

Suyen Matsumura Nakahara

Engenheira Civil, PUC/RS, Porto Alegre
Mestre em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre

**Estudo do Desempenho de Reforços de Pavimentos Asfálticos
em Via Urbana Sujeita a Tráfego Comercial Pesado**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo como parte dos
requisitos para obtenção do título de
Doutor em Engenharia.

São Paulo
Dezembro de 2005

Suyen Matsumura Nakahara

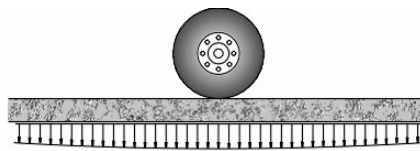
Engenheira Civil, PUC/RS, Porto Alegre
Mestre em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre

Estudo do Desempenho de Reforços de Pavimentos Asfálticos em Via Urbana Sujeita a Tráfego Comercial Pesado

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo como parte dos
requisitos para obtenção do título de
Doutor em Engenharia.

Área de Concentração: Engenharia de
Transportes

Orientador: José Tadeu Balbo
Co-orientadora: Linda Lee Ho



Laboratório de Mecânica de Pavimentos
www.lmp.ptr.usp.br

São Paulo
Dezembro de 2005

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 23 de dezembro de 2005.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

Catálogo na Publicação
Escola Politécnica
Universidade de São Paulo

Nakahara, Suyen Matsumura

Estudo do desempenho de reforços de pavimentos asfálticos em via urbana sujeita à tráfego comercial pesado / S.M. Nakahara. -- ed.rev. -- São Paulo, 2005.

306 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1.Pavimentos flexíveis (Modelos; Deterioração; Monitoramento; Defeitos) I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

FOLHA DE APROVAÇÃO

*Para Roberto
e para minha filha Renata.*

“Não desças os degraus do sonho para não despertar os monstros. Não subas aos sótãos - onde os deuses, por trás das suas máscaras, ocultam o próprio enigma. Não desças, não subas, fica. O mistério está é na tua vida ! É um sonho louco este nosso mundo ... “

Mário Quintana

AGRADECIMENTOS

Um trabalho de doutorado não é resultado de esforço de uma só pessoa, mas sim da participação e colaboração de diversas pessoas. Por isso, ao terminar este trabalho, quero agradecer a todos que contribuíram para sua realização. Em particular, destaco:

Ao Roberto, à Renata e aos meus pais, Eracy Matsumura Nakahara e Yasunori Nakahara, pelo amor, incentivo e principalmente, pela compreensão pelos momentos de ausência. Sem vocês não conseguiria encontrar o equilíbrio que tanto me ajudou para alcançar as minhas conquistas. Esta tese é totalmente dedicada a vocês;

Ao meu orientador, José Tadeu Balbo, com que tive o prazer de trabalhar e conviver mais de perto, e agradeço em especial pela orientação, dedicação e pelas conversas agradáveis;

À Linda Lee Ho, pelos inestimáveis e imensuráveis ensinamentos, em especial, pelas revisões e sugestões, que me foram indispensáveis;

À minha grande amiga Wai Yuk Gerling, pelo incentivo e pelos sábios conselhos, que tanto me ajudaram nos momentos difíceis;

Às minhas irmãs de coração, Tatiana e Glécia, pelo companheirismo e amizade;

Aos funcionários do PTR, pelas pequenas coisas, que às vezes passam despercebidas, mas que fazem a diferença. Em especial ao Edson Souza e ao Adalberto, sempre atenciosos, amigos e prestativos;

À Dynatest, principalmente aos engenheiros André Felipe Vale e Thiago Vale, pela paciência e pelo suporte técnico, que foram fundamentais para o desenvolvimento desta pesquisa;

Ao Rodrigo Barella e Sr. Sérgio Massara, pelo apoio concedido nos levantamentos realizados em campo;

À Agência Reguladora de Transporte do Estado de São Paulo, ARTESP, em particular ao Eng^o. Octavio de Souza Campos, pelos dados de pesagem da Rodovia dos Imigrantes;

À Prefeitura do Município de São Paulo, particularmente à Secretaria Municipal de Coordenação das Sub-Prefeituras, ao Secretário Sr. Walter Feldman, e ao Eng^o. Janos Bodi – pela inestimável colaboração; e à Secretaria Municipal de Infra-estrutura Urbana, pelo acesso ao Arquivo de Obras, ao Eng^o. Sérgio Unterkircher, à Eng^a. Luiza Suzuki e ao Amilton;

À Companhia de Engenharia de Tráfego, CET, em especial ao Eng^o. Cláudio Vizziolli, pelo apoio operacional na Avenida dos Bandeirantes;

Ao Eng^o. Rubem Shiguihara e Eng^a. Rita Moura Fortes, da LENC, pela concessão de materiais para pesquisa e pela viabilização das sondagens em campo;

E a Deus, que me fortaleceu e me animou nos momentos de muitas dificuldades.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	iii
LISTA DE TABELAS	vi
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	viii
LISTA DE SÍMBOLOS	x
RESUMO	xiv
ABSTRACT	xv
INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA	1
CAPÍTULO 1 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
1.1 DESEMPENHO DOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	6
1.1.1 CONCEITO DE SERVIENTIA E DESEMPENHO	6
1.1.2 DESENVOLVIMENTO DO ÍNDICE DE SERVIENTIA	9
1.1.3 DETERIORAÇÃO DOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	10
1.2 IRREGULARIDADE LONGITUDINAL	12
1.2.1 MEDIDORES DE IRREGULARIDADE	15
1.2.2 ÍNDICE DE IRREGULARIDADE INTERNACIONAL – IRI	19
1.2.3 RELAÇÃO ENTRE MEDIDAS FÍSICAS DE IRREGULARIDADE	21
1.3 MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO	27
1.3.1 MODELOS DETERMINÍSTICOS	31
1.3.2 MODELOS PROBABILÍSTICOS	32
1.3.3 APLICAÇÕES DE MODELOS DETERMINÍSTICOS	34
1.3.3.1 IRREGULARIDADE LONGITUDINAL	34
1.3.3.2 TRINCAMENTO	56
1.3.4 APLICAÇÕES DOS MODELOS PROBABILÍSTICOS	62
1.4 CONSIDERAÇÕES RELEVANTES	67
CAPÍTULO 2 – CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA	72
2.1 REALIDADE DA RESTAURAÇÃO (REFORÇOS) DE PAVIMENTOS	72
2.2 CARACTERÍSTICAS DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS E DO TRÁFEGO EM VIAS URBANAS EM SÃO PAULO	76
2.3 VIA URBANA DE ELEVADO VOLUME DE TRÁFEGO COMERCIAL	81
2.3.1 IMPORTÂNCIA REGIONAL DA AVENIDA DOS BANDEIRANTES	83
2.3.2 DEFINIÇÃO E LOCALIZAÇÃO	86
2.3.3 SITUAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA	87
2.3.4 CONDIÇÕES CLIMÁTICAS	89
2.3.5 ASPECTOS CONSTRUTIVOS	93
2.3.6 RESTAURAÇÕES OCORRIDAS	96
2.3.7 DETERIORAÇÃO OBSERVADA NO TEMPO	98
2.3.8 RESTAURAÇÃO EM 2002 E 2003	100
2.3.8.1 TRÁFEGO OBSERVADO EM CAMPO	100
2.3.8.2 PROJETO DE RESTAURAÇÃO	101
2.3.8.3 RESTAURAÇÃO EXECUTADA	102
CAPÍTULO 3 – MÉTODO DE PESQUISA EM CAMPO – PROCEDIMENTOS DE MONITORAÇÃO	103
3.1 SELEÇÃO DE SEGMENTOS-TESTEMUNHO	103
3.2 DETERMINAÇÃO DAS ESTRUTURAS DOS PAVIMENTOS	109
3.3 DEFINIÇÃO DO TRÁFEGO	111
3.4 FIXAÇÃO DE ESPESSURAS DE REFORÇOS ASFÁLTICOS	112

3.5 MONITORAÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL	113
3.6 DETERMINAÇÃO DAS CONDIÇÕES SUPERFICIAIS	115
3.7 MEDIDAS DE DEFLEXÃO	118
3.8 MEDIDAS DE RESISTÊNCIA	119
CAPÍTULO 4- RESULTADOS OBTIDOS	121
4.1 DETERMINAÇÃO DAS ESTRUTURAS DOS PAVIMENTOS	121
4.2 DIMENSIONAMENTO DO TRÁFEGO	122
4.3. IRREGULARIDADE SUPERFICIAL ANTES E APÓS A RESTAURAÇÃO	124
4.4 EVOLUÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL	128
4.5 DEFEITOS SUPERFICIAIS	140
4.5.1 INÍCIO DO TRINCAMENTO	141
4.5.2 EVOLUÇÃO DO TRINCAMENTO	144
4.6 CONSIDERAÇÕES RELEVANTES	152
CAPÍTULO 5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	163
5.1. SELEÇÃO DOS MODELOS	163
5.2 MODELOS PARA IRREGULARIDADE SUPERFICIAL ANTES E APÓS A RESTAURAÇÃO	167
5.3 MODELOS PARA A EVOLUÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL	168
5.4 MODELO DE INÍCIO DO TRINCAMENTO	174
5.5 MODELOS DE EVOLUÇÃO DO TRINCAMENTO	175
5.6 CONFRONTO COM MODELOS DO HDM-4	180
CONCLUSÕES	187
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	198
APÊNDICE A	207
APENDICE B	215
APENDICE C	235
APENDICE D	236
APENDICE E	248
APENDICE F	264
APENDICE G	283
APÊNDICE H	288
ANEXO A	295

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Desempenho do pavimento asfáltico de uma seção da <i>AASHO Road Test</i> (adaptado de HRB, 1962)	7
Figura 1.2	Veículo equipado com o ROMDAS (www.dynatest.com.br)	17
Figura 1.3	Instalação no <i>Bump Integrator</i> (adaptado de Bennett, 2000)	18
Figura 1.4	Escala estimada para a irregularidade (adaptado de Balbo, 1997)	24
Figura 1.5	Relações aproximadas entre o PSI e as escalas do QI e IRI (adaptado de Paterson, 1987)	25
Figura 1.6	Curva de sobrevivência (adaptado de Lytton, 1987)	32
Figura 1.7	Tendências dos tipos principais de defeitos modelados (adaptado de Paterson, 1987)	40
Figura 2.1	Deterioração de rodovias pavimentadas com o tempo (adaptado de Harral e Faiz, 1988)	73
Figura 2.2	Comparação entre uma seção transversal rural e urbana (adaptado de Al-Swailmi, 1994)	75
Figura 2.3	Rota entre a Rodovia Régis Bitencourt e Rodovia dos Imigrantes, via Avenida dos Bandeirantes (http://www.cet.com.br)	81
Figura 2.4	Rota entre Rodovia Raposo Tavares e Rodovia dos Imigrantes, via Avenida dos Bandeirantes (http://www.cet.com.br)	82
Figura 2.5	Rota entre as Rodovias Castelo Branco, Anhanguera e Bandeirantes e Rodovia dos Imigrantes, via Avenida dos Bandeirantes (http://www.cet.com.br)	82
Figura 2.6	Início da Avenida da Traição (atual Avenida dos Bandeirantes) no mapa do ano de 1971	85
Figura 2.7	Região Metropolitana e Município de São Paulo (Fonte: Atlas Ambiental da Prefeitura de São Paulo – http://www.prodiam.sp.gov.br)	90
Figura 2.8	Unidades climáticas da Avenida dos Bandeirantes (Fonte: Atlas Ambiental da Prefeitura de São Paulo – http://www.prodiam.sp.gov.br)	91
Figura 2.9	Transição das unidades IA5/IA1f/IC2 – Aeroporto de Congonhas. À esquerda da foto a Avenida dos Bandeirantes e ao fundo o Parque do Estado (Tarifa e Armani, 2000)	92
Figura 2.10	Índices pluviométricos no posto do Aeroporto de Congonhas (DAEE/USP, 1997)	92
Figura 2.11	Índices pluviométricos para a Subprefeitura de Santo Amaro, segundo COMDEC	93
Figura 2.12	Localização do trecho de concordância geométrica da Avenida da Traição com a Avenida Aeroporto e Avenida Gil Campos Sales, no mapa de 1971	94
Figura 2.13	Seção tipo do pavimento da Avenida dos Bandeirantes, para Tipo C-2 (PMSP, 1967)	95
Figura 2.14	Avaliação em termos de VSA (Bodi, 1998)	97
Figura 2.15	Croqui da igualdade de estacas	99
Figura 2.16	Croqui da posição das faixas de rolamento (CONCREMAT, 2002)	101
Figura 3.1	Croqui da localização dos segmentos testemunho	105
Figura 3.2	Seção S1 em sentido Rodovia dos Imigrantes (ao fundo a Usina de Traição)	106
Figura 3.3	Seção S2 em sentido Rodovia dos Imigrantes	106
Figura 3.4	Seção S3 em sentido Rodovia dos Imigrantes	107
Figura 3.5	Seção S5b e S6 em sentido Rodovia dos Imigrantes	107
Figura 3.6	Seção S7 e S7B em sentido Marginal Pinheiros	108
Figura 3.7	Seção S8 em sentido Marginal Pinheiros	108
Figura 3.8	Seção S9 em sentido Marginal Pinheiros	109
Figura 3.9	Seção S10 em sentido Marginal Pinheiros	109
Figura 3.10	Sondagens rotativas executadas na Avenida dos Bandeirantes	110

Figura 3.11	Amostras das sondagens rotativas	110
Figura 3.12	Modelo de planilha usada no mapeamento dos defeitos superficiais	116
Figura 3.13	Vista do <i>Falling Weight Deflectometer</i> Dynatest 8000 E	118
Figura 4.1	Valores de IRI antes e após a camada de reforço	124
Figura 4.2	Relação entre IRI antes e IRI após a camada de reforço	125
Figura 4.3	Gráfico de distribuição de probabilidade da redução de irregularidade	126
Figura 4.4	Redução da irregularidade devido a restauração	127
Figura 4.5	Decréscimo na irregularidade devido a camada de reforço	127
Figura 4.6	Valores de IRI em função do tipo de solo do subleito	128
Figura 4.7	Evolução da irregularidade nas seções em sentido Rodovia dos Imigrantes	129
Figura 4.8	Evolução da irregularidade nas seções em sentido Marginal Pinheiros	130
Figura 4.9	Gráfico de distribuição de probabilidade da irregularidade	131
Figura 4.10	Variabilidade da irregularidade por seção e por faixa de rolamento	131
Figura 4.11	Intervalo de confiança dos valores de IRI por faixa, sentido e seção	132
Figura 4.12	Varição dos valores de IRI por levantamento	132
Figura 4.13	Irregularidade versus tráfego atuante	133
Figura 4.14	Irregularidade versus tráfego atuante (escalas transformadas)	133
Figura 4.15	Diferença de IRI entre os levantamentos versus tráfego	134
Figura 4.16	Varição de dIRI com o tráfego	134
Figura 4.17	Taxa média de aumento da irregularidade entre levantamentos consecutivos	135
Figura 4.18	Varição do IRI em função da geometria das seções	136
Figura 4.19	Varição da irregularidade em função da geometria horizontal	136
Figura 4.20	Varição do IRI em função da espessura da camada de reforço	137
Figura 4.21	Varição do IRI em função do tipo de solo	137
Figura 4.22	Valores de IRI em função da deflexão após a restauração	138
Figura 4.23	Varição da irregularidade com a deflexão e tráfego	138
Figura 4.24	Valores de IRI em função do número estrutural corrigido	139
Figura 4.25	Varição da irregularidade com o número estrutural corrigido e tráfego	139
Figura 4.26	Varição da irregularidade em função da porcentagem da área com trincamento	140
Figura 4.27	Varição da irregularidade em seções com (C) trincamento e sem (S) trincamento	140
Figura 4.28	Valores de IGG por seção monitorada antes da restauração (CONCREMAT, 2002)	141
Figura 4.29	Porcentagem de área com defeitos superficiais antes da restauração	141
Figura 4.30	Tráfego no surgimento do trincamento superficial, por seção	142
Figura 4.31	Tráfego no surgimento do trincamento superficial, por espessura de reforço	143
Figura 4.32	Tráfego no surgimento do trincamento superficial por deflexão	143
Figura 4.33	Evolução do trincamento nas seções em sentido Rodovia dos Imigrantes	145
Figura 4.34	Evolução do trincamento nas seções em sentido Marginal Pinheiros	146
Figura 4.35	Quantidade total de defeitos superficiais por levantamento	147
Figura 4.36	Gráfico de distribuição de probabilidade da porcentagem da área de trincamento	147
Figura 4.37	Varição da porcentagem de trincamento com o tráfego	148
Figura 4.38	Varição da porcentagem de trincamento com a idade	148
Figura 4.39	Varição da porcentagem da área de trincamento em função da geometria vertical	149
Figura 4.40	Varição da porcentagem da área de trincamento em função da espessura da camada de reforço	149
Figura 4.41	Varição da porcentagem de trincamento em função do tipo de solo do sub-leito	150
Figura 4.42	Porcentagem da área de trincamento em função da época de início do defeito	150
Figura 4.43	Porcentagem da área de trincamento em função da deflexão	151
Figura 4.44	Porcentagem da área de trincamento em função do número estrutural corrigido	151
Figura 5.1	Valores observados e valores previstos pela Equação (5.4)	167
Figura 5.2	Comparação entre o modelo proposto e os modelos existentes na literatura	168
Figura 5.3	Varição de 1/dIRI com o tráfego	169
Figura 5.4	Valores observados e valores previstos pela Equação (5.5)	170
Figura 5.5	Valores observados e valores previstos pela Equação (5.6)	170
Figura 5.6	Confronto entre os modelos existentes e o modelo proposto na presente pesquisa, em função do tráfego	171

Figura 5.7	Confronto entre os modelos existentes e os modelos propostos na presente pesquisa, em função da idade do reforço	172
Figura 5.8	Comparação entre o modelo desenvolvido e os modelos de Marcon (1996) e Yshiba (2003), em função do tráfego	173
Figura 5.9	Comparação entre o modelo desenvolvido e os modelos de Marcon (1996) e Yshiba (2003), em função da idade dos pavimentos desde a restauração	173
Figura 5.10	Comparação entre valores observados e valores previstos pela Equação (5.8) .	175
Figura 5.11	Exemplo de análise dos resíduos dos modelos de evolução de trincamento	176
Figura 5.12	Variação de 1/%Trinca com o tráfego	176
Figura 5.13	Comparação entre valores observados e valores previstos pelo modelo proposto, em função do tráfego	177
Figura 5.14	Comparação entre o modelo proposto e o modelo de Queiroz (1981), em função do tráfego	179
Figura 5.15	Comparação entre o modelo proposto e os modelos de Marcon (1996), em função do tráfego	180
Figura 5.16	Comparação entre os valores observados de irregularidade após a restauração e valores previstos pela Equação (5.4) e pelo modelo do HDM-4	181
Figura 5.17	Comparação entre os valores observados de decréscimo de irregularidade devido a restauração e valores previstos pela Equação (5.4) e pelo modelo do HDM-4	182
Figura 5.18	Comparação entre valores observados e valores previstos de irregularidade pelo modelo proposto e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S1 ($h_{ref} = 5$ cm)	182
Figura 5.19	Comparação entre valores observados e valores previstos de irregularidade pelo modelo proposto e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S2 ($h_{ref} = 8$ cm)	183
Figura 5.20	Comparação entre valores observados e valores previstos de irregularidade pelo modelo proposto e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S7 ($h_{ref} = 15$ cm)	183
Figura 5.21	Comparação entre valores observados e valores previstos de irregularidade pelo modelo proposto e pelo modelo do HDM-4, para a faixa central direita da Seção S7 ($h_{ref} = 5$ cm)	183
Figura 5.22	Comparação entre os valores observados do número de repetições do eixo de 80 kN no início do trincamento e valores previstos pela Equação (5.8) e o modelo do HDM-4	184
Figura 5.23	Comparação entre valores observados e valores previstos de trincamento pela Equação (5.10) e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S1 ($h_{ref} = 5$ cm)	185
Figura 5.24	Comparação entre valores observados e valores previstos de trincamento pela Equação (5.10) e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S2 ($h_{ref} = 8$ cm)	185
Figura 5.25	Comparação entre valores observados e valores previstos de trincamento pela Equação (5.10) e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S7 ($h_{ref} = 15$ cm)	185
Figura 5.26	Comparação entre valores previstos de trincamento pela Equação (5.10) e pelo modelo do HDM-4, para a faixa central direita da Seção S7 ($h_{ref} = 5$ cm)	186

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1	Níveis de esforços e a manutenção necessária (adaptado de Lytton, 1987)	8
Tabela 1.2	Coefficientes do modelo da <i>AASHO Road Test</i> (HRB, 1962)	10
Tabela 1.3	Métodos de medidas de irregularidade (adaptado de Paterson, 1987)	16
Tabela 1.4	Faixas de classificação de irregularidade com base no IRI (adaptado de Souza <i>et al.</i> , 2002)	21
Tabela 1.5	Limites de irregularidade de pavimentos no “ <i>Interstate System</i> ” (adaptado de Al-Omari e Darter, 1994)	21
Tabela 1.6	Descrição das principais medidas estudadas no IRRE (adaptado de Paterson, 1987)	23
Tabela 1.7	Classificação de modelos de previsão (adaptado de Lytton, 1987)	28
Tabela 1.8	Equações para previsão da irregularidade longitudinal do HDM-III (adaptado de Watanatada <i>et al.</i> , 1987)	41
Tabela 1.9	Qualidade de rolamento em função da classe da rodovia (adaptado de Campos, 2004)	42
Tabela 1.10	Tipos de pavimentos betuminosos do HDM-4 (adaptado de Odoki e Kerali, 2000)	43
Tabela 1.11	Classificação das intervenções no HDM-4 (adaptado de Odoki e Kerali, 2000)	44
Tabela 1.12	IRI e PSR por seções, com defeitos individuais (adaptado de Al-Omari e Darter, 1995)	48
Tabela 1.13	Variação do IRI e do PSR em função do número de defeitos (adaptado de Al-Omari e Darter, 1995)	48
Tabela 1.14	Equações de ajuste aos dados de irregularidade coletados no Estado de Santa Catarina (adaptado de Marcon, 1996)	52
Tabela 1.15	Modelos estatísticos quantificados em termos de IRI (adaptado de Yshiba, 2003)	54
Tabela 1.16	Equações de correlação dos valores observados de IRI em relação aos valores previstos pelos modelos estatísticos (adaptado de Yshiba, 2003)	55
Tabela 1.17	Coefficientes de calibração para os modelos de progressão de irregularidade longitudinal (adaptado de Campos, 2004)	56
Tabela 1.18	Equações de trincamento do Estado de Santa Catarina (adaptado de Marcon, 1996)	61
Tabela 1.19	Síntese dos modelos probabilísticos em relação à idade dos pavimentos (adaptado de Yshiba, 2003)	66
Tabela 1.20	Quadro resumo da revisão bibliográfica sobre modelos determinísticos de irregularidade longitudinal	70
Tabela 1.21	Quadro resumo da revisão bibliográfica sobre modelos determinísticos de trincamento	71
Tabela 1.22	Quadro resumo da revisão bibliográfica sobre modelos probabilísticos de deterioração de pavimentos	71
Tabela 2.1	Pavimentos tipo dos métodos MD-1 e MD-3T (PMSP, 1967 e 1979)	79
Tabela 2.2	Instruções de projeto e de reparação de pavimentos urbanos (PMSP, 2004)	80
Tabela 2.3	Igualdade entre as estacas dos projetos	99
Tabela 2.4	Valores do número “N” segundo o projeto da CONCREMAT (2002)	100
Tabela 3.1	Localização e geometria das seções selecionadas	104
Tabela 3.2	Projeto de restauração proposta pela CONCREMAT (2002)	112
Tabela 3.3	Datas dos levantamentos de irregularidade longitudinal nas seções monitoradas	114
Tabela 3.4	Datas dos levantamentos dos defeitos superficiais nas seções monitoradas	117
Tabela 4.1	Estrutura e classificação dos solos nas seções monitoradas	122
Tabela 4.2	Dados de tráfego para o último levantamento na Avenida dos Bandeirantes	123
Tabela 4.3	Condições da Seção S1	155

