Transportation Research Circular*, Washington, n.E-C118, jul. 2007. Disponível em: <http://www.TRB.org>. Acesso em: 23 maio 2011.

ESSE, V. *Análise Crítica de Modelos Mecanístico-Empíricos para Previsão de Desempenho de Pavimentos Flexíveis com Base no FHWA-LTPP DATAPAVE 2.0*. 2004. 291 p. Tese (Mestrado em Ciências na Área de Infra-Estrutura Aeronáutica) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica - São José dos Campos, São Paulo.

FERREIRA, J.G.H.M., *Elaboração e análise de base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ*, 2002, 130p. Tese (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

FOSTER. Design Curves for Single Whell Loads. ASCE Transactions 115. 1950.

FRANCO, F.A.C.P., Método de Dimensionamento Mecanístico-Empírico de Pavimentos Asfálticos - SISPAV, 2007, 294p. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

GUIMARÃES, A.C.R., Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis, 2001, 280p. Tese (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ

GUIMARÃES, A.C.R., Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos, 2009, 353p. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro., COPPE/UFRJ

GRAY, D. H.; CREECH D. E. *Aircraft ground flotation analysis procedures-paved airfields.* OHIO: Deputy for engineering aeronautical systems division air force systems command wright-patterson air force base, 1971.

GRIFFITH; MARIETTA, G.A. *Whell Load Tests,* ASCE *Transactions* 115, 1950.

GSL. Disponível em: <http//gsl.erdc.usace.army.mil /gl-history>. Acesso em: 17 ago 2011.

KERSTEN et al. Dicussion (Symposium). ASCE Transactions 115. 1950.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. *Mecânica dos pavimentos*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2005.

MEDINA, J. *Mecânica dos pavimentos*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997.

MIDDLEBROOKS, T.A; BERTRAM, G.E. *Adaptation to the Design of Airfield Pavements.* ASCE Transactions 115. 1950. p. 468-71.

MONISMITH, C. L. *Evolution of long-lasting Asphalt Pavement Design methodology: A perspective.* Alabama: Auburn University. 2004.

MOTTA, L. M. G. *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas.* 1991. 366p. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MOTTA, L. M. G.; SOARES, J.B. *Considerações sobre a determinação do fator de veículo no cálculo do número N.* 2001. 13p. - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MRR. Disponível: <http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/apt/data/gs01-02.pdf>. Acesso em: 17 ago 2011.

NORTHSTARGALLERY. Disponível em: < http://northstargallery.com/aircraft/ b17/ historicalphoto / 06.htm>. Acesso em: 27 ago 2011.

PAVEMENTINTERACTIVE. Disponível em: <http://pavementinteractive.org/ index.php?title = pavement _ history>. Acesso em: 17 ago 2011.

PINTO, S., Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos, 1991, Tese (Doutorado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

PINTO, C. S.; GOBARA, W. Análise das tensões e deformações nos revestimentos de pavimentos flexíveis. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 22., 1987, Maceió, **Anais.** Maceió: GRAFITEX, 1987. p. 603-630

PORTER. *Test Section nº 1*, Stockton Field. California. ASCE Transactions 115. 1950.

RAMOS, C.R., Estudo para o desenvolvimento de um catálogo de pavimentos flexíveis do município do RJ, 2003 Tese (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

REDUS. Other Accelerated Traffic Tests. ASCE Transactions 115 1950.

SCHWARTZ, C. W.; CARVALHO, R. L. *Evaluation of mechanistic-empirical design procedure.* Departament of Civil Environmental Engineering the University of Maryland. 2007.

SMITH, D. M. *Effects of variable tire pressure on road surfacing*. Vicksburg: U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, 1993.

SPIEGEL, M. R. *Estatística*. Rio de Janeiro: AO LIVRO TÉCNICO S.A, 1967.

SOUZA, M. L. *Método de projeto de pavimentos flexíveis* DNER. - 1966. 25p.

SOUZA, M. L. *Método de projeto de pavimentos flexíveis* DNER. - 1961. 26p.