Tabela 4.4	Condições da Seção S2	155
Tabela 4.5	Condições da Seção S3	156
Tabela 4.6	Condições da Seção S5	156
Tabela 4.7	Condições da Seção S5b	157
Tabela 4.8	Condições da Seção S6	157
Tabela 4.9	Condições da Seção S6b	158
Tabela 4.10	Condições da Seção S7	158
Tabela 4.11	Condições da Seção S7B	159
Tabela 4.12	Condições da Seção S7Bb	159
Tabela 4.13	Condições da Seção S7Bc	160
Tabela 4.14	Condições da Seção S7Bd	160
Tabela 4.15	Condições da Seção S8	161
Tabela 4.16	Condições da Seção S9	161
Tabela 4.17	Condições da Seção S10	162
Tabela 5.1	Definição das variáveis utilizadas na análise de irregularidade	164
Tabela 5.2	Conjunto de variáveis numéricas utilizado no modelo proposto	165
Tabela 5.3	Estimativas dos parâmetros da Equação (5.4)	167
Tabela 5.4	Estimativas dos parâmetros da Equação (5.8)	174
Tabela 5.5	Seções utilizadas no confronto com os modelos do HDM-4	181

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
AADT	Volume anual médio de tráfego
ANOVA	<i>Análise de Variância</i>
APL	<i>Longitudinal Profile Analyser</i>
ARTESP	Agência Reguladora de Transporte do Estado de São Paulo
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ATR	Afundamento em Trilha de Roda
B	Deflexão pela viga Benkelman
B/C	Relação benefício/custo
BGTC	Brita Graduada Tratada com Cimento
BI	Binder
BI	<i>Bump Integrator</i>
CA	Concreto asfáltico
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado à Quente
CCP	Concreto de cimento Portland
CET	Companhia de Engenharia de Tráfego
CM	Concreto magro
COMDEC	Comissão de Defesa Civil
CONCREMAT	Engenharia e Tecnologia S.A.
DERSA	Desenvolvimento Rodoviário S. A.
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte
DSV	Departamento de Operações do Sistema Viário
EMPLASA	Empresa Metropolitana de Planejamento da Grande São Paulo
EPT	Engenharia e Pesquisas Tecnológicas S.A.
EPUSP	Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
GEIPOP	Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes
GMR	<i>General Motors Research</i>
GPS	<i>General Pavement Studies</i>
HDM	<i>Highway Design and Maintenance Model</i>
HPMS	<i>Highway Performance Monitoring System</i>
HRB	<i>Highway Research Board</i>
HTC	<i>Highway and Traffic Consultant Ltd</i>
IGG	Índice de Gravidade Global
IM	<i>Inches per Miles</i>
IPR	Instituto de Pesquisa Rodoviária
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
IR	Instruções para reparo de pavimentos
IRI	<i>International Roughness Index</i>
IRRE	<i>International Road Roughness Experiment</i>
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
LENC	Laboratório de Engenharia e Consultoria S/C Ltda
LTPP	<i>Long-Term Pavement Performance</i>
MB	Macadame betuminoso
MCT	Miniatura Compactada Tropical

MD-1	Método de dimensionamento
MD-3T	Método de dimensionamento
METRÔ-SP	Método de dimensionamento
MH	Macadame hidráulico
MMP	Precipitação média mensal
MO	<i>Maysmeter Output</i>
N	Número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN
NA	Número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN
NA'	Solo não laterítico arenoso
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
NP	Pavimentos não reabilitados
NG'	Solo não laterítico argiloso
NS'	Não laterítico siltoso
P	Paralelepípedo
PCI	<i>Pavement Condition Index</i>
PCS	<i>Pavement Condition State</i>
PICR	Pesquisa do Inter-relacionamento dos Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias
PMQ	Pré-misturado a quente
PMSP	Prefeitura Municipal de São Paulo
PNUD	Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento
PROTRAN	
PSI	<i>Present Serviceability Index</i>
PSD	<i>Power Spectral Density</i>
PSR	<i>Present Serviceability Ratio</i>
QI	Quociente de irregularidade
R	Pavimentos reabilitados
RARS	<i>Reference Average Retified Slope</i>
RDME	<i>Road Deterioration and Maintenance Effects</i>
RI	<i>Roughness Index</i>
RMSD	<i>Root-Mean Squared Desviation</i>
RMSVA	<i>Root-Mean Squared Vertical Acceleration</i>
ROMDAS	<i>Road Measurement Data Acquisition System</i>
RTIM	<i>Road Transport Investment Model</i>
SAR	Secretaria das Administrações Regionais
SGM	Sistema de gerência de manutenção
SGP	Sistema de gerência de pavimentos
SHA	<i>State Highway Agencies</i>
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
SI	<i>Serviceability Index</i>
SMITR	Sistemas Medidores de Irregularidade Tipo Resposta
SN	Número estrutural
SNP	Número estrutural ajustado
SPS	<i>Specific Pavement Studies</i>
ST	Variável "dummy" (0 - concreto asfáltico)
SV	<i>Slope Variance</i>
TECNACON	Tecnologia Paulista de Engenharia e Consultoria Ltda
TRRL	Transport and Road Research Laboratory
VDM	Volume Diário Médio
VSA	Valor de Serventia Atual
YAK	Número anual de eixos de todos os tipos de veículos
YE4	Número anual de eixos equivalentes ao eixo padrão
W	<i>Waveband Energy</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Fator de calibração do modelo de início de trincamento
a_{is}	Coeficiente estrutural da camada i de revestimento ou de base para estação s
a_{js}	Coeficiente estrutural da camada j de sub-base ou de reforço para a estação s
A	Idade a partir de A_E
A'	Idade do pavimento existente a partir do início de sua operação, até um ano qualquer posterior a A_E ou na análise de uma restauração é a idade a partir do início de sua operação
A_E	Idade do pavimento existente na data da coleta de dados
$AAN_{0,AICR}$	Média anual do número de passagens da carga de eixo padrão entre o reforço ($AGE = 0$) e o primeiro trincamento ($AGE = AICR$)
ACA	Área total de trincamento
ACA_a	Área total de trincamento no início do ano em análise
$ACRA$	Área total de trincamento
$ACRA_a$	Área total de trincamento no início do ano em análise
ACT	Área de trincamento térmico transversal
ACT_a	Área de trincamento térmico transversal no início do ano em análise
ACW_a	Área de trincamento largo no início do ano em análise
ACX_a	Área de trincamento indexada no início do ano em análise
$ADIS_i$	Porcentagem de trincamento estrutural ou número de panelas existentes no início do ano em análise
AGE	Idade desde a construção ou restauração
$AGE2$	Idade do pavimento desde a última reselagem, reabilitação, reconstrução ou nova construção.
$AGE3$	Idade do pavimento desde a última reabilitação, reconstrução ou nova construção.
$AGE4$	Tempo desde a última reconstrução, envolvendo a construção de camada de base ou nova atividade de construção
$AICR$	Ano de início do trincamento após o recapeamento
$AMAP$	Mistura asfáltica sobreposta a um pavimento asfáltico antigo
$APOT_a$	Área de panelas no início do ano em análise
$AVMQ_{1,0}$	Aceleração vertical média quadrática para comprimento de base de 1,0 m
$AVMQ_{2,5}$	Aceleração vertical média quadrática para comprimento de base de 2,5 m
β	Fator de calibração do modelo de progressão de área trincada
B_a	Deflexão média estabilizada após o recapeamento medida pela viga Benkelman
B_E	Deflexão característica do pavimento existente
C_f	Consumo à fadiga produzido pelo tráfego
C_T	Fator de concentração de tensões
$CAPL_{25}$	Coeficiente APL25
CCT	Coeficiente do trincamento térmico
CDB	Indicador de defeitos na camada de base
CDS	Indicador de defeitos construtivos na camada betuminosa
CP	Coeficiente de planicidade
CRM	Mudança no tempo de retardamento devido ao tratamento preventivo
CR	Porcentagem de área de trincamento
CR_b	Porcentagem de área de trincamento antes do recapeamento
CRP	Retardamento da progressão do trincamento devido o tratamento preventivo
CRT	Tempo de retardamento para o início do trincamento devido a manutenção
CRT_{aw}	Tempo de retardamento para o início do trincamento após o tratamento preventivo
CRT_{bw}	Tempo de retardamento para início de trincamento antes do tratamento preventivo
$CRTMAX$	Limite máximo no valor do tempo de retardamento
CRX_a	Área com trincamento indexado no início do ano em análise
CW	Largura da seção
δt_A	Fração do ano em análise no qual a progressão do trincamento estrutural se aplica
δt_T	Fração do ano em análise na qual a progressão do trincamento térmico se aplica

ΔACRA	Incremento na área total de trincamento
ΔAPOT_d	Alteração na área total de painéis durante o ano em análise
ΔCRX_d	Alteração da área com trincamento indexado ao longo do ano em análise
ΔIRI	Decréscimo da irregularidade devido a restauração
ΔNPT	Incremento no número de painéis por quilômetro
ΔQI₁	Incremento na irregularidade correspondente ao período de 1 ano
ΔQI_d	Incremento total na irregularidade durante o ano em análise
ΔRDPD	Incremento na deformação plástica
ΔRDS	Incremento no desvio padrão na altura da trilha de roda
ΔRDST	Incremento total na deformação estrutural
ΔRDST_{crk}	Incremento no afundamento em trilha de roda devido a deformação estrutural após o trincamento
ΔRDST_{uc}	Incremento no afundamento em trilha de roda devido a deformação estrutural sem trincamento
ΔRI	Incremento total na irregularidade longitudinal
ΔRI_c	Incremento na irregularidade devido ao trincamento
ΔRI_e	Incremento na irregularidade devido aos fatores ambientais
ΔRI_r	Incremento na irregularidade devido o afundamento em trilha de roda
ΔRI_s	Incremento na irregularidade devido a deterioração estrutural
ΔRI_t	Incremento na irregularidade devido ao aparecimento de painéis
ΔTR	Incremento no trincamento
d	Comprimento da estação seca, em fração do ano.
dACA	Incremento na área de trincamento estrutural
dACT	Incremento na área de trincamento térmico transversal
dIRI	Acréscimo na irregularidade em relação ao IRI inicial
dNCT	Incremento no número de trincamento térmico transversal
dNPT	Incremento no número total de painéis por quilômetro
dNPT_i	Incremento no número de painéis por quilômetro a partir do defeito <i>i</i>
dSNPK	Redução no número estrutural ajustado devido ao trincamento
D	Deflexão após recapeamento
D₀	Deflexão medida na <i>AASHTO Road Test</i> , equivalente a 0,62 da deflexão da viga Benkelman
D_{FWD}	Deflexão do FWD
D_{VBK}	Deflexão da viga Benkelman
Df1	Deformação elástica máxima medida sob o ponto de aplicação de carga do FWD
DEF_s	Deflexão determinada pela viga Benkelman
DF_a	Fator de drenagem no início do ano em análise
e	Espessura de camada de solo
E	Módulo de resiliência, M _R , a 25°C
E₀	Módulo elástico da camada de recapeamento
E_{1M}	Módulo elástico do revestimento antigo
E_{TR}	Módulo elástico do material que preenche a trinca
ECR	Excesso de trincamento além da quantia existente na camada antiga na época do último recapeamento, selagem ou reconstrução
Esp	Espessura do recapeamento executado
FM	Liberdade de manobras
FV	Fator de veículo
FV_{AASHTO}	Fator de veículo segundo os critérios da AASHTO
FV_{DNER}	Fator de veículo segundo os critérios do DNER
GEA	Grau de entrosamento de agregados
h₀	Espessura da camada de recapeamento
h₁	Espessura do revestimento asfáltico
h_i	Espessura do revestimento ou da base <i>i</i>
h_{ref}	Espessura da camada de reforço
HS	Espessura total do revestimento betuminoso
HS_{bw}	Espessura do revestimento betuminoso antes da intervenção
HSNEW	Espessura da camada de rolamento mais recente
HSOLD	Espessura total das camadas de rolamento subjacentes antigas
ICA	Tempo para início do trincamento estrutural
ICP	Índice da Condição do Pavimento
ICR	Índice de Conforto ao Rolamento
ICT	Tempo de iniciação do trincamento térmico transversal
ICW	Tempo de iniciação do trincamento largo
idade	Idade do pavimento desde a restauração
IDADE	Idade desde a construção

IP	Instruções de projeto
IP_T	Tempo entre iniciação do trincamento estrutural e iniciação das painelas
IRI₀	Irregularidade inicial
IRI_{antes}	Irregularidade longitudinal medida antes do recapeamento
IRI_{HDM}	Índice de irregularidade previsto pelo HDM-III
IRI_{medido}	Índice de irregularidade medido no trecho
IRI_{observado}	Valores observados de IRI
IRI_{previsto}	Valores previstos de IRI
K	Fator de intensidade de tensões
K_{cit}	Fator de calibração para iniciação do trincamento térmico transversal
K_{cpa}	Fator de calibração para progressão do trincamento estrutural
K_{cpt}	Fator de calibração para progressão do trincamento térmico transversal
K_f	Fator de calibração para f
K_{ge}	Fator de calibração devido ao fator ambiental
K_{gm}	Fator de calibração para o coeficiente ambiental
K_{gp}	Fator de calibração para progressão da irregularidade
K_i	Fator de calibração
K_{pi}	Fator de calibração para iniciação de painelas
K_{pp}	Fator de calibração para progressão de painelas
K_{rpd}	Fator de calibração para deformação plástica
K_{rst}	Fator de calibração para a deformação estrutural
K_{snpk}	Fator de calibração para o SNPK
L_{médio}	Média das leituras
μ	Coeficiente de Poisson
m	Coeficiente ambiental
MILLD	Espessura de fresagem
n	Parâmetro de fratura
N	Número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN
N₀	Número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN para que surjam na superfície as primeiras trincas
N_{2,5}	Número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80kN, necessárias para que o índice de serventia do pavimento seja reduzido a 2,5
N_{flag}	Número de repetições equivalentes ao eixo padrão e 80 kN para a formação da primeira trinca macroscópica no ponto mais solicitado da camada asfáltica
N_{início}	Número de repetições equivalentes ao eixo padrão de início de trincamento
N_{p1}	Número N correspondente ao período de 1 ano, iniciando em A _E
N_T	Número teórico de repetições equivalentes ao eixo padrão carga para o surgimento das primeiras trincas
NCT_a	Número de trincamento térmico transversal refletido no início do ano em análise
NCT_{eq}	Número máximo de trincamento térmico
NE_t	Número de repetições equivalentes ao eixo padrão (método AASHTO) até o tempo t
NPT_a	Número de painelas por quilômetro no início do ano em análise
PACX	Área de trincamento indexada da camada de rolamento antiga
PCRA	Área total de trincamento antes do último recapeamento ou selagem de trincas
PCRW	Área de trincamento largo antes da intervenção
PCRX	Área com trincamento indexado na camada de rolamento antiga
PMSP	Prefeitura Municipal de São Paulo
PNCT	Número de trincamento térmico transversal antes do último recapeamento de trincas
QI_a	Irregularidade no início do ano em análise
QI_{A'}	Irregularidade existente no ano A'
QI_b	Irregularidade no final do ano em análise
QI_b	Quociente de irregularidade antes da restauração
QI_E	Irregularidade existente no ano A _E
QI_{médio}	Média dos valores de QI
QI_R	Quociente de irregularidade referencial (80 km/h)
QI_{RMSVA}	Quociente de irregularidade estimado a partir de RMSVA
QIIA	Quociente de irregularidade após a restauração
RDM_a	Média do afundamento total em ambas as trilhas de roda no início do ano em análise
RDM_b	Média do afundamento total em ambas as trilhas de roda no final do ano em análise
RDS_a	Desvio padrão do afundamento em trilha de roda no início do ano em análise
RDS_b	Desvio padrão do afundamento em trilha de roda no final do ano em análise
RH	Variável "dummy" (0 - revestimentos originais e 1 - revestimentos restaurados)
RI₀	Irregularidade do tempo t ₀

RI_a	Irregularidade no início do ano em análise
RI_{av}	Irregularidade média anual
RI_{aw}	Irregularidade após a intervenção
RI_b	Irregularidade no final do ano em análise
RI_t	Irregularidade do tempo t
σ_R	Resistência à tração em compressão diametral
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	Tensões normais
Sh	Velocidade dos veículos pesados
SNBASU_s	Contribuição da camada de rolamento e da base para estação s
SNC	Número estrutural corrigido
SNCK	Número estrutural corrigido devido ao trincamento no início do ano em análise
SNP_a	Número estrutural ajustado no início do ano em análise
SNP_d	SNP na estação seca
SNP_s	Número estrutural ajustado para estação s
SNPK_b	Número estrutural ajustado devido ao trincamento no final do ano em análise
SNP_w	SNP na estação úmida
SNSUBA_s	Contribuição da sub-base ou camada de aterro para estação s
SNSUBG_s	Contribuição do sub-leito para estação s
ST	Variável "dummy" (0 - concreto asfáltico)
$\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{zy}$	Tensões cisalhantes
t	Idade do pavimento desde a construção ou restauração
t	Taxa de crescimento anual do tráfego
T_{eq}	Tempo entre iniciação até alcançar o número máximo de trincamento térmico
TLF	Fator referente ao intervalo de tempo para a execução de tapa-buraco
TR	Grau de trincamento
TR'	Trincamento a partir de sua operação até um ano posterior a A _E
TR_{A'}	Trincamento do pavimento existente no ano A'
TR_E	Trincamento do pavimento existente no ano A _E
% Trinca	Porcentagem de área de trincamento
U_d	Densidade de energia de distorção
U_{d0}	Densidade de energia de distorção sob a camada de recapeamento
USACE	
VA_{1,0}	Média quadrática da aceleração vertical para comprimento de base de 1 m.
VA_{2,5}	Média quadrática da aceleração vertical para comprimento de base de 2,5 m.
z	Parâmetro de profundidade medido a partir do topo da sub-base
z_j	Profundidade a partir da camada j th (z ₀ = 0)

RESUMO

NAKAHARA, S. M. **Estudo sobre o desempenho de reforços de pavimentos asfálticos em via urbana sujeita a tráfego comercial pesado**. 2005. 300 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2005.

O presente trabalho apresenta um estudo experimental sobre o desempenho de reforços de pavimentos asfálticos de uma via urbana com elevado volume de tráfego comercial pesado no município de São Paulo, monitorados durante quatro anos desde a mais recente restauração executada. A pesquisa envolveu o acompanhamento sistemático de seções pré-selecionadas na Avenida dos Bandeirantes, por meio de medidas de irregularidade longitudinal com um medidor tipo resposta bem como do trincamento superficial com o mapeamento e registros realizados em campo. A Avenida dos Bandeirantes é o principal corredor de interligação entre as vias localizadas no Oeste do Estado de São Paulo com o Porto de Santos, absorvendo 58% do total de veículos que passam pela Região Metropolitana, totalizando aproximadamente de 250.000 veículos/dia (em ambos os sentidos), sendo destes, cerca de 20.000 caminhões. Com base em dados levantados em campo e em projetos de restauração anteriormente realizados foram desenvolvidos modelos empíricos de previsão de desempenho dos reforços de pavimentos asfálticos, levando em consideração fatores relevantes para seu comportamento. Para isto, foram testados modelos lineares com diferentes estruturas de covariância e também modelos de regressão logística, que ao final mostraram-se mais conservadores que aqueles empregados na previsão de desempenho do programa HDM-4, para as condições do problema, no que tange à evolução do trincamento. No caso de previsão de irregularidade, observaram-se resultados similares entre os modelos desenvolvidos e aqueles preconizados pelo programa HDM-4. Fornecer suporte para decisões relacionadas à gerência de manutenção de pavimentos urbanos de grandes metrópoles e considerar modelos estatísticos ainda pouco utilizados para prever desempenho foram as principais contribuições buscadas durante a realização da pesquisa.

Palavras chaves: pavimentos asfálticos, reforço asfáltico, irregularidade longitudinal, trincamento, modelos de desempenho.

ABSTRACT

NAKAHARA, S. M. **Study of asphalt overlays performance in a heavy loaded urban roads.** 2005. 300 p. PhD Dissertation, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2005.

The present study is related to an experimental research on the performance of asphalt overlays built through milling old asphalt surfaces in a heavy loaded urban road in São Paulo City. Pavement sections were monitored from 2002 to 2005 when restoration works had been accomplished; such surveys were done employing a Bump Integrator to measure roughness as well as to draw maps for surface distresses surveying at Bandeirantes Avenue. The selection of such an urban road is due to its importance as the main link corridor between west highways in São Paulo State to Santos harbor. The annual daily average traffic on the road is near 250 thousand vehicles per day and 20 thousand of them are trucks comprising almost 20% of the total amount of heavy vehicles in Sao Paulo Metropolitan Region. Based on field measurements as well as the data collected through recent restoration projects it was possible to develop empirical models to forecast the performance of such asphalt pavements in terms of roughness and cracking. Modeling performance required tests for linear models with different covariance structures and *logit* models. The proposed cracking models had shown to be less optimistic than the HDM-4 performance models; on the other hand, less conservative or similar models were found out for roughness prediction. The main goal accomplished was to provide prediction models as new tools to help pavement maintenance management tasks for large cities in the country.

Key words: asphalt pavement; concrete asphalt overlay; roughness; cracking; performance models.

INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVAS

Nos últimos anos, a construção e manutenção de rodovias têm sido temas recorrentes em várias publicações na engenharia. Estes trabalhos procuram apresentar parâmetros ou variáveis relacionadas à eficácia da relação investimento versus nível de serviço dos pavimentos e, via de regra, expõem resultados oriundos de estudos realizados principalmente em vias rurais.

A bibliografia relacionada às vias urbanas não se apresenta de forma tão abundante quanto às de vias rurais. Esta última constatação diverge da problemática econômico-social do Brasil, e também, do mundo contemporâneo, onde as populações cada vez mais migram para os grandes centros urbanos, gerando cidades com elevadas densidades demográficas e enormes fluxos de veículos. Com este cenário, descreve-se um problema já muito atual, porém que ganha a todo o momento, mais atenção da sociedade e dos governantes – como gerir os sistemas de transportes destes aglomerados urbanísticos com uma melhor eficiência, funcionalidade e um menor custo social.

Cidades metropolitanas, como São Paulo, exibem os mais variados tipos de problemas relacionados à Engenharia de Transportes. No caso da capital Paulista, onde circulam diariamente milhões de veículos automotores, as questões vão desde problemas como melhorar a disponibilidade de serviços de transportes coletivos até como gerenciar mais adequadamente os pavimentos das vias da cidade. Especificamente neste último ponto, a metrópole apresenta particularidades que só são encontradas em algumas das mega-cidades do planeta. Por exemplo, a cidade de São Paulo dispõe de ruas e avenidas que, além de exibirem elevado volume de veículos, expressam uma exigência de resistência dos pavimentos equivalente àquela requerida dos pavimentos de vias rurais. A cidade como centro econômico do país, recebe, diariamente, centena de milhares de veículos de carga pesada e, em função disto, a rede viária do município de São Paulo é exigida cada vez mais.

Este trabalho de pesquisa busca entender melhor as variáveis e os problemas relacionados ao desempenho de vias urbanas com alto volume de tráfego pesado, para, desta forma, apresentar uma contribuição ao tema através da consolidação de modelos de desempenho dos pavimentos com estas características. A motivação está relacionada aos vários anos de acompanhamento destas vias, projetadas para durarem por um certo período de tempo e que, no entanto, apresentaram comportamento aquém do esperado, ocasionando uma perda de conforto e de

funcionalidade, elevando os custos de manutenção ou restauração e comprometendo o desempenho geral dos pavimentos.

Neste capítulo serão apresentadas, as linhas gerais da pesquisa, o problema de investigação e a justificativa para abordar esse problema, os objetivos da pesquisa, a metodologia utilizada e o plano de trabalho adotado para seu desenvolvimento.

PROBLEMA E JUSTIFICATIVA

Muito se tem desenvolvido e pesquisado a respeito das camadas de reforços nos últimos tempos. O grande interesse sobre o assunto, após a conscientização da importância da manutenção dos pavimentos existentes, iniciou-se em décadas passadas. A Prefeitura do Município de São Paulo apresenta uma política de manutenção das principais vias da cidade que varia de governo para governo, fundamentada, principalmente, nos fundos disponíveis e nas considerações políticas. A grande incidência de defeitos em pavimentos recentemente restaurados levanta dúvidas quanto aos métodos de dimensionamento utilizados e quanto aos tipos de restaurações apresentados.

O objeto desta pesquisa foi a Avenida dos Bandeirantes, importante via do sistema viário do município, por ser, atualmente, o acesso principal, para o Porto de Santos, dos transportes de cargas pesadas provenientes de várias regiões do estado e do país. O transporte de cargas e mercadorias que chega ao estado a noroeste e a oeste do município de São Paulo tem como rota obrigatória esta avenida, absorvendo uma grande parcela do total de veículos que passam pela Região Metropolitana. Entender o comportamento da Avenida dos Bandeirantes significa, também, inferir sobre o mesmo em outras vias brasileiras que apresentam características semelhantes. A malha viária no Brasil tem cerca de 1.700.000 quilômetros de extensão, sendo que só de rodovias municipais (entre pavimentadas ou não) são 1.446.290 quilômetros, ou seja, aproximadamente 84%.

Desde o desenvolvimento do conceito e de métodos de avaliação do conforto ao rolamento nos anos 50 nas pistas experimentais da *American Association of State Highway Officials (AASHO Road Test)*, este foi considerado o melhor parâmetro para exprimir a funcionalidade de um pavimento. O acompanhamento da evolução dos padrões de conforto da Avenida dos Bandeirantes se deu pelas medidas de irregularidade longitudinal. Através deste parâmetro pretendeu-se identificar a história do desempenho do pavimento da avenida e desenvolver modelos de previsão do seu comportamento, por métodos matemáticos e probabilísticos, para que, no futuro, consiga-se prever a qualidade do seu rolamento e a funcionalidade, estabelecer uma base para as tomadas de decisão quanto à manutenção da via, bem como avaliar os custos relacionados aos usuários.

Assim, o interesse prático desta pesquisa é melhorar a compreensão quanto ao comportamento de uma via urbana com um alto volume de tráfego pesado e com características funcionais similares a vias rurais.

OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho é propor um modelo de comportamento e previsão de desempenho de uma via urbana com características bastante peculiares de volume de tráfego pesado.

Uma vez observado o objetivo geral, ressaltam-se os objetivos específicos, que foram desenvolvidos para serem atingidos na sua totalidade:

- Compreender o processo de degradação de reforços asfálticos de vias com elevado volume de tráfego pesado, inseridas em meio urbano;
- Desenvolver modelos de regressão que descrevam o comportamento das estruturas monitoradas e que possam auxiliar na previsão futura dos seus desempenhos;
- Analisar o conjunto de dados obtidos de várias observações de uma ou mais variáveis respostas para uma mesma unidade amostral, coletadas sob diferentes condições de avaliação (diferentes idades);
- Desenvolver modelos estatísticos para as medidas repetidas e modelos de regressão logística levando em consideração as estruturas de covariância existentes entre os dados;
- Fazer uma análise comparativa entre os modelos de degradação desenvolvidos com base no desempenho observado das seções experimentais com os modelos de desempenho empregados para reforços após fresagem no programa *Highway Development & Management* (HDM-4).

METODOLOGIA

O trabalho desta pesquisa foi fundamentado na revisão bibliográfica sobre o assunto (modelos de desempenho de pavimentos asfálticos), na avaliação de projetos existentes, na coleta de dados de defeitos superficiais e de irregularidade longitudinal, no estudo dos materiais através de ensaios laboratoriais, no tratamento e na análise de informações de fontes primárias (pesquisas de campo) e secundárias (bases de dados existentes).

A primeira tarefa foi a seleção dos segmentos testemunho para avaliação de campo. O passo seguinte foi a verificação da estrutura dos pavimentos existentes na avenida, levando-se em consideração os serviços de manutenção, executados em anos anteriores. Foram investigadas, também, as condições superficiais dos revestimentos com o objetivo de avaliar a superfície das seções monitoradas e conferir às mesmas um conceito que registrasse o grau de deterioração atingido pelo acúmulo de defeitos. Ao mesmo tempo, e de forma contínua durante toda a pesquisa, foram realizados os levantamentos dos defeitos com descrição da quantidade e severidade dos principais defeitos em cada seção monitorada.

A avaliação estrutural dos pavimentos da avenida foi efetuada mediante os resultados dos ensaios deflectométricos do *Falling Weight Deflectometer* (FWD).

Para dar suporte à metodologia apresentada foram realizados levantamentos da irregularidade longitudinal dos pavimentos da Avenida dos Bandeirantes por meio de um medidor tipo resposta (*Bump Integrator*).

O trabalho envolveu o acompanhamento de projetos da avenida que datam desde 1975, o que causou muitas dificuldades em levantar um histórico dos dados importantes de análise de maneira concisa e abrangente. Os métodos de monitoramento utilizados eram considerados, até o início da pesquisa, os mais sofisticados em uso atualmente no Brasil, o que elevou a importância e o cuidado no confronto e análise dos resultados. Por ser uma pesquisa que envolve o levantamento em campo de diversos parâmetros, teve-se a noção das dificuldades em acompanhar devidamente o comportamento da estrutura mediante as solicitações do clima e do tipo de tráfego da Avenida dos Bandeirantes.

ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho inicia apresentando a importância do tema, localizando-o no atual ambiente da Engenharia de Transportes. Ao mesmo tempo, procura apresentar a proposta deste trabalho e os objetivos que se deseja cumprir bem como, os métodos utilizados para desenvolver um novo modelo de desempenho de pavimentos para vias urbanas com alto volume de tráfego pesado. A estrutura como tese de doutorado foi sistematizada no presente volume, compreendendo no total seis capítulos.

O Capítulo 1 apresenta uma revisão bibliográfica sobre o assunto, como da degradação de pavimentos asfálticos, das avaliações funcionais, da irregularidade longitudinal e dos modelos de previsão de desempenho (determinísticos e probabilísticos), com exemplos dos existentes na literatura.

O Capítulo 2 apresenta um detalhamento do problema com comentários sobre a realidade da restauração de pavimentos no município de São Paulo, sobre as principais características dos pavimentos urbanos, principalmente no que diz respeito aos métodos de dimensionamento utilizados, e do elevado volume de tráfego existente no Sistema Municipal Viário. É apresentado o histórico da via (objeto da pesquisa) e sua importância regional, a descrição do local de implantação, quanto à situação geológica e geotécnica e às condições climáticas, os aspectos construtivos utilizados na época, as restaurações ocorridas e a deterioração observada no tempo.

No Capítulo 3 são apresentados os métodos utilizados na pesquisa e no Capítulo 4, os resultados obtidos. O Capítulo 5 apresenta o desenvolvimento dos modelos de desempenho e a calibração destes para as situações diversas, enfocando o caso da Avenida dos Bandeirantes. Ao final, tais novos modelos propostos são comparados, em termos de habilidade de previsão do comportamento funcional e estrutural, dos pavimentos estudados, com os modelos do HDM-4.

Ao final são apresentadas as principais conclusões do trabalho e recomendações para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 1

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo fornece uma visão geral sobre definição de desempenho dos pavimentos asfálticos através de diversos conceitos existentes na literatura, entre eles a relação “serventia-desempenho”. Estão presentes os estudos sobre os fatores que interferem no comportamento dos pavimentos e suas contextualizações nos dias atuais. São apresentados índices que medem o conforto ao rolamento, principalmente o desenvolvido para fornecer a irregularidade longitudinal através do perfil longitudinal da rodovia. Este capítulo também apresenta uma revisão parcial dos principais modelos matemáticos existentes, nacionais ou internacionais, que utilizam a irregularidade longitudinal na previsão do desempenho dos pavimentos.

1.1 DESEMPENHO DOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

1.1.1 CONCEITO DE SERVENTIA E DESEMPENHO

Os pavimentos não são concebidos para durarem eternamente, mas para um determinado período de tempo ou “ciclo de vida”. Durante este ciclo, o pavimento inicia a sua vida em uma condição perfeita até alcançar uma condição ruim. O decréscimo da condição ou da “serventia” do pavimento ao longo do tempo é conhecido como desempenho (Departamento Nacional de Estrada de Rodagem, 1998). Assim, serventia é definida como o grau com que o pavimento atende aos requisitos de conforto ao rolamento e segurança, nas condições operacionais da via em um determinado momento de sua vida de serviço.

Antes do desenvolvimento da medida de serventia, a atenção voltada à avaliação do desempenho do pavimento era inadequada (Carey e Irick, 1960). Um pavimento era considerado satisfatório ou não satisfatório somente em função da sua necessidade ou não de manutenção. A tecnologia de projeto existente na época não considerava diretamente o desempenho. Os métodos envolviam a determinação das espessuras das camadas de maneira que as tensões ou as deformações não excedessem níveis específicos. Os defeitos que ocorriam nos pavimentos estavam associados às cargas impostas à estrutura, não existindo informações relacionadas ao comportamento funcional.

Carey e Irick (1960) propuseram o termo desempenho através do conceito “serventia-desempenho”. Através dos estudos realizados nas pistas experimentais da *American Association of State Highway Officials (AASHO Road Test)*, desenvolveram um sistema que facilitou o entendimento do termo “desempenho”. Desempenho é a variação da serventia (medida pelo índice *Present Serviceability Index*, PSI) ao longo do tempo, como mostra a Figura 1.1, para uma seção de pavimento asfáltico da *AASHO Road Test* (Highway Research Board, 1962).

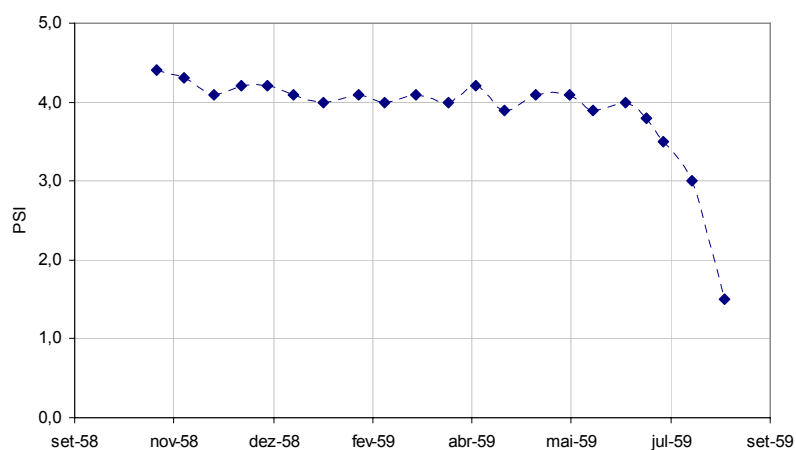


Fig.1.1 – Desempenho do pavimento asfáltico de uma seção da *AASHO Road Test* (adaptado de HRB, 1962).

Segundo Rodrigues (1991), o desempenho de um determinado pavimento asfáltico depende de uma complexa rede de fatores e da interação entre seus efeitos, sendo que os mais importantes são: a repetição de cargas do tráfego, responsável pela geração e propagação dos defeitos de natureza estrutural, como trincamento e deformações plásticas; a abrasão da superfície do pavimento, gerada pela passagem das rodas de todos os veículos que compõem o tráfego; o envelhecimento das camadas asfálticas, provocado pela oxidação do ligante betuminoso e que é agravado pelas condições ambientais; as propriedades dos materiais utilizados na construção do pavimento e a sua heterogeneidade ao longo da via; as condições de drenagem; a frequência e as práticas de manutenção aplicadas ao longo do tempo; e a estrutura existente. Embora o peso relativo dos fatores que influem no desempenho dos pavimentos varie em função de seu modo de utilização (rodoviário, aeroportuário, urbano, portuário e industrial), os conceitos fundamentais envolvidos são os mesmos.

Lytton (1987) definiu desempenho como um termo geral que descreve como as condições de um pavimento variam em função da idade. Na avaliação do desempenho são incluídas várias medidas, com diferenças quanto a sua aplicação, seja em nível de projeto ou em nível de rede, e quanto às redes distritais, estaduais ou provinciais. Para nível de projeto, desempenho é definido pelos defeitos e pelas perdas da serventia, da resistência à derrapagem e da condição geral devido ao tráfego. Para nível de rede distrital, desempenho é definido não somente pela condição

de cada projeto, mas também pela condição geral da rede produzida por cada tipo e classe da rodovia. Para nível de estado ou província, os cuidados estão concentrados nas medidas da condição geral dos pavimentos da rede de cada subdivisão geográfica, especialmente quanto às medidas que refletem as necessidades atuais e futuras de investimentos e os efeitos nos custos aos usuários. O desempenho de uma rede nacional está relacionado aos interesses políticos e econômicos, especialmente no que diz respeito à locação dos custos, às distribuições dos fundos e lucros na taxação, e aos demais fatores que afetam as necessidades dos estados ou províncias. Cada uma destas redes requer uma variedade de tipos de modelo de desempenho para seu próprio gerenciamento.

Lytton (1987) salientou a importância de incorporar diretamente no desempenho os efeitos da manutenção. Os dados relevantes para avaliar os efeitos da manutenção são: *o que* é realizado, *o nível de esforço* aplicado, *a qualidade* e *a extensão* do trabalho, *as condições* do pavimento no momento da manutenção e *a taxa de variação* destas condições são fatores de extrema importância nos resultados da manutenção. A manutenção pode ser descrita por três coordenadas numéricas: o nível de esforço, a área e a qualidade. O nível de esforço é definido pelo *o que* é feito e *onde*. A Tabela 1.1 apresenta escalas de cada nível e as diferentes tarefas de manutenção sugeridas por Lytton (1987).

Tabela 1.1 – Níveis de esforços e a manutenção necessária (adaptado de Lytton, 1987).

Aplicação	Local	Escala	Nível de manutenção
		0	Nenhuma
Rotineira	Pontual	1	Remendo localizado e selagem
		2	Preventivo
		3	Preventivo
Programada	Área	4	Corretivo
		5	Restaurativo

A determinação do desempenho de um pavimento envolve um estudo do seu comportamento funcional. O termo avaliação funcional foi introduzido para representar os processos de identificação e caracterização de diversos aspectos relacionados às condições da superfície de rolamento, incluindo questões relacionadas ao conforto e à segurança do tráfego.

Diversos critérios de avaliação funcional foram desenvolvidos e intensamente utilizados ao longo dos últimos anos, diferenciando-se na forma, no conteúdo e no objetivo final da aferição. Os critérios subjetivos permitem avaliar as condições dos pavimentos com base na opinião do usuário, sem detalhar os tipos e quantidades de defeitos existentes. Os critérios objetivos destinam-se à qualificação e à quantificação dos defeitos através de metodologias específicas para cada tipo de avaliação desejada. Qualquer que seja o critério de avaliação adotado, a

finalidade da avaliação funcional é proporcionar parâmetros indicativos das necessidades de manutenção de uma rede rodoviária ou de uma via isoladamente.

Uma das principais realizações na *AASHO Road Test* foi o desenvolvimento do conceito e de métodos de avaliação do conforto no rolamento. O conforto de rolamento foi desde então considerado o melhor parâmetro para exprimir a funcionalidade de um pavimento. Os conceitos relacionados ao conforto são a serventia e a irregularidade longitudinal.

A determinação de conforto de rolamento através de uma avaliação subjetiva determina o padrão de serventia que o pavimento apresenta em um determinado momento de sua vida, e este padrão é denominado de Valor de Serventia Atual (VSA), conhecido internacionalmente como *Present Serviceability Ratio* (PSR). O Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, 1994) (atual Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte, DNIT), apresenta uma metodologia que permite a avaliação das condições de um pavimento existente, com bases subjetivas. As avaliações subjetivas são efetuadas por grupos de indivíduos devidamente treinados que, trafegando um trecho de pavimento tido como homogêneo e obedecendo a instruções especiais, conferem notas ao trecho em uma escala variável de zero (muito ruim) a cinco (muito bom). Segundo Bodi (1998), o emprego desta medida de serventia poderá ser viável em vias urbanas, com algumas regras estabelecidas.

Em função das dificuldades e dos custos elevados decorrentes da utilização dos grupos de avaliação, na *AASHO Road Test* foi desenvolvida uma forma de avaliar objetivamente a serventia. A avaliação objetiva fornece o estado do pavimento detalhadamente, com várias informações que não são diretamente obtidas na avaliação subjetiva. O outro conceito relacionado ao conforto de rolamento, a irregularidade longitudinal, pode ser considerada, com boa aproximação, uma medida indireta da serventia.

1.1.2 DESENVOLVIMENTO DO ÍNDICE DE SERVENTIA

Avaliando-se o desenvolvimento tecnológico da engenharia em todas as suas especialidades, seria questionável admitir-se que a percepção do público, quanto à serventia, não variou nos últimos anos, uma vez que os veículos, as características das rodovias e as velocidades de operação se alteraram. A serventia não é exclusivamente uma medida da qualidade de rolamento do pavimento e pode ser identificada pela inclusão de outros fatores, como dos defeitos superficiais.

Os resultados dos testes realizados na *AASHO Road Test* (HRB, 1962) mostraram que a grande maioria das informações sobre serventia do pavimento era atribuída à irregularidade longitudinal

do perfil superficial, ou seja, o principal uso das medidas de irregularidade buscava estimar a serventia do pavimento. Hoje em dia se questiona esta afirmativa (Balbo, 1997). O PSI, originalmente desenvolvido para este propósito, apresentava a forma funcional dada por:

$$PSI = D + A_1[\log(1 + SV)] + B_1ATR + B_2(C + P)^{1/2} + e \quad (1.1)$$

onde, SV = variância da declividade observada nas trilhas de roda (*Slope Variance*) determinado por um medidor de irregularidade longitudinal específico, em polegadas por milhas; ATR = média do afundamento da trilha de roda, em polegadas; (C+P) = quantidade de trincamento e painéis; e os coeficientes da Tabela 1.2.

Tabela 1.2 – Coeficientes do modelo da *AASHO Road Test* (HRB, 1962).

Coeficiente	Pavimento	
	Asfáltico	Rígido
D	5,03	5,41
A ₁	-1,91	-1,80
B ₁	-1,38	0
B ₂	-0,01	0,09

O objetivo da Equação (1.1) é prever PSI de maneira satisfatória. A equação foi desenvolvida através de técnicas de regressão múltipla relacionando um conjunto de medidas físicas com medidas subjetivas. O índice PSI calculado a partir da Equação (1.1) é uma estimativa do PSR.

Os valores de PSI e o PSR são maneiras aproximadas de obter a serventia e indicadores do desempenho do pavimento. Nos últimos anos, pouco se tem publicado sobre índices que forneçam objetivamente a serventia dos pavimentos. O que se retrata na literatura são índices que se relacionam direta ou indiretamente aos indicadores acima apresentados. A pesquisa na *AASHO Road Test* ainda é o marco no estudo sobre desempenho de pavimentos, pois continua sendo a referência para todos os trabalhos realizados experimentalmente.

1.1.3 DETERIORAÇÃO DOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Para entender e quantificar o desempenho dos pavimentos asfálticos é importante definir o fenômeno que rege a mudança da condição do pavimento, conhecido como deterioração. Os mecanismos que controlam o processo de deterioração ou a degradação estrutural dos

pavimentos dependem do tipo de estrutura. Segundo Rodrigues (1991), os pavimentos asfálticos se deterioram por meio de:

- Formação e crescimento de fissuras nas camadas de revestimento, decorrentes da fadiga provocada pela repetição das cargas de tráfego;
- Geração de afundamentos em trilha de roda ou ondulações na superfície em decorrência do acúmulo de deformações plásticas em todas as camadas, sob a repetição das cargas de tráfego;
- Desgaste em decorrência da abrasão provocada pelos veículos, acelerado pelo intemperismo, levando à queda do coeficiente de atrito;
- Envelhecimento do ligante betuminoso por oxidação.

No Brasil, o mecanismo de degradação dominante nas rodovias de tráfego médio ou pesado é o trincamento por fadiga. Nas vias urbanas, os afundamentos plásticos têm sido predominantes quando os pavimentos não atendem às exigências de espessura ou de compactação preconizadas pelos métodos de projeto.

Dos diversos modos de deterioração dos pavimentos asfálticos ou flexíveis, destaca-se o trincamento das camadas asfálticas sob carregamento repetido. A sua medição é um dos itens mais importantes no inventário das condições superficiais por fornecer informações importantes em um diagnóstico dos problemas encontrados. A camada betuminosa comporta-se como um material dúctil, e à medida que envelhece torna-se mais frágil e conseqüentemente, suscetível ao trincamento. Com o surgimento do trincamento no revestimento, ocorre um processo de mudança estrutural progressiva, e a camada deixa de contribuir na dispersão das cargas sobre as camadas inferiores. Além disso, a formação das fissuras permite a entrada de água nas camadas inferiores do pavimento, o que causa uma perda de resistência do pavimento. Em função destes dois aspectos, o trincamento seria o grande responsável pela degradação estrutural do revestimento e das demais camadas posteriores, o que o torna digno de controle dentro de uma filosofia de gerência de pavimento (Balbo, 1997).

Os métodos de dimensionamento existentes não levam em conta as propriedades elásticas das camadas superficiais. O potencial para o desenvolvimento de trincamento em um pavimento depende, de um modo geral, das características elásticas da estrutura quando solicitada por cargas e pelos efeitos climáticos. Assim, os métodos atuais devem considerar de forma mais realista os parâmetros de resposta estrutural às solicitações externas (Balbo, 1997).

O método de projeto da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 1993), baseado no conceito serventia-desempenho, usa como parâmetro de cálculo a perda de serventia com o tempo. Este valor de serventia está relacionado com três tipos de

defeitos: trincamento, remendo e a variância das declividades longitudinais observadas nas trilhas de roda (irregularidade superficial). Como estes dois tipos de defeitos apresentaram uma pequena contribuição no valor atribuído a serventia final, a irregularidade tem sido considerada o fator principal nas análises da qualidade de rolamento.

A manutenção preventiva quanto ao trincamento é fundamental e justificada, embora os órgãos rodoviários não estejam habituados a tomar decisões quanto a este tipo de operação. As medidas preventivas têm o intuito de prolongar a vida útil dos pavimentos e reduzir os gastos decorrentes de restaurações mais dispendiosas. As atividades de conservação preventiva, como exemplo, a execução de capa selante e de lama asfáltica, não podem ser consideradas como melhorias estruturais; porém, por reduzirem a taxa de deterioração devido à selagem das trincas, e por preservarem contra a infiltração da água na estrutura do pavimento, podem ser consideradas como uma contribuição indireta à integridade estrutural do pavimento (DNER, 1998).

Os fatores relatados fornecem uma visão sumária e introdutória de como se deterioram os principais tipos de pavimentos existentes nas grandes vias do Município de São Paulo, com ênfase sobre os que apresentam pelo menos uma camada asfáltica. O entendimento destes fatores auxiliou na delimitação da investigação experimental, nos processos utilizados e na interpretação dos dados resultantes.

1.2 IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

O conhecimento da irregularidade de um pavimento qualquer a ser restaurado é um dos fatores determinantes da alternativa de projeto mais adequada para este pavimento. Aplicando-se um modelo de previsão de evolução da irregularidade longitudinal do pavimento em uma determinada data, pode-se estimar a qualidade de rolamento deste pavimento no futuro e novas necessidades de restauração (Bottura, 1998).

Assim, é fundamental discernir o conceito de irregularidade longitudinal. Haas e Hudson (1978) referem-se a irregularidade como “a distorção da superfície do pavimento o qual contribui para um rolamento indesejável ou desconfortável”.

O aumento da irregularidade com o tempo depende da qualidade da estrutura (espessuras das camadas e materiais utilizados), das solicitações do tráfego (deformações plásticas) e dos fatores ambientais (chuvas e temperaturas).

Hudson (1979) dividiu a irregularidade em três componentes do perfil: a variação transversal, a variação longitudinal e a variação horizontal do alinhamento do pavimento; ou seja, parâmetros

funcionais que provocam mudanças na aceleração de um veículo. Das variáveis consideradas indesejáveis, causam desconforto aos usuários, a irregularidade longitudinal é considerada a pior, sendo seguida pela irregularidade transversal. A curvatura horizontal, que fornece forças de mudança de direção ao veículo, é considerada a menos ofensiva e pode ser controlada no próprio projeto planimétrico.

Outros autores, tais como Darlington (1973) (*apud* Hudson, 1979), também reconheceram que o perfil superficial é a melhor maneira de caracterizar a irregularidade. Neste contexto, a definição de perfil superficial não inclui a altimetria da rodovia, mas somente ondulações presentes na superfície do pavimento com comprimentos de onda inferiores a 152,4 cm.