TRAINING.CE. Disponível em: <http://training.ce. washington .edu /wsdot/modules / 06 _ structural _design / aasho_road_test.htm>. Acesso em: 28 ago 2011.

TURNBULL, W. J.; FOSTER, C. R.; AHLVIN, R. G. *Design of flexible pavements considering mixed loads and traffic volume***.** 1962.

TURNBULL, W. J.; FOSTER, C. R.; AHLVIN, R. G. *Mathematical expression of the CBR relations*: Waterways Experiment Station, Corps of Engineers: U.S. Army, 1956.

TURNBULL, W. J.; *et al. DESIGN of flexible airfield pavements for multiple-wheel landing gear assemblies*. Vicksburg: U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, 1952.

VEDROS, P. J. *Conditions surveys of pavements subjected to channelized traffic march air force base Riverside, California***.** Vicksburg : U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, 1958.

VIALI, L. *Série Estatística Básica*: Texto IV: Testes de Hipóteses. Disponível em:< http://www.mat.pucrs.br/~lori/>. Acesso em: 23 mar. 2011.

YODER E. J.; WITCZAK M. W. *Principles of pavement design*. New York: John Wiley & SONS, INC., 1975.

WILLIAM et al. *Accepted Procedure for the CBR Test*. ASCE Transactions 115. 1950.

YOU TUBE. Disponível em: <http: //www.youtube.com/watch?v=vl5zfivosik>. Acesso em: 27 ago 2011.

YOU TUBE. Disponível em: <http://www.youtube.com/watch?v=q3ag-jsjoya>. Acesso em: 17 ago 2011.

ZANIEWSKI, J. Unified Methodology for Airport Pavement Analysis and Design**,** *Research and Development Service***,** Washington, jun. 1991.

ANEXO A

Resultados dos Ensaios

ITEM A.1 - Quadro resumo dos ensaios do subleito

ITEM A.2 - Valores médios dos resultados e faixa granulométrica média do subleito

ITEM A.3 - Quadro resumo dos ensaios da sub-base

ITEM A.4 - Valores médios dos resultados e faixa granulométrica média da sub-base

ITEM A.5 - Quadro resumo dos ensaios da base

ITEM A.6 - Valores médios dos resultados e faixa granulométrica média da base

ITEM A.7 - Quadro resumo dos ensaios do CBUQ e sua faixa granulométrica

ITEM A.8 - Quadro resumo dos ensaios do PMQ e sua faixa granulométirca

ITEM A. 1 Quadro resumo dos ensaios do subleito

QUADRO DE RESUMO DE ENSAIOS

RODOVIA : MINAS GERAIS						TRECHO :												OCORRÊNCIA :			SUBLEITO				
ESTACA	POSIÇÃO	PROFUN.		L.L.	I.P.	GRANULOMETRIA												I.G	H.R.B	E.A	COMPACTAÇÃO			C . B. R.	
		DE	A			2"	1 1/2	1"	3/4	3/8	Nº 4	Nº 10	Nº 16	Nº 30	Nº 40	Nº 50	Nº 100	Nº 200				Nº	Hot	D MAX	EXP	ISC
																					Golp.	%	Kg/m³	%	%
Amostra -01	BD	-	-	61,7	24,7	100	-	100	-	100	99,9	99,6	-	-	99,3	-	-	98,3	20	A-7-5	-	20	27,3	1491	0,26	19,9
Amostra-02	BD	-	-	69,2	31,9	100	-	100	-	99,8	99,7	99,5	-	-	99	-	-	98,2	20	A-7-5	-	20	27,7	1436	0,3	21,0
Amostra-03	BD	-	-	58,7	21,3	100	-	100	-	99,6	97,4	96,6	-	-	93,7	-	-	91,4	20	A-7-5	-	20	28,3	1502	0,4	22,0
Amostra-04	BD	-	-	60	18,3	100	-	100	-	100	100	99,7	-	-	97,2	-	-	95,6	20	A-7-5	-	20	27,9	1488	0,15	20,5
Amostra-05	BD	-	-	61	23,3	100	-	100	-	100	100	99,2	-	-	98,2	-	-	97,3	20	A-7-5	-	20	29,5	1475	-0,07	15,0