Wambold *et al.* (1980) (*apud* Woodstrom, 1990) apresentaram ações fundamentais relacionadas às medidas do perfil superficial ou da irregularidade:

- Manter o controle da qualidade de construção;
- Localizar as mudanças anormais na rodovia, como problemas de drenagem e deficiências construtivas;
- Estabelecer um banco de dados atualizado para alocação de recursos de manutenção;
- Identificar a história de serventia-desempenho do pavimento;
- Especificar os limites do perfil superficial e a qualidade de rolamento de novas construções;
- Avaliar os custos para o melhoramento da rodovia;
- Prever a perda da qualidade de rolamento nas rodovias existentes;
- Correlacionar com a resposta de vibração e fadiga nos veículos;
- Desenvolver critérios de conforto do usuário;
- Avaliar os efeitos da irregularidade no volante e nos freios do veículo.

Paterson (1987b), por meio da especificação E867/82 da *American Society for Testing and Materials* (ASTM), define irregularidade como “desvios de uma superfície de pavimento, em relação a uma superfície plana, com dimensões características que afetam a dinâmica do veículo, a qualidade de rolamento, a dinâmica das cargas e a drenagem”. Ela pode ser causada por qualquer um dos seguintes fatores:

- Técnicas construtivas, as quais incorrem em algumas variações do perfil da rodovia;
- Repetições de carga, principalmente em condição de fluxo canalizado, que causam distorções por deformação plástica em uma ou mais camadas do pavimento;
- Expansão por congelamento e variações volumétricas devido às contrações ou expansões do sub-leito;
- Compactação inicial não uniforme.

Paterson (1987b) verificou, ainda, que a irregularidade é a variação na declividade de uma superfície de rodovia que apresenta um perfil complexo abrangendo uma ampla faixa de frequência de diferentes amplitudes e comprimentos de onda. Esta faixa tende a variar com o tipo de superfície. As medidas de irregularidade incidem em três categorias:

- 1) Um perfil numérico definido diretamente por funções matemáticas elaboradas a partir de um perfil absoluto de elevações superficiais feito sobre as trilhas de rodas;
- 2) Sínteses numéricas medidas diretamente por sistemas medidores de irregularidade tipo-resposta calibrados para um perfil ou por outras correlações numéricas;
- 3) Avaliações subjetivas da qualidade de rolamento ou da serventia, geralmente elaboradas por avaliadores sobre uma escala definida por descrições subjetivas.

Para o mesmo autor, as diferenças que surgem entre as medidas de irregularidade são devidas às diferentes formas de respostas dos instrumentos medidores do perfil e da maneira como os dados são processados.

Segundo Woodstrom (1990), um perfil longitudinal pode ser um registro detalhado das características da superfície e da irregularidade do pavimento representado através de um número-resumo. Tradicionalmente, existem duas maneiras de determinar este número: pela integração numérica e pela análise matemática. A primeira é feita através de um equipamento medidor e a segunda envolve registros e análises matemáticas do perfil através de um procedimento padrão.

De acordo com Haas *et al.* (1994), as distorções da superfície do pavimento provocam acelerações verticais e laterais no veículo. A aceleração vertical, que surge da distorção longitudinal do perfil do pavimento, interfere no conforto do ocupante do veículo. A aceleração lateral é resultado do movimento de rotação e mudança de direção do veículo. Segundo os autores, a avaliação da irregularidade requer medidas do perfil longitudinal na trilha de roda do pavimento, que devem ser analisadas através de um modelo matemático para gerar uma estatística-resumo para toda extensão do trecho avaliado. Existe uma variedade de estatísticas-resumo, desde uma função potência espectral até tipos de índice de irregularidade.

Janoff *et al.* (1985) constataram que as características de irregularidade de qualquer rodovia também podem ser estudadas pelo exame das propriedades espectrais do perfil longitudinal. A contribuição de cada faixa de onda na irregularidade pode ser determinada pela inspeção visual da função *Power Spectral Density* (PSD) da declividade. Este método de análise foi muito usado no estudo dos efeitos dos diferentes tipos de solos do sub-leito nas características de irregularidade, sob diferentes condições climáticas. No entanto, Bruscella *et al.* (1999) mostraram

que o estudo do espectro da declividade de uma rodovia apresentou falhas, e propuseram uma análise da irregularidade baseada na aceleração espacial. Rouillard *et al.* (2000), através do perfil superficial da aceleração espacial procedente dos dados de declividade da rodovia, apresentaram uma análise e uma metodologia de classificação da irregularidade. A classificação introduzida pelos autores teve duas aplicações – a caracterização e classificação das superfícies de pavimentos com propósitos de manutenção e transporte, e a simulação dinâmica dos veículos.

Sun *et al.* (2001) apresentam uma investigação teórica com o uso das funções PSD sobre a descrição do perfil da rodovia. Através do perfil longitudinal, do modelo quarto-de-carro e das características da resposta dos veículos, os autores conseguiram estabelecer uma relação entre o Índice de Irregularidade Internacional, ou conhecido internacionalmente por *International Roughness Index* (IRI) e a função PSD da irregularidade.

Assim, desde 1962 com os estudos da *AASHO Road Test*, existe uma conscientização da importância de quantificar a irregularidade superficial dos pavimentos. Houve um avanço no estudo da gênese do defeito, das suas características e prováveis causas, e de como ele interfere nos custos aos usuários. O controle da irregularidade longitudinal deve ser monitorado desde as primeiras etapas da construção dos pavimentos, e o desempenho destes pavimentos pode ser quantificado através do seu monitoramento e estudo.

1.2.1 MEDIDORES DE IRREGULARIDADE

Existem na literatura vários equipamentos e métodos para medir a irregularidade longitudinal. Gillespie (1992) elaborou um estudo completo sobre o histórico dos principais tipos existentes.

Os medidores de perfis são equipamentos ou métodos usados para reproduzir uma seqüência de números relacionados a um “perfil verdadeiro” de uma linha imaginária sobre a rodovia. Os números obtidos não são necessariamente iguais à elevação verdadeira, pois um medidor nem sempre mede exatamente o verdadeiro perfil, e sim componentes deste perfil verdadeiro. A relação entre o perfil verdadeiro e os números produzidos pelo medidor deve encontrar uma descrição detalhada.

Sayers e Karamihas (1998) mostraram que um medidor de irregularidade emprega uma combinação de três variáveis: (1) a elevação de referência; (2) a altura relativa de referência; (3) a distância horizontal. Estas três variáveis são combinadas de maneiras diferentes, dependendo do tipo de medidor.

O grande interesse nos equipamentos medidores de irregularidade pode ser visto pela extensa literatura existente sobre o assunto. Os encontros entre especialistas e representantes interessados no tema foram mantidos por muito tempo para determinar e comparar algumas características de desempenho dos equipamentos de uso corrente. Alguns destes encontros foram muito importantes, como os exemplificados abaixo (Woodstrom, 1990):

- *International Road Roughness Experiment* (IRRE) em 1982, no Brasil, onde foram comparados vários equipamentos, em 49 seções de rodovias não pavimentadas, rodovias pavimentadas com concreto betuminoso e com tratamento superficial;
- *Ann Arbor Road Profilometer Meeting*, relatado por Sayers e Gillespie (1986), onde foram operados doze tipos diferentes de perfilômetros em 27 seções testes. O método nível e mira também foi usado em 10 localizações;
- *Fort Collins Pavement Profile Measurement Seminar*, mencionado por Donnelly e Kiljan (1988), onde foram testados 20 tipos diferentes de medidores e apresentados novos equipamentos.

Vários órgãos e empresas privadas vêm desenvolvendo e testando equipamentos capazes de medir irregularidades e defeitos de pavimentos, e Bottura (1998) apresenta uma revisão sobre as tendências atuais.

Sayers *et al.* (1986) agrupou os métodos de medidas de irregularidade existentes em quatro classes (denominados por Classe 1, 2, 3 e 4) baseando-se em como suas medidas dizem respeito ao índice IRI. Os métodos foram classificados de acordo com o tipo de tecnologia e acurácia com que se podia medir a irregularidade a partir de uma referência pré-estabelecida.

Já Paterson (1987) classifica os métodos e equipamentos em quatro categorias, como mostra a Tabela 1.3. Segundo Prozzi (2001), as categorias I, II e IV são classificadas como medidores do perfil, enquanto que a categoria III, como medidor da resposta.

Tabela 1.3 – Métodos de medidas de irregularidade (adaptado de Paterson, 1987).

	Categoria	Método e exemplos
I	Perfil absoluto	Mede a elevação do perfil relativo a um nível horizontal de referência.
II	Instrumentos com referência móvel	Mede os desvios em relação a uma referência móvel.
III	Instrumentos com o veículo em movimento	Mede: a) o deslocamento relativo entre o eixo e a carroceria do automóvel. b) a aceleração do eixo ou da carroceria pelos acelerômetros.
IV	Instrumentos de perfil dinâmico	Mede as elevações do perfil eletronicamente em relação a uma referência "horizontal" artificial, fornecendo dados de elevação-distância.

O DNER (1998) enquadra os equipamentos ou processos em quatro grupos: sistemas de medidas diretas, sistemas de medidas indiretas, sistemas baseados na reação do veículo e sistemas de medidas com sonda sem contato.

Apesar da farta quantidade de equipamentos disponíveis, não existe um tipo padrão para ser usado mundialmente, principalmente devido às diferenças existentes quanto ao que se mede em um perfil longitudinal. Cada local faz uso do que dispõe para medir a irregularidade longitudinal dos pavimentos. O que tem crescido ultimamente são pesquisas que tentam relacionar os índices determinados pelos equipamentos com fatores que interferem no desempenho dos pavimentos.

No Brasil, o único modelo tipo resposta desenvolvido com tecnologia inteiramente nacional é o integrador IPR/USP (Domingues, 1982; Domingues, 1984), que foi adotado por vários anos pelos principais órgãos rodoviários brasileiros; no entanto, desde de 1989 muitos quilômetros de vias rurais e urbanas têm sido avaliadas pelo *Bump Integrator* (BI).

O *Bump Integrator* (Figura 1.2) utiliza o sistema de aquisição dos dados de irregularidade denominado *Road Measurement Data Acquisition System* (ROMDAS) desenvolvido pela *Highway and Traffic Consultant Ltda* (HTC). O ROMDAS converte os dados brutos de irregularidade coletados em campo em dados calibrados através de equações de calibração.



Fig.1.2 – Veículo equipado com o ROMDAS (www.dynatest.com.br).

O sistema utiliza uma instalação simples do BI (Figura 1.3) conectado no meio do eixo do veículo, fornecendo um índice de irregularidade calculado através do modelo metade-de-carro, já que o registro corresponde a resposta simultânea das duas rodas.

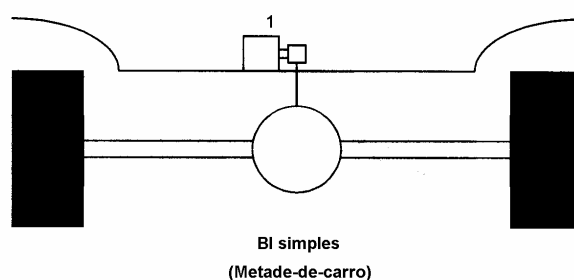


Fig.1.3 – Instalação no *Bump Integrator* (adaptado de Bennett, 2000).

No veículo são calibrados o odômetro (sensor distância/velocidade) e o medidor de irregularidade. A calibração do sensor distância/velocidade é feita com os pneus balanceados e na pressão padrão do tipo de veículo para percorrer uma distância mínima de 100 metros. Os pontos inicial e final da seção devem ser marcados no pavimento. O veículo percorre a seção e registra a distância percorrida. O ROMDAS usa esta distância em conjunto com registro do número de pulsos no sensor para a determinação da constante de calibração, ou seja, do número de pulsos por quilômetro. Esta constante é, portanto, usada para converter os pulsos distância/velocidade em distância real percorrida pelo veículo. Os valores típicos são de 2.500 pulsos/km em sensores padrões e maiores que 100.000 pulsos/km em sensores de alta resolução. A operação deve ser repetida várias vezes para assegurar um fator de calibração confiável.

A calibração do medidor de irregularidade é usada para converter os dados não processados (dados brutos) coletados nos levantamentos em dados ou irregularidades calibradas. A calibração requer que o veículo percorra a seção, entre o ponto inicial e o ponto final, e seja registrado o número de contagens não processadas e a velocidade média usada neste intervalo. A execução é similar a um levantamento de irregularidade comum, porém, neste caso, é necessário que o comprimento da seção seja indicado para que o registro inicie no ponto inicial marcado no pavimento e termine automaticamente quando a distância mínima seja alcançada. O Anexo A apresenta os detalhes da calibração do medidor.

O ROMDAS utiliza a média das velocidades registradas sobre o intervalo de amostra, em conjunto com a equação de calibração apropriada para a velocidade, para calcular a irregularidade. Como a irregularidade é baseada no número de contagens por quilômetro, a conversão da equação de calibração deve também ser baseada em medidas por quilômetro para que os resultados sejam válidos.

Uma das vantagens deste equipamento é que ele pode ser conduzido em mais elevadas velocidades sem a necessidade de expor os trabalhadores diretamente ao tráfego.

1.2.2 ÍNDICE DE IRREGULARIDADE INTERNACIONAL – IRI

O Índice de Irregularidade Internacional ou Índice de Rugosidade Internacional (IRI) resume matematicamente o perfil longitudinal de uma rodovia sobre uma trilha de roda, representando a vibração induzida por um veículo que trafega sobre uma superfície irregular. O IRI é um padrão de medida relacionado àqueles fornecidos pelos medidores tipo resposta, sendo definido como a razão entre o total dos deslocamentos ocorridos na suspensão de um veículo dividido e a distância percorrida.

Os detalhes de cálculo do IRI e as normas de procedimento de aplicação do índice na calibração dos equipamentos são discutidas em Sayers *et al.* (1986). O método de calibração adotado foi o mesmo definido nos estudos brasileiros (GEIPOT, 1982) e proposto por Hudson (1975).

Segundo Sayers (1995), o desenvolvimento do IRI ocorreu em três etapas:

1. Simulação quarto-de-carro em perfilômetros de alta velocidade:

Nos anos 60, a *General Motors* (Spangler e Kelly, 1964 – *apud* Sayers, 1995) desenvolveu um medidor de alta velocidade que poderia medir o “perfil verdadeiro” de uma rodovia na faixa de comprimentos de onda que afeta as vibrações do veículo. Uma das primeiras aplicações deste tipo de sistema combinou medidas de perfil com um modelo matemático quarto-de-carro.

2. A pesquisa da *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) e *Golden Car* :

No final dos anos 70, a NCHRP incentivou um estudo sobre os sistemas medidores tipo resposta. O objetivo era desenvolver métodos de calibração para estes sistemas. Concluíram que o único método válido foi a “calibração por correlação” com um índice pré-definido. Foram testados e simulados vários índices e a melhor correlação foi obtida usando uma simulação de veículo com um conjunto de parâmetros chamado de *Golden Car* (o nome foi baseado no conceito de um instrumento de ouro que servia de referência, mantido em uma câmara e usado para calibrar outros instrumentos). Alguns pesquisadores acreditam que os parâmetros *Golden Car* descrevem um carro médio americano de 1978. As constantes das molas foram selecionadas para igualar as duas maiores frequências ressonantes (choque entre carroceria e eixo), mas o amortecedor com os parâmetros *Golden Car* apresentou um valor bem maior do que de muitos veículos. O alto valor do amortecedor foi escolhido por apresentar a melhor correlação entre a variedade de sistemas tipo-resposta.

3. Desenvolvimento do IRI pelo Banco Mundial:

Quase todos os equipamentos medidores de irregularidade são capazes de produzir medidas em uma única escala, desde que esta escala seja adequadamente selecionada. O IRI deveria ser relevante, transportável e estável com o tempo. Para assegurar a transportabilidade, o índice deve ser mensurável por vários tipos de equipamentos, incluindo os sistemas tipo-resposta. Para ser estável com o tempo, o IRI deve ser descrito por uma transformação matemática do perfil medido. As melhores correlações entre o índice do perfil e os sistemas tipo-resposta foram encontradas em duas simulações de veículos utilizando os parâmetros *Golden Car*: a análise quarto-de-carro e a análise metade-de-carro. A análise quarto-de-carro foi selecionada pois pode ser usada por todos os métodos medidores disponíveis na época. A velocidade de 80 km/h foi escolhida como padrão, pois nesta velocidade o IRI foi sensível aos mesmos comprimentos de onda que causavam vibrações no veículo. Em 1990, a *Federal Highway Administration* (FHWA) começou a exigir o IRI como índice padrão para os relatórios de irregularidade da *Highway Performance Monitoring System* (HPMS).

Assim, após esta última etapa, o IRI foi selecionado como a escala universal de irregularidade longitudinal. A medida é classificada tanto pelo seu nome técnico como pela sua unidade (m/km, mm/m ou pol/mi). O sistema de medida tipo resposta de referência usado na determinação do IRI foi um modelo matemático chamado “simulação quarto-de-carro”, e quando obtido a partir de uma simulação de referência, a medida chama-se “declividade média retificada de referência”.

O IRI descreve uma escala de irregularidade na qual o valor zero é para uma superfície planar verdadeira. É um número que resume o impacto da qualidade da irregularidade longitudinal na resposta do veículo e é apropriado quando for necessário para ser relacionado com: custo operacional do veículo; qualidade de rolamento; carga dinâmica dos pneus e condição superficial.

Atualmente existem diferentes classificações quanto aos valores limites destinados a avaliar um determinado pavimento a partir da irregularidade longitudinal. A Tabela 1.4 (Souza *et al.*, 2002) apresenta as faixas de classificação de irregularidade com base no IRI de diversas fontes, inclusive a usada pelo DNER (1998).

Desde 1990, a *Federal Highway Administration* (FHWA) tem exigido o uso da escala do IRI para avaliar as irregularidades longitudinais (anteriormente este órgão utilizava o PSR). A Tabela 1.5 contém os termos qualitativos das condições dos pavimentos e os respectivos valores correspondentes do IRI e do PSR, usando o modelo dado por Al-Omari e Darter (1994).

A Tabela 1.5 também indica o termo descritivo “qualidade de rolamento aceitável” introduzido em 1998 e usado pela *National Highway System* da FHWA. Para ser avaliado como “aceitável”, o desempenho do pavimento deve ter um valor máximo do IRI de 2,68 m/km (170 pol/mi). Não

existem na literatura dados que suportam este limite de aceitabilidade dos usuários. A explicação provável encontrada pelos autores é que, tradicionalmente, um valor de PSR entre 2 a 3 tem sido usado para definir a “ruptura” no método de projeto estrutural de pavimentos da AASHTO. O valor médio do intervalo de 2,5, o que corresponde a um IRI de 2,68 m/km (170 pol/mi), é usado para designar a diretriz do parâmetro.

Tabela 1.4 – Faixas de classificação de irregularidade com base no IRI (adaptado de Souza *et al.*, 2002).

Pais	Classificação e escala						Fonte
EUA	<i>Funcional</i>	Muito bom	Bom	Regular	Ruim	-	AASHTO (1999)
	<i>IRI</i>	0 – 0,95	0,95 – 1,5	1,5 – 2,7	> 2,7		
Brasil	<i>Funcional</i>	Excelente	Bom	Regular	Ruim	Péssimo	Pinto e Preussler (2001)
	<i>IRI</i>	1 – 1,9	1,9 – 2,7	2,7 – 3,5	3,5 – 4,6	> 4,6	
	<i>IRI</i>	-	1 – 3,5	3,5 – 4,5	> 4,5	-	
Espanha	<i>Funcional</i>	Excelente	Aceitável	Regular	Não aceitável	-	Rios (1997)
	<i>IRI</i>	0 – 1,5	1,5 – 2,5	2,5 – 4	> 4	-	
Chile	<i>Funcional</i>	-	Bom	Regular	Ruim	-	Patiño e Anguas (1998)
	<i>IRI</i>	-	0 – 3	3 – 4	> 4	-	
Uruguai	<i>Funcional</i>	Muito bom	Bom	Regular	Ruim	-	Patiño e Anguas (1998)
	<i>IRI</i>	0 – 3,2	3,2 – 3,9	4 – 4,6	> 4,6	-	

Tabela 1.5 – Limites de irregularidade de pavimentos no “*Interstate System*” (adaptado de Al-Omari e Darter, 1994).

Condição	PSR	IRI	Qualidade rolamento
Muito bom	$\geq 4,0$	< 0,95 m/km (< 60 pol/mi)	
Bom	3,5 – 3,9	0,95 – 1,48 m/km (60 – 94 pol/mi)	Aceitável: 0 – 2,68 m/km (0 – 170 pol/mi)
Regular	3,1 – 3,4	1,50 – 1,88 m/km (95 – 119 pol/mi)	
Ruim	2,6 – 3,0	1,89 – 2,68 m/km (120 – 170 pol/mi)	
Muito ruim	$\leq 2,5$	> 2,68 m/km (> 170 pol/mi)	Menos que aceitável: > 2,68 m/km (> 170 pol/mi)

Fonte: *Federal Highway Administration (FHWA)*.

1.2.3 RELAÇÃO ENTRE MEDIDAS FÍSICAS DE IRREGULARIDADE

Paterson (1987) apresentou as principais medidas de irregularidade estudadas no *International Road Roughness Experiment (IRRE)*, em 1982, como mostra a Tabela 1.6.

As correlações entre os índices foram determinadas a partir dos dados do IRRE (Sayers *et al.*, 1986) e do encontro *Ann Arbor Road Profilometer Meeting* (Sayers e Gillespie, 1986). Os dados cobrem uma grande variedade de rodovias, desde rodovias regulares (IRI = 1,9 m/km) até as mais

irregulares (IRI = 16,6 m/km). Para desenvolver as relações, Paterson (1987) usou o método dos mínimos quadrados para cada par de variáveis analisadas.

Um dos motivos do IRI ter sido adotado como uma medida padrão é que o índice apresentou altas correlações com todos os índices da Tabela 1.6, em todos os tipos de superfícies e em todas as velocidades. No entanto, existem advertências às relações desenvolvidas. As conversões são somente aproximações e fornecem um intervalo de confiança sobre o qual o valor atual poderá variar. Segundo Paterson (1987), não existem garantias de que os dados coletados no experimento do IRRE sejam representativos dos dados históricos coletados em outros estudos. Nem todos os estudos foram conduzidos com o mesmo grau de controle recomendado no IRRE, embora exista uma confiança razoável a respeito das medidas de alguns.

Entre as correlações apresentadas por Paterson (1987) uma das mais utilizadas foi a desenvolvida durante os estudos de custos rodoviários realizados no Brasil-PUND (GEIPOT, 1982), onde os dados brasileiros representados na escala de QI foram convertidos em IRI pela seguinte relação:

$$IRI = \frac{QI}{13} \quad (1.2)$$

com erro padrão de 0,919 e coeficiente de variação de 15,4%.

A adoção do IRI como referência foi encorajada por Paterson (1987) para melhorar a confiabilidade de trocas de informações relacionadas à irregularidade longitudinal da rodovia. O IRI é um denominador comum, e em alguns casos, apresenta um paralelismo com os índices locais ou com as séries de estatísticas do perfil.

Sayers *et al.* (1986) apresentaram um método para estimar o IRI a partir de avaliações subjetivas. Este tipo de abordagem é aceito quando não se têm medidas de irregularidades feitas por métodos das Classes 1, 2 e 3. A Figura 1.4 apresenta a adaptação feita por Balbo (1997) de uma série de descrições para níveis selecionados na escala da irregularidade, aplicados às superfícies de concreto asfáltico e de tratamento superficial.

Tabela 1.6 – Descrição das principais medidas estudadas no IRRE (adaptado de Paterson, 1987).

Medida	Símbolo	Unidade	Descrição
Índice de Irregularidade (<i>International Roughness Index</i>).	IRI	m/km IRI	Índice de referência que sintetiza o perfil longitudinal da rodovia através de um modelo matemático que representa a resposta de um veículo. É calculado a partir de dados de elevação em uma trilha de roda para ser usado como perfil numérico de métodos perfilométricos e padrão de calibração de sistemas tipo-resposta. É definido como a declividade média retificada de referência, RARS ₈₀ (<i>Reference Average Retified Slope</i>). A escala varia de 0 (perfeita) a valores maiores que 20 (rodovia não pavimentada bastante irregular).
Medidas resposta de referência			
Índice Quarto-de-Carro (<i>Quarter-Car Reference</i>)	QI QI _m QI _r	contagens/km QI	Medida desenvolvida no Brasil. Originalmente definida como uma simulação de um quarto-de-carro de um veículo a 55 mph (≈ 88,51 km/h) sobre um perfil de trilha de rodas medido pelo perfilômetro GMR e usado como uma calibração padrão para sistemas tipo-resposta. O subscrito <i>m</i> representa a calibração estimada pelo <i>Maysmeters</i> usado nos estudos de custos no Brasil e o <i>r</i> representa o índice do perfil redefinido em termos da média quadrática da aceleração vertical, RMSVA (<i>Root-Mean Squared Vertical Acceleration</i>). A escala varia de 0 a 20.
<i>Bump Integrator</i> (TRRL)	BI BI _r	mm/km	Reboque de roda simples baseado no rugosímetro BPR, padronizado pela TRRL, rebocado a 32 km/h e que mede o deslocamento eixo-carroceria através de um sensor unidirecional. Usados nos estudos no Quênia, Caribe, Índia e em outros países em desenvolvimento. As respostas na unidade de reboque podem variar com o tempo. O índice BI _r , baseado na média quadrática do desvio de elevações (<i>Root-Mean Squared Deviation</i>), com comprimento base de 1,8 metros e intervalos amostrais de 300 mm (RMSD ₃₀₀ , 1,8), é definido pela correlação de uma unidade de reboque. As escalas variam de valores baixos positivos a 16000 (rodovias não pavimentadas com elevadas irregularidades).
Polegadas/milhas (<i>Inches per Miles</i>)	IM _r (RQCS)	pol/milhas	Referência de calibração usada pelos americanos para os sistemas tipo-resposta e muito similar ao IRI, porém, expressa em outra unidade. Escala varia a partir de 0 (perfeito como referência).
Números do perfil para perfilômetros dinâmicos			
Energia de faixa de onda (<i>Waveband Energy</i>) APL72	W _{sw} W _{mw} W _{lw}	(L ₂) (L ₂) (L ₂)	Número desenvolvido pelo LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) que define valores médios quadráticos de energia em curtas (1 a 3,3 m), médias (3,3 a 13 m) e longas (13 a 40 m) faixas de comprimento de ondas, calculados a partir de valores determinados em uma seção de 200 m de extensão a uma velocidade de 72 km/h. A escala varia a partir de 0 (perfeita).
Coefficiente de planicidade (APL72)	CP _{2,5}	0,01 mm	Número desenvolvido pelo Centro de Pesquisa da Bélgica para um perfilômetro APL rebocado a 72 km/h, definido a partir de uma análise do desvio do perfil de uma linha de média móvel de referência. Calculado para comprimentos base de 2,5, 10 e 40 m. Apresentou boa correlação com o IRI e com outras medidas. A escala varia a partir de 0 (perfeito).
Coefficiente APL25	CAPL ₂₅	(L)	Número desenvolvido pelo LCPC para perfilômetros APL rebocados a 21,6 km/h, calculado como valor médio absoluto do sinal do perfil em seções de extensão de 25 m. As escalas variam a partir de 0 (perfeito).
Relação com avaliação subjetiva			
Índice de serventia (<i>Serviceability Index</i>)	SI	PSI	Função matemática que representa a avaliação subjetiva da serventia do pavimento, isto é, qualidade de rolamento e necessidade de manutenção, definido na <i>AASHO Road Test</i> em termos de variância da declividade do perfil, afundamento de trilhas de roda média e áreas de trincamento e painelas por correlações estatísticas. Escala de 0 (péssimo) a 5 (excelente).

Existem outros conceitos de irregularidade mencionados no contexto do IRI, como o PSI. Embora muitos estados americanos convertam os dados de irregularidades na unidade da escala do PSI (escala de 0 a 5), não existe uma escala padrão para a irregularidade. Teoricamente, o problema é que não existe uma definição matemática do PSI de maneira que este possa ser validado por algum equipamento de medida. Na prática, as versões existentes do PSI não são concordantes - diferentes agências de transporte que medem a mesma rodovia no mesmo tempo podem obter valores diferentes de PSI em até mais de uma unidade. O índice também não foi definido sobre rodovias não pavimentadas.

Escala IRI (m/km)	
12	Velocidades necessariamente inferiores a 50 km/h. Excessivas e profundas depressões, panelas e desagregações severas (40-80mm de profundidade com frequência de 8 a 16 a cada 50 m).
10	Rolamento confortável até 50-60 km/h, movimentos e oscilações bruscas. Associado com graves defeitos: frequentes depressões e remendos profundos e diferenciados (20-40 mm/3 m ou 40-80 mm/5 m com frequência de 3 a 5 a cada 50 m), ou frequentes panelas (4 a 6 a cada 50 m).
8	Rolamento confortável até 70-90 km/h, movimentos e oscilações bastante perceptíveis. Normalmente defeitos se associam: frequentes depressões ou remendos diferenciados (15-20 mm/3 m ou 20-40 mm/5 m com frequência de 3 a 5 a cada 50 m), ou ainda eventuais panelas (1 a 3 a cada 50 m). Ondulações e corrugações fortes.
6	
4	Rolamento confortável até 100-120 km/h. A 80 km/h podem ser percebidos deslocamentos moderados ou grandes ondulações. Depressões, remendos e panelas (para índices de 5-15 mm/3 m ou 10-20 mm/5 m com frequência não superior a duas panelas em 50 m) eventuais, ou pequenas panelas superficiais. Corrugações moderadas ou ondulações grandes.
2	Rolamento confortável a mais de 120 km/h. Ondulações sentidas a apenas 80 km/h para a faixa de 1,3 a 1,8. Pavimento sem depressões, panelas e corrugações (depressões em taxa inferior a 2 mm/3 m). Revestimentos asfálticos de elevada qualidade na faixa de 1,4 a 2,3.
0	

Fig.1.4 – Escala estimada para a irregularidade (adaptado de Balbo, 1997).

As relações entre PSI e as escalas do QI e do IRI, resultantes de quatro estudos (Texas, Brasil, África do Sul e Pensilvânia), são dadas na Figura 1.5. Uma relação linear entre a avaliação subjetiva e a irregularidade pareceu adequada para valores de PSI no intervalo de 1 a 4, em rodovias pavimentadas. Por extrapolação, as escalas indicaram que uma irregularidade de QI = 130 a 175 contagens/km é equivalente a PSI igual a zero, exceto no caso brasileiro, onde foram incluídas rodovias não pavimentadas. As funções recomendadas para um escore de 5 na escala do PSI na irregularidade igual a zero são dadas nas equações a seguir (Paterson, 1987).

$$QI \cong 72 \ln \left(\frac{5}{PSI} \right) \quad (1.3)$$

$$IRI \cong 5,5 \ln \left(\frac{5}{PSI} \right) \quad (1.4)$$

Porém, para o intervalo normal de irregularidade de rodovias pavimentadas, $PSI = 1,8$ a $4,2$ ou $IRI = 0,8$ a 6 m/km, foi mais conveniente usar uma relação linear.

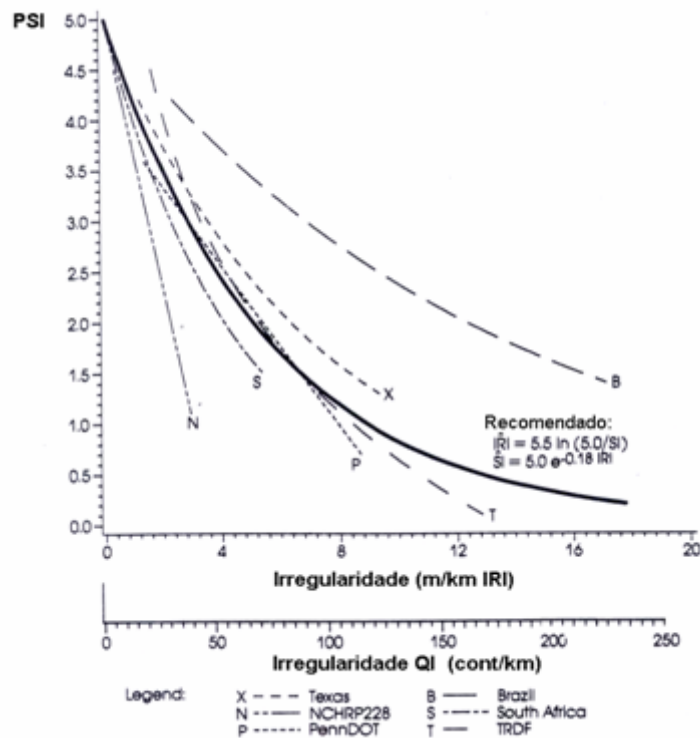


Fig.1.5 – Relações aproximadas entre o PSI e as escalas do QI e IRI (adaptado de Paterson, 1987).

A partir dos dados do IRRE foi desenvolvida uma relação entre o PSI e o IRI. Uma vez que a percepção do rolamento do veículo é dominante na serventia, esperava-se uma boa correlação com o IRI. Os dados forneceram a seguinte equação:

$$PSI \approx 5 - \frac{IRI}{100} \quad \text{para } 0 < IRI < 300 \text{ pol/mi} \quad (1.5)$$

Atualmente, tanto os valores de IRI como os valores de PSR são aceitos pela FHWA. O PSR é um conceito importante, pois faz parte do banco de dados da *Highway Planning and Monitoring*

System (HPMS) e utilizado como referência nos procedimentos usados para estimar as necessidades de manutenção a longo-prazo das rodovias. É um indicador das condições do pavimento bastante conhecido pelas agências rodoviárias americanas.

Fazendo a substituição de PSI por PSR na Equação (1.4), a relação entre PSR e IRI (em m/km) é dada por (Paterson, 1987):

$$PSR = 5 \exp(-0,18 IRI) \quad (1.6)$$

Al-Omari e Darter (1994) desenvolveram relações entre o IRI e o PSR para vários tipos de pavimentos. O modelo não linear que melhor se ajustou aos dados e às condições de contorno é dado pela Equação (1.7).

$$PSR = 5 \exp(-0,26 IRI) \quad (1.7)$$

com $R^2 = 0,73$ e $n = 332$ seções, e IRI dado em mm/m. Muitos dos valores de R^2 obtidos pela transformação logarítmica da Equação (1.7) foram menores que 0,9, pois a regressão se preocupou em minimizar o erro do logaritmo de PSR e não do índice diretamente.

Assim, a avaliação média subjetiva dos avaliadores pôde ser prevista razoavelmente bem a partir do IRI. A Equação (1.7) foi recomendada para todos os tipos de pavimentos, porém, os autores também desenvolveram equações individuais para pavimentos de concreto asfáltico e compostos.

O principal problema encontrado na aplicação do IRI em áreas urbanas estava relacionado com a adoção da escala convencional do índice para definir as condições do pavimento encontradas, pois os valores medidos nestas vias foram bem mais altos (La Torre *et al.*, 2002).

A percepção do usuário quanto à irregularidade longitudinal é diferente em áreas metropolitanas devido a alguns parâmetros que caracterizam as situações urbanas. Geralmente nestes locais, como as distâncias percorridas são menores, o usuário é mais tolerante com o estado da superfície do pavimento. Além disso, a velocidade de rolamento é bem inferior e o meio ao redor das ruas (prédios, interseções, entradas de estacionamentos, pedestres, etc.) pode desviar a concentração do motorista quanto ao pavimento. Ainda quanto a tolerância em relação às condições superficiais, pode-se inferir que ela permanece num nível alto pelo fato do motorista ter a noção de que a via é pouco extensa e a próxima poderá estar em melhores condições.

Dado aos problemas expostos, La Torre *et al.* (2002) apresentaram os resultados de um estudo realizado na cidade de Florença (Itália) para definir um índice de irregularidade que possa ser usado em vias urbanas e para identificar o nível de aceitabilidade dos usuários. O trabalho apresentou um novo conjunto de procedimentos baseado na modificação dos procedimentos padrões do PSR. Como resultado os autores chegaram ao seguinte modelo:

$$PSR = \frac{5}{(1 + a IRI^2)^b} \quad (1.8)$$

onde, a, b = parâmetros de regressão (definidos em função da confiabilidade da velocidade de deslocamento e do comprimento base). A equação se ajustou muito bem aos dados experimentais, e quando comparados com a curva proposta por Al-Omari e Darter (1994), Equação (1.7), os valores de PSR em vias urbanas foram mais elevados.

1.3. MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO

O conceito de serventia-desempenho descrito no item 1.1.1 constitui-se de matéria importante nos estudos sobre tecnologia de pavimentos desde os anos 60. Um dos grandes desafios, entre os pesquisadores e engenheiros rodoviários, é o desenvolvimento de bons modelos de previsão de desempenho dos pavimentos.

Segundo Rodrigues (1991), o pavimento é uma estrutura bastante complexa no que diz respeito à previsão de seu desempenho futuro, uma vez que o desempenho é dependente da interação de uma série de fatores (tráfego, clima, processos construtivos, condições de drenagem, estrutura do pavimento, materiais de construção utilizados e política de manutenção adotada), cuja quantificação é muito difícil.

Jackson e Mahoney (1990) (*apud* Haas *et al.*, 1994) apresentaram as principais funções dos modelos de desempenho:

- Prever as condições futuras do pavimento (limite de aceitabilidade);
- Estimar o tipo e a frequência de manutenção e/ou restauração para segmentos rodoviários específicos;
- Otimizar a condição do pavimento em uma rede rodoviária;
- Uso como “feedback” nos projetos de pavimentos;
- Uso nas análises de custo de vida dos pavimentos.

Para George *et al.* (1989), modelar o desempenho é uma atividade essencial em um sistema de gerência de pavimentos. Os modelos de previsão são importantes sob vários aspectos. Primeiro, porque são usados na determinação do período quando serão necessárias as atividades de manutenção, e na priorização destas atividades. Segundo, os modelos possibilitam estimar os custos necessários para a preservação da estrutura e analisar as conseqüências de diferentes investimentos na rede rodoviária. E em terceiro lugar, através da relação “variáveis do pavimento e defeitos” ou “índices de desempenho”, os modelos podem ser usados nas avaliações do ciclo de vida.

Darter (1980) apresentou os requisitos básicos para qualquer modelo de previsão, ou seja, um banco de dados adequado com inclusão de todas as variáveis significantes que afetam a deterioração da estrutura, uma seleção cautelosa da forma funcional do modelo para representação física e real da situação e o uso de critérios para determinar a precisão do modelo.

Jackson e Mahoney (1990) (*apud* Haas *et al.*, 1994) classificaram os modelos existentes em modelos desenvolvidos por análises de regressão, baseados em cadeia de Markov e desenvolvidos por métodos Bayesianos.

Lytton (1987) apresentou uma classificação que considera o nível de gerência de pavimentos, como mostra a Tabela 1.7. Segundo o autor, os modelos são classificados em determinísticos e em probabilísticos.

Tabela 1.7 – Classificação de modelos de previsão (adaptado de Lytton, 1987).

Nível de gerência	Tipo de modelo						
	Determinístico				Probabilístico		
	Resposta primária	Estrutural	Funcional	Defeito	Curvas de sobrevivência	Transição	
	<ul style="list-style-type: none"> • Deflexão • Tensão • Deformação • Temperatura • Teor umidade 	<ul style="list-style-type: none"> • Defeitos • <i>Pavement Condition Index</i> (PCI) 	<ul style="list-style-type: none"> • PSI • Perda atrito • Segurança 	<ul style="list-style-type: none"> • Equivalência de carga 			Markov
Nacional				X	X	X	X
Estadual		X	X	X	X	X	X
Distrital		X	X	X	X	X	
Projeto	X	X	X	X			

Quanto maior a abrangência da gerência, maior o interesse nos modelos probabilísticos e nos modelos que prevêm índices compostos das condições do pavimento.

Haas *et al.* (1994) alegaram três diferenças entre os modelos determinísticos e probabilísticos: os conceitos usados no desenvolvimento, os processos ou formulações e o formato dos resultados.

Greenwood (2001), através de uma análise dos métodos tradicionais de modelagem (divisão dos pavimentos em segmentos homogêneos, determinação das condições através da agregação dos dados e modelagem do progresso dos dados agregados com o tempo), apresentou uma metodologia que reduz os erros nos processos de modelagem, principalmente aos erros (na ordem de 10%) causados pelo uso da média aritmética dos dados agregados. A abordagem utilizada pelo autor utiliza modelos classificados como “quase-probabilísticos”.

As atividades de manutenção modificam os modelos de previsão. A extensão das mudanças dependerá do tipo de manutenção, da condição do pavimento e do grau de deterioração atual do pavimento. Estabelecendo-se estas três relações, um bom modelo de previsão de desempenho necessitará de dados de campo confiáveis e consistentes. A manutenção, nos determinísticos, modificará a variação da taxa de deterioração e, simultaneamente, as condições do pavimento. Nos modelos probabilísticos, como nas curvas de sobrevivência, a mudança se dará somente na declividade da curva de probabilidade. Nos modelos com cadeia de Markov, haverá variações no vetor de distribuição da probabilidade e na matriz de transição.

O guia da SHRP (*Strategic Highway Research Program*) de 1987 (TRB, 1987) mostrou uma relação de dados necessários para modelar o desempenho, onde os tipos de dados foram apresentados em função do tipo de modelo a ser construído.

Segundo Prozzi (2001), a origem dos dados que serão usados no desenvolvimento dos modelos de previsão apresentam algumas características específicas. Estes poderão ser:

- Aleatoriamente selecionados de seções de pavimento em serviço;
- De seções de pavimentos em serviço selecionadas seguindo um projeto experimental;
- De seções-teste de pavimentos intencionalmente construídos, sujeitos a ação do tráfego atual da rodovia e do meio ambiente;
- De seções-teste de pavimentos intencionalmente construídos sujeitos a ação de um tráfego acelerado (simuladores de tráfego de verdadeira grandeza) e às condições ambientais.

Prozzi (2001) verificou que os problemas encontrados nos modelos desenvolvidos a partir de dados aleatoriamente selecionados de seções de pavimentos em serviço são causados: (a) pela presença de multi-colinearidade entre as variáveis independentes; (b) pelos eventos típicos não observados de tais dados; (c) pelos problemas de endogeneidade causados pelo uso de variáveis endógenas como variáveis independentes.

A multi-colinearidade é um problema típico de dados de desempenho baseados no tempo. Variáveis como a idade do pavimento e o tráfego acumulado, são quase perfeitamente colineares. Assim, os modelos estimados tendem a falhar na identificação dos efeitos de ambas variáveis simultaneamente.

Quanto aos problemas de endogeneidade, há variáveis que são intrínsecas da estrutura do pavimento, como a sua capacidade de suporte. Assim, qualquer variável independente que seja indicadora da capacidade de suporte será uma variável endógena determinada dentro do modelo e não poderá ser adotada como exógena.

Existem técnicas estatísticas que podem solucionar os problemas apresentados, ou, alternativamente, desenvolver modelos baseados em dados de seções em serviço, selecionadas por um bom projeto experimental.

Segundo Weed (2002), todos os modelos de previsão apresentam limitações, principalmente porque são empregados fora do intervalo de sua intenção de uso, isto é, de seu espaço de inferência. Os modelos empíricos devem ser usados com muito cuidado, a não ser que a forma da equação tenha sido escolhida para satisfazer todas as condições limites da matemática e da física, que extrapolem perfeitamente o intervalo dos dados sobre os quais foram desenvolvidos.

Para Weed (2002), a seleção de uma forma de equação deve obedecer a princípios estabelecidos antes da análise dos dados. Qualquer forma assumida poderá ser usada nas análises de regressão, e somente as medidas de adequação da equação são medidas estatísticas que revelam como o modelo ajustou-se aos dados observados. Não existem medidas estatísticas que especifiquem que forma a equação deverá assumir. Para o autor, não é sustentável a afirmação de que uma equação pode ser melhor que a outra por apenas apresentar um melhor coeficiente de determinação, visto que está relacionada aos dados observados e não à estrutura lógica do problema. Também não é suficiente comparar as equações pela frequência de utilização, já que a longevidade do seu uso ou sua popularidade não garante a adequação da forma de equação escolhida para os modelos de desempenho. Como princípio básico, a forma da equação a ser usada deve ser selecionada com base nas condições limites ou em outros princípios físicos que governam os defeitos do pavimento (a irregularidade, o trincamento ou a perda de serventia). Se existirem várias equações que encontram todas essas condições, e somente nessas situações, devem-se selecionar algumas baseadas em medidas estatísticas de ajuste de dados.

Weed (2002) apresentou um exemplo de modelagem matemática da irregularidade e provou que embora seja possível obter um modelo através de um programa de regressão padrão, usando tanto uma equação linear como formas curvilíneas, muitas vezes pode-se obter um melhor modelo

usando, primeiro, o conhecimento de engenharia para se escolher a forma matemática mais apropriada. Em muitos casos, chega-se a uma forma geral da relação matemática e esta, combinada com as condições de contorno conhecidas, fornece um modelo melhorado e mais preciso no seu intervalo total, e não somente no intervalo onde os dados estão concentrados.

Apesar do consenso encontrado na literatura em classificar os tipos de modelos existentes em determinísticos e probabilísticos, todos os modelos apresentados são probabilísticos, pois, por definição, são modelos que relacionam as variáveis y com x , reconhecendo a variação aleatória entre os dados estudados. Um modelo verdadeiramente determinístico não permite erros na previsão.

1.3.1 MODELOS DETERMINÍSTICOS

Segundo Lytton (1987), o modelo determinístico calcula a vida de serviço do pavimento, o seu nível de defeito ou outras medidas da sua condição. Nesta classe estão incluídos os modelos de respostas primárias do pavimento, de desempenho estrutural, de desempenho funcional e os modelos de defeitos:

- Respostas primárias: para as cargas de tráfego e para as condições climáticas impostas, estes modelos determinam as respostas de deflexões, tensões, deformações do pavimento;
- Desempenho estrutural: determinam os defeitos de todas as classes e as medidas das condições do pavimento;
- Desempenho funcional: determinam a serventia, o atrito da superfície e o índice de segurança à derrapagem. São medidas da qualidade de rolamento do pavimento, que proporcionam conforto e segurança ao usuário da rodovia. A equação pioneira de desempenho funcional foi a usada pela *AASHO Road Test*;
- Modelos de defeitos: são derivados dos modelos de desempenho estrutural e funcional, e através destes, determinam os fatores de equivalência de carga. A importância destes modelos está no fato de que os fatores de equivalência de carga são derivados a partir deles, o que possibilita projetar pavimentos estruturalmente resistentes aos efeitos de um tráfego misto e auxiliar o cálculo da estimativa de custo de construção e de reabilitação do pavimento.

A obtenção do modelo determinístico é feita sobre uma fração entre dois estados de condições, ou sobre uma condição simples e discreta para um determinado momento do pavimento. No entanto, segundo Lytton (1987), existem algumas restrições do uso dos modelos determinísticos em gerência de pavimentos.

Existem várias formas de modelos determinísticos para determinar desempenho de pavimentos. Haas *et al.* (1994), para fins operacionais, subdividiram os modelos determinísticos em modelos denominados puramente mecanicistas, modelos de regressão (ou empíricos) e modelos empíricos-mecanicistas.

1.3.2 MODELOS PROBABILÍSTICOS

Segundo a classificação dada por Lytton (1987), os modelos probabilísticos são divididos em modelos em curvas de sobrevivência, cadeia Markov e cadeia semi-Markov.

- Curvas de sobrevivência:

A curva é representada por um gráfico de probabilidade versus o tempo, conforme a Figura 1.6. A probabilidade declina com tempo (ou tráfego) a partir de um valor igual a 1, e expressa a porcentagem de pavimentos que permanecem em serviço após um número de anos (ou passagens da carga padrão), sem a necessidade de reabilitação. Através da declividade da curva determina-se a curva de densidade probabilidade. A elaboração da curva é feita a partir de dados históricos com a determinação da porcentagem de pavimentos que devem ser restaurados em cada ano após a construção ou a última intervenção.

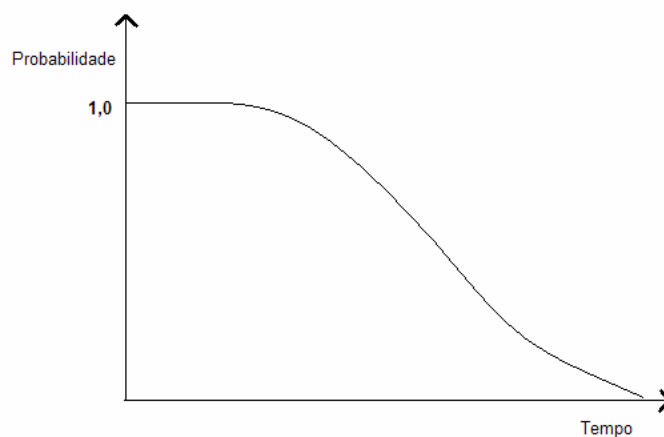


Fig.1.6 – Curva de sobrevivência (adaptado de Lytton, 1987).