ITEM A. 2 Valores médios dos resultados e faixa granulométrica média do subleito

RODOVIA: MINAS GERAIS

TRECHO:

ESTUDO: ANÁLISES CARACTERÍSTICAS DO SUBLEITO

PROCTOR INTERNORMAL

PARÂMETROS	N	$\overline{X}$	S	K	a	$\overline{X}$ + K.S	$\overline{X}$ - K.S
LL	5	62,12	4,12				
IP	5	23,9	5,08				
2"	5	100	0				
1"	5	100	0				
3/8	5	99,88	0,18				
Nº 4	5	99,4	1,12				
Nº 10	5	98,92	1,31				
Nº 40	5	97,48	2,26				
Nº 200	5	96,16	2,87				
IG							
H.B.R							
H. Ót.	5	28,14	0,84				
D. Máx.	5	1478	26				
Expansão	5	0,208	0,179				
I.S.C.	5	19,68	2,73				

PENEIRAS (Polegadas)	CURVA GRANULOMÉTRICA SUBLEITO 0 A 370
2"	100,00
1"	100,00
3/8	99,88
Nº 4	99,40
Nº 10	98,92
Nº 40	97,48
Nº 200	96,16

ITEM A. 3 Quadro resumo dos ensaios da sub-base

QUADRO DE RESUMO DE ENSAIOS

RODOVIA : MINAS GERAIS						TRECHO :													OCORRÊNCIA :			SUB-BASE				
ESTACA	POSI-ÇÃO	PROFUN.		L.L.	I.P.	GRANULOMETRIA													I.G	H.R.B	E.A	COMPACTAÇÃO			C . B. R.	
		DE	A			2"	1 1/2	1"	3/4	3/8	Nº 4	Nº 10	Nº 16	Nº 30	Nº 40	Nº 50	Nº 100	Nº 200				Nº	Hot	D MAX	EXP	ISC
																						Golp.	%	Kg/m³	%	%
Amostra -01		-	-	40,7	10,3	100	-	100	-	90,9	64,2	40	-	-	27,9	-	-	22,9	2	A-2-7	-	44	9,6	2035	-0,01	260,0
Amostra-02		-	-	44,5	11,4	100	-	100	-	86,8	66,8	43,4	-	-	34	-	-	29,2	8	-	-	44	11,0	2017	-0,02	102,0
Amostra-03		-	-	41,3	9,4	100	-	100	-	89,3	65,5	41,5	-	-	31,1	-	-	25,7	0	A-2-5	-	44	10,6	1959	0	164,0

ITEM A. 4 Valores médios dos resultados e faixa granulométrica média da sub-base

RODOVIA: MINAS GERAIS

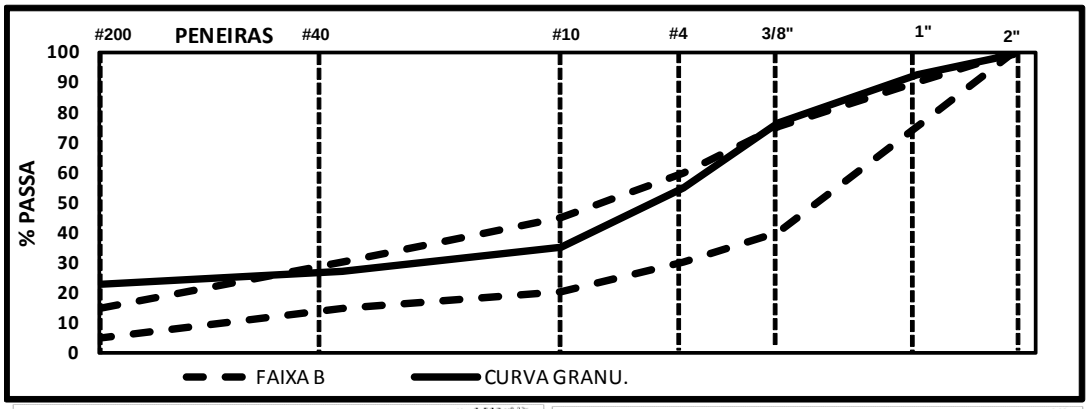
TRECHO:

ESTUDO: ANÁLISES CARACTERÍSTICAS DA SUB-BASE

PROCTOR INTERMODIFICADO

PARÂMETROS	N	$\overline{X}$	S	K	α	$\overline{X}$ + k.S	$\overline{X}$ - k.S
LL	3	42,17	2,04				
IP	3	10,37	1				
2"	3	99	2				
1"	3	92,5	6,7				
3/8	3	76,2	12,0				
Nº 4	3	54,7	10,2				
Nº 10	3	35,3	7,0				
Nº 40	3	26,8	5,7				
Nº 200	3	22,9	4,7				
IG							
H.B.R							
H. Ót.	3	10,4	0,72				
D. Máx.	3	2004	40				
Expansão	3	-0,01	0,01				
I.S.C.	3	175,67	79,54				

PENEIRAS (Polegadas)	CURVA GRANU.	FAIXA B	
		Mínimo	Máximo
2"	99,03	100	100
1"	92,53	75	90
3/8	76,17	40	75
Nº 4	54,73	30	60
Nº 10	35,30	20	45
Nº 40	26,77	15	30
Nº 200	22,87	5	15



ITEM A. 5 Quadro resumo dos ensaios da base

QUADRO DE RESUMO DE ENSAIOS

RODOVIA :						**TRECHO :**												**OCORRÊNCIA :**	**BASE**							
ESTACA	**POSI-ÇÃO**	**PROFUN.**		**L.L.**	**I.P.**	**GRANULOMETRIA**												**I.G**	**H.R.B**	**E.A**	**COMPACTAÇÃO**			**C . B. R.**	
		DE	**A**			**2"**	**1 1/2**	**1"**	**3/4**	**3/8**	**Nº 4**	**Nº 10**	**Nº 16**	**Nº 30**	**Nº 40**	**Nº 50**	**Nº 100**	**Nº 200**				**Nº**	**Hot**	**D MAX**	**EXP**	**ISC**
																					Golp.	**%**	**Kg/m³**	**%**	**%**
Amostra 1 (antes da Compactação)	-	-	-	0	0	100	-	100	-	73,2	57,9	39,8	-	-	24,4	-	-	18,5	0	A-1-B	-		-	-	-	-
Amostra 2 (antes da Compactação)	-	-	-	0	0	100	-	100	-	70,1	53,1	35,6	-	-	22,7	-	-	17	0	A-1-B	-		-	-	-	-
Amostra 3 (antes da Compactação)	-	-	-	0	0	100	-	100	-	49	43	28,2	-	-	17,1	-	-	13,5	0	A-1-A	-		5,2	2318	0	270,0
Amostra 1 (após a Compactação)	-	-	-	0	0	100	-	100	-	85,8	71,2	51	-	-	33,4	-	-	25,1	0	A-2-4	-		-	-	-	-
Amostra 3 (após a Compactação)	-	-	-	0	0	100	-	100	-	71,5	62,9	44,1	-	-	27,1	-	-	21,3	0	A-1-B	-		-	-	-	-