- Cadeia de Markov:

Usam matrizes de transição que expressam a probabilidade que um grupo de pavimentos, de mesma idade ou nível de tráfego, passará de um estado de defeitos, ou índice composto, para outro estado, num tempo específico. O uso da matriz de transição de

Markov sugere que algumas hipóteses sejam válidas (por exemplo, os processos de transição são homogêneos).

O processo de Markov descreve uma provável condição “antes” e “depois” do pavimento. A condição “antes” é descrita pela probabilidade que um pavimento será encontrado em cada um dos estados. A condição “depois” é descrita de uma maneira similar, porém, a probabilidade desloca-se para um estado de condição inferior.

A matriz de transição pode ser construída para qualquer condição de deterioração, e se as hipóteses forem válidas, poderá ser usada para simular o desempenho de uma rede de pavimentos de tipos similares com iguais condições climáticas e padrão de tráfego.

Segundo Madanat *et al.* (1995), as transições que ocorrem entre as condições são probabilísticas por natureza, pois a deterioração da infra-estrutura não pode ser prevista com absoluta certeza devido às variáveis explanatórias não observadas, à presença de erros de medidas e à estocasticidade inerente dos processos de deterioração.

Para Butt *et al.* (1987), sabe-se que a taxa de deterioração é incerta. Portanto, o modelo de previsão deveria descrever esta incerteza em vez de usar hipóteses errôneas de comportamento determinístico.

Segundo Carnahan *et al.* (1987), o processo de Markov tem se mostrado superior aos métodos de ajuste de curvas por introduzir uma estrutura racional na interpretação dos dados de condições das estruturas. Além disso, pode ser usado para prever as condições futuras de uma maneira probabilística.

- Semi Markov:

São similares ao anterior, exceto que se assume que o processo é somente estacionário ou homogêneo durante uma parte incremental do tempo. Esta hipótese é mais realista, pois reconhece-se que as condições do pavimento, as mudanças climáticas e as condições de tráfego alteram os processos de transição.

Para Haas *et al.* (1994), existem vantagens de usar modelos probabilísticos; a calibração local pode ser feita com o auxílio da experiência pessoal dos profissionais da área, e as curvas de desempenho podem ser desenvolvidas sem a necessidade de dados históricos. Após a implantação do sistema de gerência, é possível calibrar os modelos com dados de campo. No entanto, a abordagem probabilística exige o desenvolvimento de matrizes de transição para cada combinação de fatores que afetam o desempenho do pavimento, o que dificulta a inclusão da

história do pavimento nos modelos, pois a estimativa do estado futuro é baseada somente no estado presente do pavimento.

Os princípios de aplicabilidade dos modelos probabilísticos para prever a deterioração de pavimentos foram intensamente discutidos nos princípios dos anos 70, por Darter e Hudson (1973) e Hudson (1975) (*apud* Li *et al.*, 1997). Nestes estudos, foram desenvolvidas relações quantitativas entre confiabilidade e elementos básicos (probabilidade, desempenho, tempo e meio ambiente) envolvidos no projeto de um pavimento, com base nas investigações e nas análises estatísticas de todos os tipos de variações entre os valores de projetos e os valores atuais.

Kulkarni (1984) apresenta um estudo sobre as vantagens do uso do processo probabilístico de decisão de Markov na gerência de pavimentos. No entanto, o maior desafio, quanto aos modelos probabilísticos, está no estabelecimento das matrizes de transição de probabilidade. Li *et al.* (1997) sugeriram dois métodos para a construção das matrizes de transição.

Madanat *et al.* (1995) apresentaram um método para estimar a probabilidade de transição de Markov chamada de “Método do Valor Esperado”. A metodologia, que consiste de três etapas e utiliza um conjunto de dados observados com o tempo, foi utilizada em vários trabalhos (Carnahan *et al.*, 1987; Butt *et al.*, 1987; Silva *et al.*, 2000). Após estudos sobre as vantagens e desvantagens do método, outros classificados como econométricos têm surgido como soluções às suas limitações.

1.3.3 APLICAÇÕES DE MODELOS DETERMINÍSTICOS

Os principais modelos determinísticos existentes quanto a irregularidade longitudinal e ao defeito superficial (trincamento) serão apresentados segundo a divisão proposta por Prozzi (2001), ou seja, os modelos existentes pertencem a quatro grupos principais:

- Modelos lineares baseados em dados experimentais;
- Modelos lineares baseados em dados de campo;
- Modelos lineares baseados em dados de campo e em princípios mecanicistas;
- Modelos não lineares baseados em dados de campo.

1.3.3.1 IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

Alguns modelos de irregularidade existentes usaram índices compostos para quantificar a qualidade de rolamento, e outros usaram índices que medem diretamente a irregularidade do

pavimento, como o QI, o IRI, ou simplesmente por Índice de Irregularidade (RI) (*Roughness Index*).

Levando em conta a divisão apresentada por Prozzi (2001), um exemplo de modelo linear baseado em dados experimentais foi o desenvolvido nas pistas experimentais da *AASHO Road Test*, em Illinois (HRB, 1962), entre 1959 a 1960. Porém, os modelos obtidos destas pistas, e de outros estudos conduzidos sob condições similares, não são, em geral, diretamente aplicáveis a pavimentos de outras áreas, principalmente devido às diferenças no espectro de cargas de tráfego, nos materiais do pavimento e do sub-leito, na metodologia e controle da construção e das condições climáticas.

Queiroz (1981) apresentou casos de modelos lineares baseados em dados de campo e nos princípios mecanicistas. Este estudo representou uma das primeiras tentativas de incorporar os princípios mecanicistas nas análises de pavimentos. A fonte de informações usada pelo autor foi o projeto de pesquisa intitulado Pesquisa do Inter-relacionamento dos Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias (PICR), um acordo assinado entre o Governo do Brasil e o Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento (PNUD). Os modelos desenvolvidos relacionam respostas simuladas às condições observadas dos pavimentos em termos de irregularidade longitudinal.

Os valores de irregularidade em QI foram fornecidos por um perfilômetro dinâmico e pelo método de nível e mira. Os modelos mostraram a interação entre efeitos do tempo e efeitos estruturais onde a irregularidade longitudinal foi modelada em função da irregularidade inicial, tráfego, idade, parâmetros de resistência e de deformabilidade.

Foram desenvolvidas cinco equações empíricas para prever a irregularidade, todas aceitas de acordo com os critérios estatísticos tradicionais em níveis de significância e possuíam coeficientes de regressão estáveis quando avaliados através de uma análise apropriada. O modelo da Equação (1.9) foi fundamental na área rodoviária, pois serviu de referência para o desenvolvimento de outras abordagens.

$$QI = 12,63 - 5,16 RH + 3,31 ST + 0,393 AGE + 8,66 \left(\frac{LN}{SNC} \right) + 0,0000717 (B LN)^2 \quad (1.9)$$

com $R^2 = 0,53$ e onde: QI = quociente de irregularidade, em contagens/km; RH = variável “dummy” (0 - revestimentos originais e 1 - revestimentos restaurados); ST = variável “dummy” (0 - concreto asfáltico e 1 – tratamento superficial); AGE = idade desde a construção ou restauração, em anos;

LN = logaritmo decimal do número de repetições do eixo padrão de 80 kN, calculado pelo critério da AASHTO; SNC = número estrutural corrigido (Equação 1.10); e, B = deflexão pela viga Benkelman, em 0,01 mm.

$$SNC = 0,0394 \sum a_i h_i + 3,51 \log CBR - 0,85(\log CBR)^2 - 1,43 \quad (1.10)$$

sendo a_i = coeficiente estrutural da base e/ou revestimento i ; h_i = espessura da base e/ou revestimento i , em mm; e CBR = *California Bearing Ratio* (ou Índice de Suporte Califórnia, ISC) *in situ* do sub-leito.

Neste estudo o autor verificou que a estatística de perfil Raiz das Médias Quadráticas da Aceleração Vertical (*Root Mean Square Vertical Acceleration*, RMSVA) determinada pelo método Nível e Mira foi a melhor variável para estimar o QI, como mostra a Equação (1.11). Esta equação que passou a ser adotada pelo DNER como parte de procedimento padrão para a obtenção do QI a partir de nivelamento do perfil (DNER, 1986).

$$QI_{RMSVA} = -8,54 + 6,17 VA_{1,0} + 19,38 VA_{2,5} \quad (1.11)$$

Com $R^2 = 0,95$ e onde: QI_{RMSVA} = irregularidade estimada a partir de RMSVA, em contagens/km; $VA_{1,0}$, $VA_{2,5}$ = RMSVA correspondentes aos comprimentos de base de 1 e 2,5 m, respectivamente, em 10^{-6} /mm.

O modelo apresentado na Equação (1.9) deu origem ao modelo de previsão da irregularidade longitudinal da norma DNER PRO 159/85 (DNER, 1985). Para a previsão em pavimento existente, com revestimento em concreto asfáltico, as equações são as seguintes:

$$QI_{A'} = 12,63 + 0,393 A'^{+8,66} \frac{\log N_{A'}}{SNC} + 0,0000717 (B_E \log N_{A'})^2 + \Delta QI_1 \quad (1.12)$$

- $A' = A + A_E$ para $A + A_E > 1,5$
- $A' = \frac{2}{3} (A + A_E) + 0,5$ para $A + A_E \leq 1,5$
- $N_{A'} = \frac{N_{p1}}{t (t+1)^{A_E}} [(t+1)^{A'} - 1]$

$$\Delta QI_1 = QI_E - \left[12,63 + 0,393 A''^{+8,66} \frac{\log N_{A''}}{SNC} + 0,0000717 (B_E \log N_{A''})^2 \right] \quad (1.13)$$

- $A'' = A_E$ para $A_E > 1,5$
- $A'' = \frac{2}{3} A_E + 0,5$ para $A_E \leq 1,5$
- $N_{A''} = \frac{N_{p1}}{t (t+1)^{A_E}} \left[(t+1)^{A''} - 1 \right]$

onde: $QI_{A'}$ = irregularidade existente no ano A' , em contagens/km; A' = idade do pavimento existente a partir do início de sua operação, até um ano qualquer posterior a A_E (na análise de uma restauração é a idade a partir do início de sua operação), em anos; SNC = número estrutural corrigido; B_E = deflexão característica do pavimento existente, em mm; A_E = idade do pavimento existente na data da coleta de dados, em anos; A = idade a partir de A_E ; N_{p1} = número de repetições do eixo padrão de 80 kN correspondente ao período de 1 ano, iniciando em A_E ; QI_E = irregularidade existente no ano A_E , em contagens/km; t = taxa de crescimento do tráfego, em %/100.

Coelho e Queiroz (1985) apresentaram alguns modelos de previsão do desempenho de restaurações em concreto asfáltico, em termos de irregularidade, deflexão e trincamento. São modelos que resultaram de análises de regressão linear e não linear, com dados extraídos dos trechos experimentais construídos para a pesquisa conduzida pelo Instituto de Pesquisa Rodoviária (IPR) - "Pesquisa para Avaliação Estrutural de Pavimentos" (IPR/DNER, 1984). Os modelos também deram origem à norma técnica do DNER que define um procedimento a ser utilizado em projetos de restauração (DNER, 1985). Os autores procuraram estabelecer modelos cuja forma algébrica fosse explicativa do fenômeno sem se preocupar com o ajuste das equações. O modelo para a irregularidade imediatamente após a restauração em concreto asfáltico foi o seguinte:

$$QII_A = 19 + \frac{QI_A - 19}{0,602 H + 1} \quad (1.14)$$

onde, QII_A = quociente de irregularidade após a restauração, em contagens/km; QI_A = quociente de irregularidade antes da aplicação do concreto asfáltico, em contagens/km; e, H = espessura da camada de reforço, em cm.

Hodges *et al.* (1975) apresentaram exemplos de modelos lineares, modelos RTIM2 (*Road Transport Investment Model*), baseados em dados de campo do estudo executado no Quênia, entre 1971 e 1974, pelo TRRL (*Transport and Road Research Laboratory*). Deste estudo, originaram-se relações empíricas de defeitos usadas para atualizar os modelos da AASHO

(Equação 1.1) e estabelecer relações entre qualidade de rolamento (irregularidade), resistência do pavimento e tráfego atual. Ao invés de utilizar a serventia como uma medida da qualidade de rolamento, foram usadas medidas atuais de irregularidade em termos do IRI.

O modelo desenvolvido apresentou dois problemas. Primeiro, 80% das amostras de estrutura do pavimento eram de bases tratadas com cimento, e segundo, foi assumido o mesmo valor de irregularidade inicial para todos os tipos de pavimentos.

A taxa de progressão de irregularidade foi bem mais baixa para o mesmo intervalo de resistência de sub-leito, que a taxa determinada pelo modelo da AASHO, devido aos fatores ambientais (clima) dos locais das pesquisas (Paterson, 1987). Portanto, as diferenças não estão representadas por um fator regional aplicado ao tráfego acumulado, como recomenda o modelo AASHO. Estes dois modelos, que relacionam a progressão da irregularidade aos efeitos estruturais e à interação entre carga de tráfego e resistência do pavimento, foram predominantes por décadas. Eles se diferenciam na forma (o modelo AASHO é convexo e o modelo RTIM2 é linear), no nível inicial de irregularidade e na influência deste nível nas taxas subseqüentes de progressão. Nos dois modelos foram assumidos valores constantes de irregularidade inicial, porém, com magnitudes diferentes – 1 m/km IRI no modelo da AASHO e 3,5 m/km IRI no modelo RTIM2. A forma da equação da AASHO permite ajustar várias irregularidades iniciais, enquanto que a forma da equação RTIM2, a progressão da irregularidade é independente da irregularidade inicial.

Muitos órgãos rodoviários usam a análise de regressão para desenvolver modelos de previsão de desempenho baseados nos bancos de dados disponíveis nos seus sistemas de gerência de pavimentos. Way e Eisenberg (1980) (*apud* Paterson, 1987) analisaram dados de dez anos de monitoramento da irregularidade de 51 pavimentos do Estado de Arizona (EUA), e desenvolveram um modelo que relaciona a progressão da irregularidade somente aos fatores ambientais. Segundo Paterson (1987), por não incluir dados de resistência ou de carga, a equação é adequada para previsões em nível de rede em gerência de pavimentos, direcionados somente para aplicações locais, e é inadequada para avaliações técnicas e econômicas das interações dos fatores estruturais e ambientais na irregularidade. A taxa média de progressão de irregularidade encontrada no estudo foi de 2 a 8% ao ano, muito baixa quando comparada com outros estudos (Cheetham e Christison, 1981 – *apud* Paterson, 1987; Lucas e Viano, 1979).

Lytton *et al.* (1982), num estudo feito sobre os dados coletados no Estado do Texas (EUA), propuseram um modelo modificado da função da AASHO, pois verificaram que a serventia é uma função não linear da irregularidade. A falha deste modelo, e dos da AASHO e o RTIM2 que correlacionam a irregularidade somente aos fatores primários, foi que a associação mecanicista entre irregularidade e outros tipos de defeitos (trincas, panelas e afundamentos) também causou

mudanças na irregularidade. A aceleração da progressão que ocorre próxima ao final da vida de serviço do pavimento, devido aos tais defeitos, estava, muitas vezes, implícita nestes modelos, porém, não como uma função explícita.

Karan *et al.* (1983) desenvolveram um modelo com dados correspondentes a 25 anos de observações da qualidade de rolamento, dos defeitos superficiais e das deflexões de pavimentos de Alberta (Canadá). Variáveis como o tráfego, o clima e o tipo de solo do sub-leito, também foram consideradas na modelagem, porém, somente a idade do pavimento e o Índice de Conforto ao Rolamento (ICR) foram estatisticamente significantes. Segundo Prozzi (2001), este modelo é um exemplo de ajuste estatístico, onde as variáveis explanatórias foram selecionadas em função de suas significâncias estatísticas, sem levar em consideração as causas físicas do processo de deterioração.

Paterson (1987), em um estudo para o Banco Mundial, apresentou exemplos de modelos não lineares baseados em dados de campo que, comparados aos modelos anteriormente descritos, diferem pela complexibilidade, precisão e aplicabilidade. As relações desenvolvidas foram baseadas em fenômenos físicos reais da progressão da irregularidade.

A abordagem foi um exemplo de um método empírico acrescido por princípios mecanicistas. A metodologia foi fundamentalmente empírica, pois desenvolveu modelos paramétricos por regressão dos dados coletados de vias em serviço com diferentes características de tráfego e estrutura. No entanto, a forma e os parâmetros do modelo, quando possível, foram baseados na teoria mecanicista de maneira a assegurar uma estimativa apropriada dos efeitos marginais. As formas foram geralmente incrementais, prevendo a mudança nas condições através de um período incremental de tempo, como funções da condição atual e dos fatores de tráfego, estruturais e ambientais.

Os dados usados procederam do estudo de custos rodoviários Brasil/PNUD (GEIPOT, 1982) realizado entre 1976 e 1982. Outros estudos empíricos conduzidos em diferentes países e condições climáticas foram usados para testar a validade dos modelos desenvolvidos.

A medida física da irregularidade longitudinal foi o foco principal da pesquisa devido a sua importância econômica. Assim, em todos os estudos empíricos e no experimento internacional realizado subsequente (Sayers *et al.*, 1986b), dedicou-se grande atenção às medidas de irregularidade longitudinal.

A deterioração dos pavimentos foi definida pelo desempenho dos tipos diferentes de defeitos nas medidas físicas. A Figura 1.7 apresenta como foram definidos os principais tipos de defeitos e as suas tendências para a modelagem da deterioração e dos efeitos da manutenção.

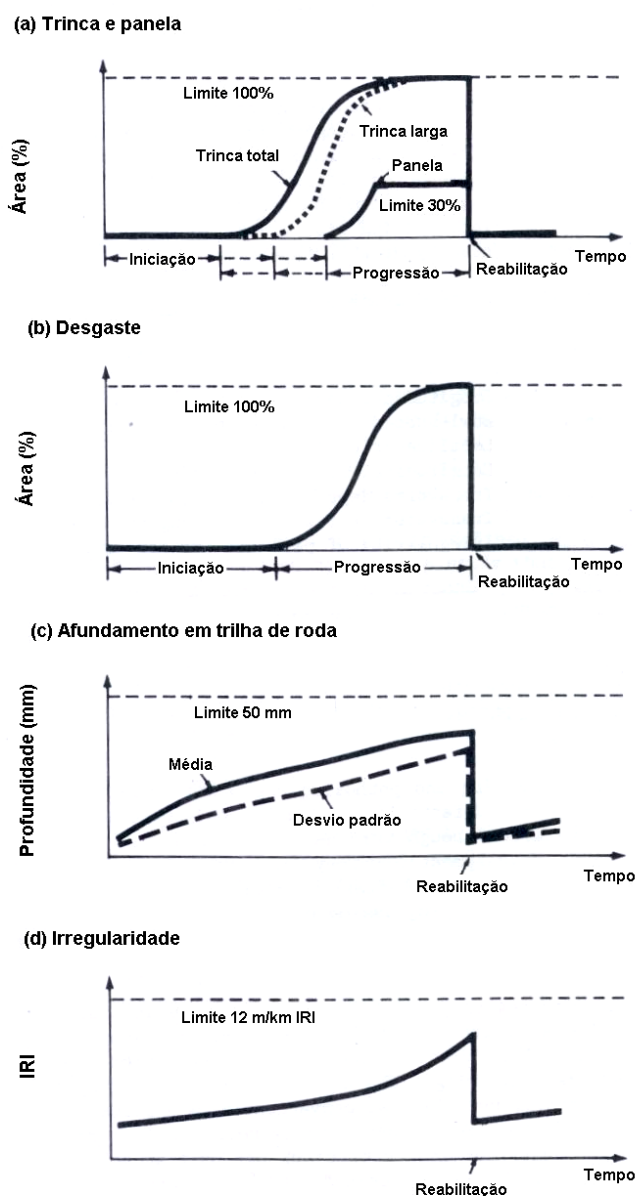


Fig.1.7 – Tendências dos tipos principais de defeitos modelados (adaptado de Paterson, 1987).

O modelo para prever a irregularidade levou em conta a interação de tipos de defeitos, atividades de manutenção, resistência do pavimento, carga de tráfego, idade e fatores ambientais. O princípio básico usado no desenvolvimento do modelo foi que o mecanismo e os parâmetros responsáveis pela progressão da irregularidade podem ser agrupados em componentes ou categorias principais. Este agrupamento foi feito em função da profundidade do surgimento da irregularidade dentro da estrutura do pavimento, que por sua vez, está relacionada com uma faixa de onda específica.

A formulação final foi feita com base em três critérios: os termos e as magnitudes dos coeficientes são razoáveis sob o ponto de vista da engenharia; o nível de significância dos parâmetros foi de 0,005; e a função pode ser integrada para ser consistente com o modelo agregado. A combinação das relações apresentadas neste estudo foi incorporada na terceira versão programa *Highway*

Design and Maintenance Standards (HDM-III) (Watanatada *et al.*, 1987), como mostra a Tabela 1.8, com algumas adaptações dentro de um único módulo, *Road Deterioration and Maintenance Effects* (RDME).

Tabela 1.8 – Equações para previsão da irregularidade longitudinal do HDM-III (adaptado de Watanatada *et al.*, 1987).

$\Delta QI_d = 13 K_{gp} [134 \exp(0,023 K_{ge} AGE3)(SNCK + 1)^{-5} YE4 + 0,114 (RDS_b - RDS_a) + 0,0066 \Delta CRX_d + 0,42 \Delta APOT_d] + K_{ge} 0,023 QI_a$	(1.15)
$SNCK = \text{máx}(1,5; SNC - \Delta SNK)$	(1.16)
$\Delta SNK = 0,0000758 [CRX'_a HSNEW + ECR HSOLD]$	(1.17)
$CRX'_a = \text{mín}(63; CRX_a)$	(1.18)
$ECR = \text{máx}[\text{mín}(CRX_a - PCRX; 40); 0]$	(1.19)
$PCRX = 0,62 PCRA + 0,39 PCRW$	(1.20)
$QI_b = \text{mín}(150; QI_a + \Delta QI_d)$	(1.21)

AGE3 = idade do pavimento desde a última reabilitação, reconstrução ou nova construção, em anos;
 CRX_a = área com trincamento indexado no início do ano em análise, em %área da seção;
 ECR = excesso de trincamento além da quantia existente na camada antiga na época do último recapeamento, selagem ou reconstrução;
 HSOLD = espessura total das camadas de rolamento antigas, em mm;
 K_{gp} = fator de deterioração para progressão de irregularidade;
 K_{ge} = fator de calibração devido ao fator ambiental;
 PCRA = área total de trincamento antes do último recapeamento ou selagem de trincas, em %área da seção;
 PCRW = área com trincamento largo antes do último recapeamento ou selagem de trincas, em %área da seção;
 PCRX = área com trincamento indexado na camada de rolamento antiga, em %área da seção;
 QI_a = irregularidade no início do ano em análise, em contagens/km;
 QI_b = irregularidade no final do ano em análise, em contagens/km;
 RDS_b = desvio padrão do afundamento em trilha de roda no final do ano em análise, em mm;
 RDS_a = desvio padrão do afundamento em trilha de roda no início do ano em análise, em mm;
 SNC = número estrutural corrigido; HSNEW = espessura do recapeamento mais recente, em mm;
 SNCK = número estrutural corrigido devido ao trincamento no início do ano em análise;
 YE4 = número anual de eixos equivalentes ao padrão, em milhões/faixa;
 ΔAPOT_d = alteração na área total de painéis durante o ano em análise, em %área da seção;
 ΔCRX_d = alteração da área com trincamento indexado ao longo do ano em análise, em %área da seção;
 ΔQI_d = incremento total na irregularidade durante o ano em análise, em contagens/km.

Na quarta versão do programa, HDM-4, os modelos de deterioração (*Road Deterioration*, RD) e dos efeitos devido às intervenções (*Work Effects*, WE) são apresentados em módulos separados para considerar a grande variedade de intervenções usando critérios baseados nos parâmetros de efeitos aos usuários.

Os modelos de deterioração (RD) no HDM-4 são mais flexíveis que os desenvolvidos no HDM-III, pois são aptos a manusear com uma variedade de pavimentos proporcionando o ajuste dos modelos em função das condições de contorno apresentadas nas seções a serem estudadas, e por utilizar modelos mais detalhados cujos efeitos são inter-relacionados.