ITEM A. 6 Valores médios dos resultados e faixa granulométrica média da base

RODOVIA: MINAS GERAIS

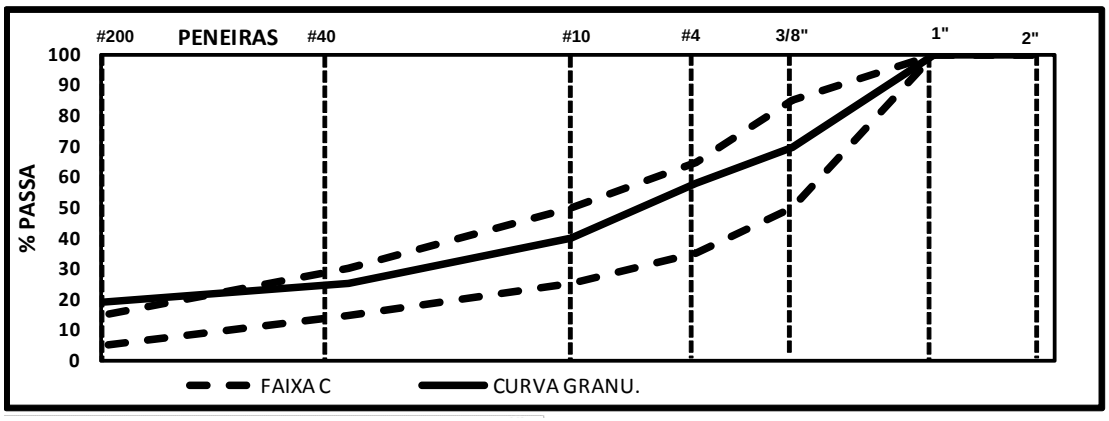
TRECHO:

ESTUDO: ANÁLISES CARACTERÍSTICAS DA BASE

PROCTOR MODIFICADO

PARÂMETROS	N	$\overline{X}$	S	K	α	$\overline{X}$ + k.S	$\overline{X}$ - k.S
LL	5	0,0					
IP	5	0,0					
2"	5	100					
1"	5	100					
3/8	5	69,9					
Nº 4	5	57,6					
Nº 10	5	39,7					
Nº 40	5	24,9					
Nº 200	5	19,1					
IG							
H.B.R							
H. Ót.	1	5,2					
D. Máx.	1	2318					
Expansão	1	0					
I.S.C.	1	270					

PENEIRAS (Polegadas)	CURVA GRANU.	FAIXA C	
		Mínimo	Máximo
2"	100,00	100	100
1"	100,00	100	100
3/8	69,92	50	85
Nº 4	57,62	35	65
Nº 10	39,74	25	50
Nº 40	24,94	15	30
Nº 200	19,08	5	15



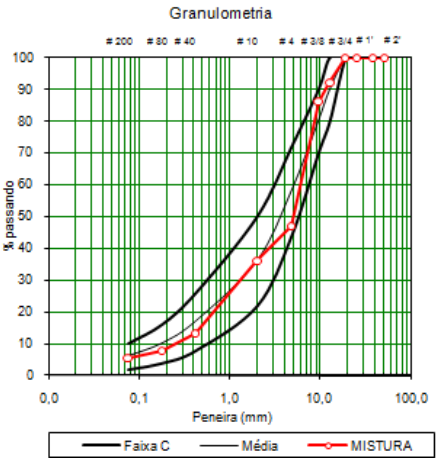
ITEM A. 7 Quadro resumo dos ensaios do CBUQ e sua faixa granulométrica

CARACTERÍSTICAS DO CBUQ - Rodovia de Minas Gerais (FAIXA C)

TIPO DE CAP	TEOR (%)	RT (Mpa)	Estabilidade Marshall (kgf)	Densidade apararente Média (kgf/m³)	Fluência média (mm)
30/45	4,5	1,7	1240	2385	4,0

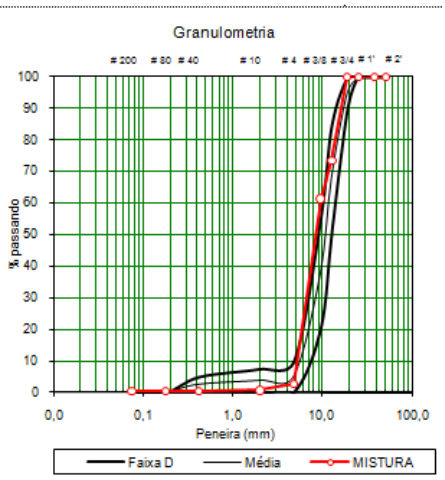
DOSAGEM DE **CBUQ** - COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA 5

MATERIAL		B1	B0	Pedr	Areia		MISTURA		ESPECIFICAÇÃO		
Registro		289	290	291	292				DNIT 031/2004 ES		
% na Mistura		**15,0**	**35,0**	**35,0**	**15,0**		**100%**	Desvio absol. em rel. à			
PENEIRAS		Granul.	Granul.	Granul.	Granul.	Granul.	Granul.		Média	Faixa C	
Poleg.	mm	% pass.	% pass.	% pass.	% pass.	% pass.	% pass.				
2"	50,8	100,0	100,0	100,0	100,0		**100,0**	0,0	100,0	100	100
1 1/2"	38,1	100,0	100,0	100,0	100,0		**100,0**	0,0	100,0	100	100
1"	25,4	100,0	100,0	100,0	100,0		**100,0**	0,0	100,0	100	100
3/4"	19,1	100,0	100,0	100,0	100,0		**100,0**	0,0	100,0	100	100
1/2"	12,7	47,1	100,0	100,0	100,0		**92,1**	2,1	90,0	80	100
3/8"	9,5	11,3	99,1	100,0	100,0		**86,4**	6,4	80,0	70	90
n. 4	4,8	0,2	2,1	89,2	100,0		**47,0**	-11,0	58,0	44	72
n. 10	2,0	0,1	0,5	59,6	99,8		**36,0**	0,0	36,0	22	50
n. 40	0,42	0,1	0,1	24,6	29,4		**13,1**	-3,9	17,0	8	26
n. 80	0,18	0,1	0,1	20,7	3,6		**7,8**	-2,2	10,0	4	16
n. 200	0,075	0,0	0,1	15,1	0,7		**5,4**	-0,6	6,0	2	10
iâm. máx. (abertura da peneira com ≥ 90% de mat. passando) mm →							**12,7**	**4,2**	← Desvio padrão		



ITEM A. 8 Quadro resumo dos ensaios do PMQ e sua faixa granulométirca

CARACTERÍSTICAS DO PMQ - Rodovia de Minas Gerais (FAIXA –D)

TIPO DE CAP	TEOR (%)	RT (Mpa)	Estabilidade Marshall (kgf)	Densidade apararente Média (kgf/m³)	Fluência média (mm)
30/45	3,0	0,4	870	2520	-

MATERIAL		B1	B0	Pedr	Areia		MISTURA		ESPECIFICAÇÃO		
Registro									DNER 106/80 ES		
% na Mistura		**43,0**	**57,0**	**0,0**	**0,0**		**100%**	Desvio absol. em rel. à			
PENEIRAS		Granul.	Granul.	Granul.	Granul.	Granul.	Granul.		Média	Faixa D	
Poleg.	mm	% pass.	% pass.	% pass.	% pass.	% pass.	% pass.				
2"	50,8	100,0	100,0	100,0	100,0		**100,0**	0,0	100,0	100	100
1 1/2"	38,1	100,0	100,0	100,0	100,0		**100,0**	0,0	100,0	100	100
1"	25,4	100,0	100,0	100,0	100,0		**100,0**	0,0	100,0	100	100
3/4"	19,1	100,0	100,0	100,0	100,0		**100,0**	5,0	95,0	90	100
1/2"	12,7	38,6	100,0	100,0	100,0		**73,6**	5,6	68,0	51	85
3/8"	9,5	10,2	100,0	100,0	100,0		**61,4**	23,9	37,5	20	55
n. 4	4,8	0,7	4,0	89,2	100,0		**2,6**	-2,4	5,0	0	10
n. 10	2,0	0,4	1,0	59,6	99,8		**0,7**	-3,1	3,8	0	7,5
n. 40	0,42	0,3	0,7	24,6	29,4		**0,5**	-2,0	2,5	0	5
n. 80	0,18	0,3	0,7	20,7	3,6		**0,5**	0,5	0,0	0	0
n. 200	0,075	0,3	0,6	15,1	0,7		**0,5**	0,5	0,0	0	0
iâm. máx. (abertura da peneira com ≥ 90% de mat. passando) mm →								**7,6**	← Desvio padrão