Segundo Jung *et al.*, (2002) (*apud* Campos, 2004), uma das maiores desvantagens do HDM-4, quanto à irregularidade longitudinal, é a dificuldade de comparar o custo aos quais os usuários são submetidos em diferentes alternativas que contemplem pavimentos de alta qualidade ($IRI \cong 2$ m/km), visto que o HDM-4 foi desenvolvido para países em desenvolvimento. A Tabela 1.9 apresenta os valores considerados no programa para a qualidade de rolamento de diferentes classes de rodovias.

Tabela 1.9 – Qualidade de rolamento em função da classe da rodovia (adaptado de Campos, 2004).

Classe de rodovia	Conforto ao rolamento (IRI em m/km)			
	Bom	Médio	Pobre	Ruim
Primária ou tronco	2	4	6	8
Secundária ou principal	3	5	7	9
Terciária ou local	4	6	8	10

Fonte: Word Bank, 1999.

Nos modelos de deterioração, as taxas de progressão e a efetividade da manutenção são afetadas pelas condições ambientais, características dos materiais de construção, práticas e qualidades locais. No entanto, segundo Bennett e Paterson (2000), estas variáveis podem ser controladas através de fatores de calibração a serem incluídos nos modelos. Assim, as relações apresentadas nos módulos RDME (HDM-III) ou RD (HDM-4) foram calibradas para as condições locais através dos fatores de deterioração, K_i , definidos pelos usuários para mudar a escala do defeito que está sendo modelado.

Os tipos de pavimentos no HDM-4 são definidos pela combinação do tipo de revestimento e tipo de base, conforme Tabela 1.10, e dentro de cada tipo de pavimento, existem várias combinações de materiais destas camadas.

Os modelos de previsão foram construídos a partir de diferentes fatores. Muitos foram criados em função do tipo de revestimento e de base, enquanto que outros, em função do tipo de material da superfície (NDLI, 1995 – *apud* Odoki e Kerali, 2000). A irregularidade longitudinal foi modelada em função de vários componentes, sendo o aumento total da irregularidade a soma destes componentes. Assim, com base nos estudos feitos por Paterson (1987), o Apêndice A apresenta a estruturação de cada componente do modelo para a progressão da irregularidade no HDM-4 e as definições das variáveis utilizadas.

Tabela 1.10 – Tipos de pavimentos betuminosos do HDM-4 (adaptado de Odoki e Kerali, 2000).

Tipo pavimento	Tipo revestimento	Tipo base	Descrição
AMGB	AM	GB	Mistura asfáltica sobre base granular
AMAB	AM	AB	Mistura asfáltica sobre base asfáltica (Macadame betuminoso denso)
AMSB	AM	SB	Mistura asfáltica sobre base estabilizada
AMAP	AM	AP	Mistura asfáltica sobre pavimento asfáltico
STGB	ST	GB	Tratamento superficial sobre base granular
STAB	ST	AB	Tratamento superficial sobre base asfáltica
STSB	ST	SB	Tratamento superficial sobre base estabilizada
STAP	ST	AP	Tratamento superficial sobre pavimento asfáltico

Assim, com base nos componentes do modelo apresentados no Anexo II, a variação total na irregularidade longitudinal pode ser calculada através da seguinte equação:

$$\Delta RI = K_{gp} (\Delta RI_s + \Delta RI_c + \Delta RI_r + \Delta RI_t) + \Delta RI_e \quad (1.22)$$

A irregularidade do pavimento no final do ano em análise é dada por:

$$RI_b = \text{mín} [(RI_a + \Delta RI); a_0] \quad (1.23)$$

A irregularidade média anual do pavimento para o ano em análise é dada por:

$$RI_{av} = 0,5 (RI_a + RI_b) \quad (1.24)$$

onde: ΔRI = incremento total na irregularidade durante o ano em análise, em m/km IRI; K_{gp} = fator de calibração para progressão da irregularidade; ΔRI_s = incremento na irregularidade devido o componente estrutural; ΔRI_c = incremento na irregularidade devido o trincamento; ΔRI_r = incremento na irregularidade devido ao afundamento em trilha de roda; ΔRI_t = incremento na irregularidade devido a presença de painéis; ΔRI_e = incremento na irregularidade devido às condições ambientais; RI_b = irregularidade no final do ano em análise, em m/km IRI; RI_a = irregularidade no início do ano em análise, em m/km IRI; a_0 = irregularidade máxima dada pelo usuário (o HDM-4 fornece um valor padrão de 16 m/km IRI); RI_{av} = irregularidade média anual para o ano em análise, em m/km IRI.

Os modelos que consideram os efeitos devido às intervenções executadas nos pavimentos (*Work Effects*, WE) são apresentados no módulo onde as intervenções são estruturadas hierarquicamente em função de sua categoria, classe e tipo. Cada tipo de intervenção inclui uma variedade de atividades ou operações conforme apresenta de maneira simplificada a Tabela 1.11.

No programa HDM-4 os modelos de previsão de irregularidade são funções dos trabalhos executados, e a previsão das condições de um pavimento depende da preparação da superfície antes da execução do reforço (Lerch, 2002).

A operação de fresagem e a execução de camada de reforço (*Mill and Replace*) são classificadas como:

- a) Categoria: Preservação;
- b) Classe: Manutenção periódica;
- c) Tipo: Reabilitação.

Tabela 1.11 – Classificação das intervenções no HDM-4 (adaptado de Odoki e Kerali, 2000).

Categoria	Classe	Tipo	
Preservação	Manutenção rotineira	Rotina	
		Drenagem	
		Rotina variada	
	Manutenção periódica	Tratamento preventivo	
		Restauração	
		Reabilitação	
		Reconstrução	
		Especial	
	Desenvolvimento	Melhoramento	Emergencial
			De inverno
Alargamento			
Construção		Realinhamento	
		Adição de pista	
		Novo alinhamento	
		Nova seção	

Os efeitos deste tipo de intervenção restabelecem a classificação do pavimento, a espessura da nova camada de revestimento, os parâmetros de resistência, os indicadores de defeitos construtivos, as condições do pavimento quanto aos defeitos superficiais (trincamento, afundamentos nas trilhas, irregularidade, textura e resistência a derrapagem) e a idade a ser considerada da nova estrutura.

O tipo de pavimento resultante depende da espessura de fresagem (MILLD) e da espessura do revestimento betuminoso antes da intervenção (HS_{bw}). A operação de fresar e repor material betuminoso, quando não especificado pelo usuário, restabelece a zero a quantidade de trincamento e afundamento em trilha de roda após a intervenção. Quanto a irregularidade, para um revestimento de material betuminoso, o HDM-4 utiliza como valor padrão para após a intervenção de $RI_{aw} = 2,0$ m/km IRI.

O modelo de progressão de irregularidade longitudinal desenvolvido a partir de estudos feitos por Paterson (1987) e apresentado no HDM-III, Equação (1.15), seguiu uma tendência convexa, com

taxa de progressão que dependeu inicialmente da carga de tráfego relativa à resistência do pavimento e às condições ambientais. Segundo Paterson (1987), o modelo se ajustou bem aos dados de irregularidade observados (até 7 m/km IRI), e este ajuste foi formalizado pela adoção de muitas variáveis relevantes. No entanto, para Prozzi (2001), o autor falhou em reconhecer que algumas variáveis introduzidas no modelo podem não ser exógenas, como no caso do número estrutural que, em geral, é uma função do tráfego esperado.

A combinação das relações apresentada por Paterson (1987) inclui vários tipos de defeitos superficiais, o que o torna bastante complexo para muitas aplicações, pois envolve a simulação iterativa para cada tipo de defeito e exige um algoritmo computacional para o seu cálculo. Assim, o autor apresentou um modelo simplificado onde a irregularidade é prevista em função somente da resistência (deflexão ou número estrutural) do pavimento e da carga de tráfego.

$$\begin{aligned} RI_t &= \left[RI_0 + 0,0129 DEF^{0,883} NE_4(t) \right] \exp(0,0196 t) \\ RI_t &= \left[RI_0 + 725 (1 + SNC)^{-4,99} NE_4(t) \right] \exp(0,0153 t) \end{aligned} \quad (1.25)$$

onde: RI_t e RI_0 = irregularidade do tempo t e t_0 , respectivamente, em m/km; DEF = deflexão determinada pela viga Benbelman, em mm; SNC = número estrutural corrigido; $NE_4(t)$ = número equivalente de operações do eixo padrão (método AASHTO) até o tempo t , em milhões/faixa; t = idade do pavimento desde a construção ou restauração, em anos.

A importância de todos os estudos apresentados até o momento foi mostrar os modelos tradicionais existentes na literatura que retratam os impactos dos vários tipos de defeitos e das atividades de manutenção na progressão da irregularidade longitudinal (ou nos índices de conforto de rolamento). Muitos destes modelos trataram somente com subconjuntos destes defeitos, resultando em modelos incompletos devido às limitações da base de dados, da forma empregada ou do método usado, enquanto que outros modelos tentaram incorporar todos os fatores, individualmente ou interagindo entre si, resultando em modelos bastante complexos para certas aplicações rodoviárias. Apesar da grande quantidade de modelos de previsão disponíveis, alguns são de aplicabilidade limitada, sofrem de erros estatísticos ou foram estimados por métodos inadequados (Prozzi, 2001).

Outra fonte de erros deve-se ao uso de formas de equações tradicionais, muitas vezes não aplicáveis. Por exemplo, uma hipótese comum nos modelos de previsão é a validade da quarta potência para determinar o tráfego equivalente. Isto faz com que as cargas de tráfego de diferentes magnitudes e as configurações sejam convertidas em um número equivalente de 80 kN (18 kips) de cargas de eixo simples. Esta conversão, apesar de mundialmente usada, tem sido

bastante criticada, pois estudos têm mostrado a dependência desta formulação ao tipo de defeito que está sendo considerado e ao tipo de estrutura do pavimento (Balbo, 1993; Archilla e Madanat, 2000). Sabe-se que parâmetros determinados sob certas condições não são necessariamente válidos quando estas condições variam.

Várias equações foram desenvolvidas sem qualquer esforço de representar o processo físico da deterioração, e embora o processo seja complexo, a equação deveria no mínimo simulá-lo. Não existe um mecanismo principal que possa ser atribuído à perda de irregularidade do pavimento, ou seja, os diferentes defeitos combinados com as atividades de manutenção contribuem para a perda de irregularidade. A significância de cada defeito pode também variar, dependendo da sua severidade. Além dos defeitos, algumas características relacionadas ao projeto e às condições locais, afetaram a irregularidade.

Existem outras relações desenvolvidas nos Estados Unidos, Canadá e Brasil. Algumas destas relações foram baseadas em dados de pistas experimentais e outras de pavimentos em serviço. Smith *et al.* (1997), usando dados de 200 pavimentos monitorados em serviço por várias agências americanas, *State Highway Agencies* (SHA), estudaram os efeitos da irregularidade inicial na progressão do defeito e na vida útil de pavimentos de concreto asfáltico, de concreto de cimento Portland, restaurados ou novos.

A irregularidade inicial foi significativa em 80% nos projetos de pavimentos novos de concreto asfáltico e de concreto cimento Portland. O desempenho do pavimento com reforço foi influenciado pelas condições da camada subjacente – possibilidade de reflexão de trincas ou presença de áreas bastante deterioradas, diminuindo significativamente o desempenho (e a irregularidade) do reforço. As curvas de desempenho convergiram para um ponto, onde a partir deste, a irregularidade inicial não mais afetou a progressão. Esta análise foi feita por regressão linear, ou seja, não considerou os efeitos não lineares em diferentes momentos na vida do pavimento.

Dougan *et al.* (2003) estudaram as diferenças de irregularidade encontradas entre as faixas de rolamento de uma mesma pista. O objetivo do trabalho era verificar se existem variações nos valores de IRI por faixa de rolamento e por tipo de pavimento, com a idade ou com o tráfego. As informações usadas no estudo procederam de um conjunto de dados de campo de quatro rodovias do Estado de Connecticut (EUA). O IRI não variou substancialmente por faixa, porém, pelo teste estatístico *t-Student*, as diferenças entre a faixa externa (direita) e a faixa interna (esquerda) foram estatisticamente significantes no nível de significância de 0,05 em três rodovias. Na média, as faixas da direita apresentaram valores de IRI mais altos.

Outras pesquisas recentes na área de modelagem da irregularidade têm se baseado nos dados coletados como parte do programa *Long-Term Pavement Performance* (LTPP), tanto de seções de pavimentos em serviço, *General Pavement Studies* (GPS), como de seções de pavimentos construídos especificamente para o estudo, *Specific Pavement Studies* (SPS). Somente para a FHWA já foram desenvolvidos modelos de irregularidade para cinco diferentes experimentos no GPS (Perera e Kohn, 1999).

Al-Omari e Darter (1995) concentraram-se em determinar relações entre o IRI (ou PSR) e os vários tipos de defeitos encontrados em pavimentos asfálticos. O trabalho faz parte da segunda fase de um estudo iniciado pelos autores (Al-Omari e Darter, 1994) para tipos de pavimentos incluídos no HPMS. A relação entre IRI e PSR usada no estudo foi determinada na primeira fase da pesquisa (Equação 1.7).

O único defeito que se apresentou em número suficiente de seções testadas pelos autores foi o afundamento em trilhas de roda (ATR), portanto este foi o defeito analisado. Quando as seções foram consideradas individualmente, as correlações entre o IRI e a média e o desvio padrão do afundamento em trilha de roda foram insignificantes. No entanto, quando os dados foram agrupados por intervalos de IRI e os cálculos da média e do desvio padrão do ATR foram feitos sobre este intervalo, a relação entre o ponto central do intervalo de IRI e a média e o desvio padrão do ATR apresentou um coeficiente de determinação de 0,93 e de 0,94, respectivamente.

Na segunda parte do estudo, os autores tomaram uma seção como referência (IRI inicial de 37,5 cm/km e média de afundamento em trilha de roda de 6,46 mm) e foram adicionados os seguintes defeitos individualmente no perfil de referência: trincamento transversal, painelas e depressões e/ou elevações. Pela Tabela 1.12 verifica-se que o IRI aumentou à medida que aumentava o número de defeitos, ou seja, os defeitos superficiais apresentaram efeitos significantes nos valores de IRI.

Os dados apresentados na Tabela 1.13 mostram que, para um pavimento asfáltico, os valores de IRI e PSR (Equação 1.7) variaram à medida que a quantidade de defeitos varia, independentemente. Por exemplo, 40 painelas/km resultam em um IRI de 196 cm/km e um PSR de 3. Seriam necessárias 283 trincas transversais/km para se ter os mesmos valores de IRI e PSR.

Os defeitos individualmente não reduziram o PSR além de 2,5 a 3, até uma grande quantidade de deterioração estar presente. Em rodovias interestaduais, a reabilitação foi necessária quando o ATR ultrapassasse 10 mm (PSR = 2,5 e IRI = 267 cm/km), para prevenção com problemas de hidroplanagem. Não existem tais critérios para os outros tipos de defeitos, portanto, para PSR < 2,5 em rodovias primárias e PSR < 3 em rodovias interestaduais, os níveis de severidade destes

tipos de defeitos foram excessivos. Como exemplo, 40 panelas/km equivale, na média, uma panela a cada 25 m.

Tabela 1.12 – IRI e PSR por seções, com defeitos individuais (adaptado de Al-Omari e Darter, 1995).

Defeito	Número de defeito / 50 m	IRI (cm/km)	PSR
Trincamento transversal	0	37,5	4,54
	1	52,0	4,37
	2	64,0	4,23
	3	78,3	4,08
	7	129,5	3,57
	15	205,2	2,93
Panelas	0	37,5	4,54
	1	117,7	3,68
	2	191,6	3,04
	3	273,1	2,46
	4	339,3	2,07
Depressões e elevações	0	37,5	4,54
	1	174,9	3,17
	2	335,4	2,09
	3	468,9	1,48

Tabela 1.13 - Variação do IRI e do PSR em função do número de defeitos (adaptado de Al-Omari e Darter, 1995).

PSR	IRI (cm/km)	ATR (mm)	Trinca transversal	Panelas ou buracos	Depressões e elevações
2,0	352	11,9	533	84	43
2,5	267	10,5	408	58	32
3,0	196	9,2	283	40	24
3,5	137	8,2	160	26	14

Outro importante aspecto é o aumento do tipo de defeito por unidade de PSR e IRI. Por exemplo, um decréscimo do PSR de 3,5 para 3 correspondeu um aumento de 14 panelas/km; porém, um decréscimo de 3 para 2,5 corresponde um adicional de 18 panelas/km, e de 2,5 para 2 corresponde um adicional de 26 panelas/km. Este aumento na deterioração poderá causar um significativo aumento nos custos de manutenção e reabilitação da rodovia.

Segundo Al-Omari e Darter (1995), embora o perfil longitudinal possa ser um bom indicador da aceitabilidade dos pavimentos pelos usuários (Tabela 1.5), ele não é um bom indicador de quando o pavimento deve sofrer uma intervenção do ponto de vista estrutural ou do ponto de vista dos custos de reabilitação. Assim, é comprometedor desenvolver programas de reabilitação de custos efetivos baseados somente no perfil longitudinal.

As relações apresentadas pelos autores entre o IRI e o PSR foram desenvolvidas para rodovias rurais, porém, com aplicações duvidosas para vias urbanas. Segundo os autores, a aplicação do IRI em áreas urbanas pode apresentar os seguintes problemas:

- A extensão disponível das seções homogêneas, em muitos casos, foi menor que os 320 metros usados no desenvolvimento do IRI. O IRI é sensível a extensão sobre o qual é calculado e tende a aumentar de valor com a redução do comprimento base;
- A velocidade foi inferior a 80 km/h (usada no modelo quarto-de-carro do IRI). A resposta de um modelo quarto-de-carro é extremamente influenciada pela frequência da força externa que depende diretamente da velocidade de rolamento e da irregularidade do perfil. É difícil estabelecer se a resposta irá ser mais alta ou mais baixa quando se reduz a velocidade, o que depende da frequência da irregularidade de cada perfil;
- Os tipos de materiais usados na estrutura de um pavimento urbano podem ser bastante diferentes dos usados tradicionalmente em pavimentos de áreas rurais, resultando diferentes tipos de irregularidade.

Perera e Kohn (1999) apresentaram um estudo para investigar a influência de alguns fatores de reabilitação de pavimentos asfálticos na irregularidade, como tipos de reforços de mistura asfáltica (reciclada ou não), espessura do reforço e tipo de preparação da superfície asfáltica antes da intervenção (preparação mínima sem fresagem ou intensiva com fresagem). As medidas do perfil longitudinal foram feitas antes e imediatamente após a execução do reforço. Os valores de IRI após a execução do reforço variaram de 0,78 a 1,50 m/km. Os tratamentos aplicados em cada seção foram feitos de acordo com o tipo de preparação antes do reforço (com fresagem ou sem fresagem), com o tipo de concreto asfáltico usado no reforço (reciclado ou não) e com a espessura do reforço (50 ou 125 mm). Os resultados da análise de variância indicaram não existir diferenças significantes no IRI entre as seções, embora tenha sido aplicados diferentes tratamentos de reabilitação. Na comparação dos valores do IRI após o reforço entre as seções que receberam tipos diferentes de preparação da superfície, em geral, os valores médios do IRI para todas as seções foram similares. Portanto, as seções fresadas apresentaram valores similares de IRI das seções não fresadas, e no que diz respeito à redução de irregularidade, um reforço de 50 mm foi tão efetivo quanto um reforço de 125 mm. Na análise de comparação dos valores de IRI antes e após o reforço, os autores verificaram que os valores de IRI após encontraram-se em uma pequena faixa de variação, independentes dos valores de IRI antes do reforço. A taxa de aumento do IRI calculada apresentou valores negativos, indicando valores menores no último levantamento em relação aos obtidos após a camada de reforço. Na média, as seções apresentaram uma taxa de aumento no IRI de aproximadamente 0,03 m/km/ano. Segundo os autores, esta taxa é função do volume de tráfego e dos defeitos presentes no pavimento antes da camada de reforço.

Mahmood e Ksaibati (2001) pesquisaram o efeito da irregularidade inicial, em termos de IRI, no desempenho pavimentos de Projetos GPS, entre os anos de 1989 a 1999. A análise de dados consistiu de três etapas. Na primeira etapa, foram preparados gráficos para as seções para examinar a variação dos valores de IRI com o tempo. Os gráficos mostraram claramente o aumento linear. Na segunda etapa, foram desenvolvidos modelos de regressão para comparar as medidas de irregularidade do Ano 1 (ano com dados de irregularidade inicial) com os outros anos (Ano 2 a Ano 10). Todos os modelos de regressão mostraram que os valores iniciais de IRI afetaram os valores posteriores. E, finalmente, foi aplicado um teste estatístico nos dados para verificar se um pavimento construído com uma superfície sem irregularidade irá permanecer neste estado com o tempo. Os autores verificaram que as seções de pavimento com baixos valores de IRI permaneceram quase sem irregularidades com o tempo, e os testes estatísticos confirmaram esta hipótese.

Von Quintus *et al.* (2001) apresentaram os resultados da análise de regressão efetuada nos dados dos Projetos GPS para verificar as relações existentes entre defeitos superficiais e qualidade de rolamento medido pelo IRI. Como as medidas de irregularidade após a construção ou a reabilitação das seções do GPS não foram determinadas, os valores de IRI inicial foram estimados (ajuste linear dos dados) e o valor mínimo assumido foi de 0,6 m/km.

Os dados do LTPP foram agrupados em pavimentos originais e em pavimentos reabilitados (com reforços). Sete variáveis independentes foram consideradas fundamentais para estimar o incremento do IRI com o tempo (idade, trincas de fadiga, variabilidade do afundamento da trilha de roda ao longo do projeto, trincas transversais, trincas em blocos, remendos e trincas longitudinais fora das trilhas de roda). Comprovando estudos anteriores, tanto nos modelos de pavimentos novos como nos modelos de pavimentos com reforço, a irregularidade inicial influenciou fortemente a variação da irregularidade com o tempo, por isso, todos os modelos deste trabalho incluíram a variável.

Os modelos de irregularidade apresentados foram normalmente associados a relações empíricas baseadas em observações de campo. Saleh *et al.* (2000) fizeram uma tentativa de desenvolver um modelo de irregularidade puramente mecanicista para projetos e avaliações de pavimentos flexíveis. O modelo estima a irregularidade nas trilhas de roda como função da irregularidade inicial, do número de repetições de carga, da carga de eixo e da espessura de camada asfáltica, e no seu desenvolvimento considerou o comportamento elástico-visco-plástico do concreto asfáltico e a plasticidade e não-linearidade dos materiais granulares. O modelo foi desenvolvido pela Universidade do Estado de Arizona (EUA) e foi calibrado e testado com alguns dados de campo.

Também neste estudo, a análise estatística mostrou que a irregularidade inicial é o fator que mais afeta a progressão da irregularidade. Os outros fatores, na ordem de importância, foram: a carga

de eixo; a interação entre carga de eixo e espessura; a espessura da camada asfáltica; e o número de repetições de carga.

Foi feita uma análise de sensibilidade dos parâmetros no modelo para avaliar como a irregularidade era afetada pelos fatores. Os autores concluíram que quanto maior a carga de tráfego, maior a irregularidade, e que os pavimentos mais espessos obtiveram menor desenvolvimento de irregularidade. Quando a superfície do pavimento apresentava-se pouco irregular ($IRI = 1 \text{ m/km}$), a irregularidade não variou muito com a repetição de cargas devido ao menor efeito dinâmico das cargas do veículo. No entanto, quando a superfície apresentava-se bastante irregular, a grande quantia de irregularidade desenvolvida estava relacionada à interação veículo-pavimento e, conseqüentemente, às cargas dinâmicas do veículo. Esta conclusão mostrou a importância de se obter um pavimento com a superfície regular durante a construção, inferindo que ele permanecerá sem irregularidade por um longo período de tempo. A mesma tendência foi observada nas seções do programa LTPP, onde foi enfatizada a importância do controle de qualidade durante a construção dos pavimentos.

No Brasil, existe um pequeno número de pesquisas de desenvolvimento de modelos para prever a progressão da irregularidade. Marcon (1996), dentro da proposta de estabelecer um Sistema de Gerência de Pavimentos para a malha viária do Estado de Santa Catarina, elaborou um diagnóstico das condições estruturais e funcionais de rodovias pavimentadas com concreto betuminoso e efetuou uma análise dos dados que permitiu determinar a tendência de evolução dos defeitos e das condições dos pavimentos.

A metodologia consistiu em agrupar os trechos da rede em função da geologia (tipo de rocha e respectivo solo residual) da região. Para cada grupo foi verificada a variação das condições dos trechos com a idade desde a construção em anos (IDADE), ou com o número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN (NA), calculado pelo método da AASHTO.

A avaliação da irregularidade superficial dos pavimentos foi executada através de medições com o “Integrador de Irregularidades Longitudinais IPR/USP” efetuadas a velocidades de 60 e 80 km/h, dependendo das condições geométricas e do estado da superfície do trecho. Com os valores de Quociente de Irregularidade (QI), obtidos a partir dos levantamentos, foram calculadas médias ponderadas pelas extensões correspondentes de cada trecho. Os valores mínimos e máximos e os respectivos extremos da escala do QI foram de 18 e 68 contagens/km, e de 0 a 70 contagens/km, respectivamente.

A tendência dos dados foi comparada aos resultados de duas equações de previsão conhecidas – Queiroz (1981) (Equação 1.9) que inclui o número estrutural e deflexão pela viga Benkelman, e Paterson (1987) (Equação 1.25). A Tabela 1.14 apresenta as equações que melhor se ajustaram

aos dados obtidos para as três regiões. A avaliação conjunta dos dados permitiu o autor estabelecer as seguintes conclusões:

1. Nas três regiões avaliadas, os pavimentos começaram a apresentar problemas de irregularidade após períodos médios de 10 anos;
2. O tráfego suportado até surgir o aumento acentuado de irregularidade, foi maior nos pavimentos da Região 1;
3. Os valores de QI para pavimentos novos situaram-se na faixa de 20 a 30 contagens/km.
4. A maior frequência de valores de QI acima de 30 contagens/km ocorreu após os nove anos de uso ou quando $NA > 4 \times 10^5$;
5. Apesar dos baixos valores de coeficientes de determinação, segundo o autor, os modelos representam as condições reais existentes e devem ser utilizados lembrando-se de suas limitações.

Tabela 1.14 – Equações de ajuste aos dados de irregularidade coletados no Estado de Santa Catarina (adaptado de Marcon, 1996).

Região	Modelo	R ²
1	$QI = 21,891 \exp(0,0339 IDADE)$	0,43
	$QI = 25,798 + 6 \times 10^{-6} NA - 3 \times 10^{-13} NA^2$	0,69
2	$QI = 18,348 + 1,1635 IDADE$	0,29
	$QI = 25,783 + 4 \times 10^{-6} NA - 5 \times 10^{-14} NA^2$	0,32
3	$QI = 24,426 \exp(0,017 IDADE)$	0,11
	$QI = 25,449 \exp(0,0000002 NA)$	0,17

Bottura (1998), em um estudo sobre a calibração e controle de Sistemas Medidores de Irregularidade Tipo Resposta (SMIRTR), desenvolveu modelos de regressão de irregularidade para pavimentos da malha viária do Estado de São Paulo. A irregularidade, medida pelo “Integrador de Irregularidades Longitudinais IPR/USP”, foi fornecida em QI. Através do processo de integração numérica (Sayers *et al.*, 1986), o QI foi relacionado com a Aceleração Vertical Média Quadrática (AVMQ, similar ao RMSVA) determinada pelo Método de Nível e Mira correspondentes aos comprimentos de base de 1,0 e 2,5 m, para trechos com várias configurações geométricas. Os dados foram tratados estatisticamente, testando-se regressões lineares simples e múltiplas. Os modelos que relacionam QI com AVMQ nas velocidades de 50 e 80 km/h, apresentaram bons coeficientes de determinação ($R^2 > 0,9$). Fazendo uma análise com os trechos originais do PICR (Equação 1.11 – Queiroz, 1981), o autor obteve o seguinte modelo:

$$QI_R = -6,69 + 7,924 AVMQ_{1,0} + 13,018 AVMQ_{2,5} \quad (1.26)$$

onde: QI_R = quociente de irregularidade referencial (80 km/h), em contagens/km; $AVMQ_{1,0}$; $AVMQ_{2,5}$ = aceleração vertical média quadrática para comprimento de base de 1,0 e 2,5 m, respectivamente, em $10^{-6}/\text{mm}$. O modelo demonstrou, através dos testes t, que não existe significância estatística tanto para o intercepto quanto para a variável $AVMQ_{2,5}$, que dele deveria ser excluída. Para pavimentos perfeitamente lisos (sem irregularidades), tanto a Equação (1.11) como a Equação (1.26) produzem QI negativo.

Sestini *et al.* (1998) determinaram parâmetros de correlação ou fatores de deterioração para o modelo de previsão de irregularidade do HDM-III. Para atingirem este objetivo, os autores compararam os valores de IRI previstos pelo HDM-III com valores medidos em vários trechos da região central do Estado de São Paulo. A Equação (1.27) apresenta o modelo resultante.

$$IRI_{medido} = 1,265 IRI_{HDM} \quad (1.27)$$

sendo $R^2 = 0,56$; erro padrão = 0,95 e onde: IRI_{HDM} = índice de irregularidade previsto pelo HDM-III, em m/km; IRI_{medido} = índice de irregularidade medido no trecho, em m/km. Segundo o modelo, o IRI observado na região central é em média 26% maior que o IRI previsto pelo HDM, isto é, o fator de calibração para o modelo de progressão de irregularidade é 1,265.

Lerch (2002), usando dados da malha rodoviária do Estado do Rio Grande do Sul, apresentou um modelo de previsão de redução de irregularidade após recapeamento em concreto asfáltico como função da espessura do recapeamento e da irregularidade medida antes deste recapeamento. Através do estudo, o autor verificou que existem diferenças entre as previsões de redução da irregularidade pós recapeamento aplicando-se os dois tipos de modelos existentes no programa HDM-4: o modelo bi-linear (desenvolvido para o HDM-III) e o modelo linear (desenvolvido para o HDM-4). As diferenças encontradas entre as reduções imediatas previstas pelos modelos ocasionaram diferenças na evolução deste parâmetro com o tempo, ou seja, o tempo para que o pavimento chegue a um determinado estado de degradação pode variar significativamente segundo o modelo escolhido para análise. Entre os parâmetros de entrada do programa, o único que influenciou a redução da irregularidade foi o valor de irregularidade antes do recapeamento, principalmente para valores iniciais de $IRI \geq 6$ m/km. O modelo desenvolvido foi o seguinte:

$$\Delta IRI = 0,31 Esp + 0,87 IRI_{antes} - 3,17 \quad (1.28)$$

sendo $R^2 \approx 0,97$, e onde: ΔIRI = redução prevista da irregularidade longitudinal após o recapeamento, em m/km; Esp = espessura do recapeamento executado, em cm ($3 \leq Esp \leq 8$); e IRI_{antes} = irregularidade longitudinal medida antes do recapeamento, em m/km ($2 \leq IRI_{antes} \leq 7$).

Yshiba (2003) desenvolveu dois tipos de modelos de previsão com dados coletados na malha viária do Estado do Paraná, baseados em séries históricas dos dados, e por modelos probabilísticos, baseados nas avaliações das condições atuais dos pavimentos.

A modelagem estatística envolveu o estabelecimento de equações de regressão tendo como base os dados históricos das condições. A Tabela 1.15 apresenta os modelos determinados para pavimentos reabilitados (R) e não reabilitados (NR), de dados coletados em dois levantamentos (1995 e 1998), obtidos através de análise de variância. A ANOVA (Análise de Variância) foi utilizada para identificar os fatores e as interações mais significativos sobre o desempenho do pavimento e obter as equações de regressão que representassem os modelos de previsão de desempenho de cada matriz fatorial. Nestes modelos, foram estudados os efeitos dos fatores de idade, tráfego e número estrutural sobre o desempenho dos pavimentos quantificados em termos de irregularidade longitudinal, em IRI (m/km).

Tabela 1.15 – Modelos estatísticos quantificados em termos de IRI (adaptado de Yshiba, 2003).

Tipo	Ano	Modelo	R ²	Equação
NR	1995	$IRI = 2,8 + 0,38 P(t) + 0,31 P(N) - 0,16 P(SN) + 0,09 P(t) P(N) - 0,08 P(t) P(SN)$	0,75	(1.29)
	1998	$IRI = 2,91 + 0,43 P(t) + 0,24 P(N) - 0,21 P(SN) + 0,12 P(t) P(N)$	0,69	(1.30)
R	1995	$IRI = 2,37 + 0,12 P(t) + 0,22 P(N) - 0,14 P(SN)$	0,81	(1.31)
	1998	$IRI = 2,5 + 0,1 P(t) + 0,15 P(N) - 0,15 P(SN) - 0,03 P(t) P(SN) + 0,03 P(N) P(SN)$	0,80	(1.32)

onde: t = idade, em anos; N = número de solicitações do eixo padrão; SN = número estrutural; $P(x)$ = equação linear, ou seja,

Não reabilitado:	1995	$P(t) = \frac{t-13}{8}$	$P(N) = \frac{N-50000}{100000}$	$P(SN) = \frac{SN-5,5}{2}$
	1998	$P(t) = \frac{t-15}{8}$	$P(N) = \frac{N-100000}{180000}$	$P(SN) = \frac{SN-5,5}{2}$
Reabilitado:	1995	$P(t) = \frac{t-6}{3}$	$P(N) = \frac{N-110000}{190000}$	$P(SN) = \frac{SN-8}{2}$
	1998	$P(t) = \frac{t-9}{4}$	$P(N) = \frac{N-120000}{200000}$	$P(SN) = \frac{SN-7}{2}$

Os valores de irregularidade observados em campo foram comparados com os valores determinados pelos modelos da Tabela 1.15. A Tabela 1.16 apresenta as correlações lineares desenvolvidas entre os valores.

Tabela 1.16 – Equações de correlação dos valores observados de IRI em relação aos valores previstos pelos modelos estatísticos (adaptado de Yshiba, 2003).

Tipo	Ano	Correlação	R ²	Equação
NR	1995	$IRI_{previsto} = 0,5247 IRI_{observado} + 1,453$	0,78	(1.33)
	1998	$IRI_{previsto} = 0,5418 IRI_{observado} + 1,3972$	0,84	(1.34)
R	1995	$IRI_{previsto} = 0,2874 IRI_{observado} + 1,869$	0,54	(1.35)
	1998	$IRI_{previsto} = 0,2974 IRI_{observado} + 1,7081$	0,72	(1.36)

Os coeficientes de determinação foram satisfatórios, e a análise de resíduos mostrou-se favorável à utilização dos modelos estatísticos. Quanto aos efeitos dos fatores (idade, tráfego e número estrutural) sobre a variável dependente (irregularidade longitudinal), verificou-se que a irregularidade aumentou com a idade e com o tráfego, e diminuiu com o aumento da capacidade estrutural, sendo que o efeito do tráfego foi maior do que o efeito do número estrutural. Logo após a construção, o valor da irregularidade foi praticamente o mesmo em todas as combinações de fatores, o que não ocorreu nos pavimentos reabilitados, pois a condição de deterioração antes da intervenção refletiu-se no início do novo ciclo de vida em serviço.

Campos (2004) fez uma comparação de resultados obtidos com quatro modelos de previsão desempenho funcional existentes na literatura nacional e internacional (empíricos e mecanicistas) com dados de irregularidade longitudinal levantados com um medidor tipo resposta, ao longo de 98 quilômetros da malha rodoviária do Estado de São Paulo (rodovias SP 215 e SP 350). O trabalho buscou determinar as diferenças existentes entre as previsões de cada modelo e a proposição de fatores de ajuste aos parâmetros mais importantes de cada modelo, de modo que as previsões realizadas através dos modelos ajustados se aproximassem o máximo possível dos levantamentos de irregularidade realizados em campo. A comparação entre as estimativas de irregularidade dos pavimentos dos modelos de desempenho (antes da proposição de ajustes) e os levantamentos de campo mostrou que o modelo mecanicista testado (Saleh *et al.*, 2000) foi o que apresentou previsão de irregularidade mais próxima dos dados levantados em campo. Nos pavimentos flexíveis, a pior previsão foi feita pelo modelo de previsão de irregularidade do HDM-4, e o modelo do PRO 159/85 (DNER, 1985) foi o mais conservador de todos os testados. Quanto aos fatores de ajuste, a Tabela 1.17 apresenta os valores dos coeficientes de calibração para os modelos de progressão de irregularidade de pavimentos flexíveis propostos no trabalho.

Tabela 1.17 – Coeficientes de calibração para os modelos de progressão de irregularidade longitudinal (adaptado de Campos, 2004).

DNER PRO 159/85	
$QI_{A'} = \left[12,63 + 0,393 A' + 8,66 \frac{\log(N_{A'}^{1,071})}{SNC} + 0,0000717 (B_E \log(N_{A'}^{1,071}))^2 + \Delta QI_1 \right] 1,437 \quad (1.37)$	
$\Delta QI_1 = QI_E - \left[12,63 + 0,393 A'' + 8,66 \frac{\log(N_{A''}^{1,202})}{SNC} + 0,0000717 (B_E \log(N_{A''}^{1,202}))^2 \right] \quad (1.38)$	
HDM-III	
$\Delta QI_d = 13 [134 \exp(0,073554 AGE_3) (SNCK + 1)^{-5} YE_4 0,5 + 0,114 (RDS_b - RDS_a) + 0,0066 \Delta CRX_d 0,5 + 0,42 \Delta APOT_d] + 0,073554 QI_a \quad (1.39)$	
$K_{gp} = 1,000$ $K_{ge} = 3,198$	
HDM-4	
$K_f = 0,700$ $K_{gm} = 0,700$ $K_{rst} = 0,700$ $K_{rpd} = 19,423$	

1.3.3.2 TRINCAMENTO

No Brasil, os modelos de trincamento desenvolvidos e descritos na literatura, podem ser considerados empíricos. Na pesquisa PICR, Queiroz (1981) desenvolveu dois tipos de modelos de trincamento: um para prever quando a primeira trinca aparece, e outro para prever a sua evolução ou propagação. A medição do percentual de área trincada é apresentada de forma um pouco diferente que a metodologia preconizada pelo DNER. Nestes casos específicos, foram avaliados apenas pavimentos com revestimento em Concreto Betuminoso Usinado à Quente (CBUQ).

Para a previsão da época do início do trincamento, ou seja, o número de cargas por eixo até o aparecimento da primeira trinca, a única equação de regressão aceitável foi a seguinte:

$$LN = 1,205 + 5,96 \log SNC \quad (1.40)$$

com $R^2 = 0,52$, erro padrão = 0,436, e onde: LN = logaritmo decimal do número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80kN até o primeiro trincamento; e SNC = número estrutural corrigido. Para a fase de progressão do trincamento, a pesquisa desenvolveu os seguintes modelos:

$$CR = -18,53 + 0,0456 B LN + 0,00501 B AGE LN \quad (1.41)$$

$$CR = -57,7 + 53,5 \frac{LN}{SNC} + 0,313 AGE LN \quad (1.42)$$

com $R^2 = 0,644$ e erro padrão = 12,616, e $R^2 = 0,345$ e erro padrão = 17,120, respectivamente, e onde: CR = porcentagem de área de trincamento; B = deflexão determinada pela viga Benkelman, em 0,01 mm; e AGE = número de anos a partir da construção ou recapeamento.

Os modelos desenvolvidos eram para ser aplicáveis à gerencia de pavimentos em nível de rede. Neste nível, os modelos podem ser mais simples, ou seja, podem apresentar um número menor de variáveis independentes, uma vez que são utilizados apenas para estimativas globais de custos e priorização das estratégias de restauração. Além disso, é conveniente que se tenha nesses modelos apenas variáveis mais essenciais, a fim de simplificar a coleta de dados de campo (Rodrigues, 1991).

O modelo apresentado na Equação (1.41) deu origem à norma técnica do DNER que define um procedimento a ser utilizado em projetos de restauração (DNER, 1985). Para a previsão do trincamento em pavimento existente, com revestimento em concreto asfáltico, a norma apresenta os seguintes modelos:

$$TR_{A'} = -18,53 + 0,0456 (B_E \log N_{A'}) + 0,00501 (B_E A' \log N_{A'}) + \Delta TR \quad (1.43)$$

- $A' = A + A_E$ para $A + A_E > 1,5$
- $A' = \frac{2}{3} (A + A_E) + 0,5$ para $A + A_E \leq 1,5$
- $N_{A'} = \frac{N_{p1}}{t (t+1)^{A_E}} [(t+1)^{A'} - 1]$

Para $TR_E > 0$:

$$\Delta TR = TR_E + 18,53 - 0,0456 (B_E \log N_{A''}) - 0,00501 (B_E A'' \log N_{A''}) \quad (1.44)$$

- $A'' = A_E$ para $A_E > 1,5$
- $A'' = \frac{2}{3} A_E + 0,5$ para $A_E \leq 1,5$
- $N_{A''} = \frac{N_{p1}}{t (t+1)^{A_E}} [(t+1)^{A''} - 1]$

Para $TR_E = 0$:

$$TR' = -18,53 + 0,0456 (B_E \log N_{A''}) + 0,00501 (B_E A'' \log N_{A''}) \quad (1.45)$$

- Se $TR' \leq 0$ então $\Delta TR = 0$
- Se $TR' > 0$ então $\Delta TR = -TR'$

onde: $TR_{A'}$ = trincamento do pavimento existente no ano A' ; B_E = deflexão característica do pavimento existente, em mm; A' = idade do pavimento existente a partir do início de sua operação, até um ano qualquer posterior a A_E (na análise de uma restauração é a idade a partir do início de sua operação), em anos; A_E = idade do pavimento existente na data da coleta de dados, em anos; A = idade a partir de A_E ; N_{p1} = número N correspondente ao período de 1 ano, iniciando em A_E ; t = taxa de crescimento anual do tráfego, em %/100; ΔTR = incremento no trincamento; TR_E = trincamento do pavimento existente no ano A_E ; TR' = trincamento a partir de sua operação até um ano posterior a A_E .

Coelho e Queiroz (1985) apresentaram um modelo para reflexão de trincamento em camadas de recapeamento, desenvolvido a partir de dados experimentais oriundos da pesquisa PICR e da pesquisa para Avaliação Estrutural de Pavimentos do IPR. O modelo para a previsão do ano de início do trincamento foi o seguinte:

$$AICR = \frac{(212,8 - 0,917 CR_b) H^{0,681}}{[(B_a - 19,45) AAN_{0,AICR}]^{0,336}} \quad (1.46)$$

onde: $AICR$ = ano de início do trincamento após o recapeamento; CR_b = porcentagem de área de trincamento antes do recapeamento; H = espessura do reforço, em cm; B_a = deflexão média estabilizada após o recapeamento, medida pela viga Benkelman ($B_a > 0,2$ mm), em 0,01 mm; e $AAN_{0,AICR}$ = média anual do número de passagens da carga de eixo padrão entre o reforço ($AGE = 0$) e o primeiro trincamento ($AGE = AICR$), em milhões/ano (método AASHTO). Este modelo também serviu de base para a norma do DNER (DNER, 1985).

Elliott e Thompson (1985) (*apud* Rocha Filho, 1996) apresentaram um modelo desenvolvido na Universidade de Illinois para a determinação da vida de fadiga dos pavimentos asfálticos baseado na leitura da deflexão máxima da viga Benkelman, ou seja:

$$\log_{10} N_{2,5} = 10,3822 - 3,25 \log D_0 \quad (1.47)$$

onde: $N_{2,5}$ = número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80kN, necessárias para que o índice de serventia do pavimento seja reduzido a 2,5; D_0 = deflexão medida na *AASHO Road Test*, equivalente a 0,62 da deflexão da viga Benkelman.

Paterson (1987), usando um modelo probabilístico básico e um processo de estimativa de máxima verossimilhança, avaliou combinações de várias variáveis explanatórias para desenvolver modelos. Para prever o início e a progressão do trincamento os modelos desenvolvidos foram os que deram origem às Equações (A.14) e (A.17) do Apêndice A, respectivamente.

Rodrigues (1991) analisando os fatores de importância significativa para os mecanismos que levam à origem e propagação de trincas nos pavimentos flexíveis, desenvolveu um modelo para previsão de trincamento em pavimentos novos, e outro para a previsão da reflexão de trincas em camadas de reforços, construídas sobre pavimentos trincados. Os modelos desenvolvidos são do tipo mecanicista-empírico, ou seja, com estrutura definida a partir de um modelo mecânico (teoria de camadas elásticas e mecânica das fraturas) e os ajustes foram efetuados por “fatores de calibração” responsáveis pelas variáveis que não puderam ser consideradas explicitamente no modelo. O modelo de previsão de trincamento levou em conta os principais fatores estruturais que influem na origem e propagação de trincas em camadas asfálticas como a deformabilidade elástica das camadas do pavimento, as propriedades de fadiga das misturas asfálticas, as cargas de tráfego e o mecanismo de origem e propagação de fissuras nas camadas asfálticas. Assim, o modelo de origem das primeiras trincas em pavimentos novos é dado por:

$$N_0 = \alpha N_T \quad (1.48)$$

onde:

$$N_T = \{1020 [\exp(0,006 h_1) - 1] - 6,12 h_1 + 1\} N_{flab}$$

$$N_{flab} = K \left[\frac{13(1 + \mu)}{48 E} \right]^{\frac{n}{2}} U_d^{-\frac{n}{2}}$$

$$\log_e K = 3,5156 + 3,8339 n$$

$$n = -13,75 + 6 \sigma_R - 0,687 \sigma_R^2 + 0,025 \sigma_R^3$$

$$\sigma_R = \frac{M_R}{5250}$$

$$U_d = \frac{1 + \mu}{6E} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \frac{1}{2G} (\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

N_0 = número de passagens da carga padrão para que surjam na superfície as primeiras trincas; α = fator de calibração do modelo de início do trincamento; N_T = número teórico de repetições de carga para o surgimento das primeiras trincas; h_1 = espessura da camada de revestimento, em cm; N_{flag} = número de repetições de carga para a formação da primeira trinca macroscópica no ponto mais solicitado da camada asfáltica; K = fator de intensidade de tensões; E = módulo de resiliência, M_R , a 25°C, em kgf/cm²; μ = coeficiente de Poisson; U_d = densidade de energia de distorção, em kgf/cm²; n = parâmetro de fratura; σ_R = resistência à tração em compressão diametral; $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ = tensões normais, em kgf/cm²; $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{zy}$ = tensões cisalhantes, em kgf/cm². Em camadas de reforços aplicados sobre pavimentos trincados, a densidade de energia de distorção sob a camada de recapeamento passa a ser igual a U_{d0} , sendo que:

$$U_d = C_T U_{d0}$$

$$C_T = C_0 (1 - GEA) + (3 - C_0) GEA^2 + (C_0 - 2) GEA^3$$

$$C_0 = 6,194 \times 10^3 \left(\frac{E_0}{E_{1M}} \right)^{0,4511} \left[\exp \left(-6,438 \frac{E_0}{E_{1M}} \right) \right] \left[\exp \left(-3,85 \frac{h_0}{h_1} \right) \right]$$

$$GEA = \frac{E_{TR}}{E_{1M}}$$

onde: C_T = fator de concentração de tensões; E_0 = módulo elástico da camada de recapeamento; E_{1M} = módulo elástico do revestimento antigo; E_{TR} = módulo elástico do material que preenche a trinca; h_0 = espessura da camada de recapeamento; GEA = grau de entrosamento de agregados. O modelo para previsão do crescimento da área trincada é dado por:

$$TR(\%) = 100 \left[1 - \frac{1}{1 + a_1 (C_f - 1)^{a_2}} \right] \quad (1.49)$$

onde:

$$C_f = \frac{N}{N_0}$$

$a_1 = \beta N_0 h_1^{-1,9523} D_0^{0,7916} \exp(-1,2647 n)$; $a_2 = 2,0$; TR = grau de trincamento, em %área trincada; β = fator de calibração do modelo de progressão da área trincada; C_f = consumo à fadiga produzido pelo tráfego; N = número de repetições de carga; D_0 = deflexão máxima da bacia. A aplicação deste modelo a dados experimentais disponíveis na época não apresentou valores

concordantes para os fatores de calibração β . As dificuldades de se medir confiavelmente a porcentagem de área trincada no campo, especialmente para valores pequenos de TR, explicariam esta discordância.

A comparação direta entre os valores de α e β , obtidos na calibração dos modelos de previsão de trincamento originados na pesquisa PICR, Equações (1.40), (1.41) e (1.45), foi dificultada pelas diferentes condições climáticas, de tráfego e de materiais existentes entre elas. No entanto, na pesquisa PICR os fatores encontrados foram de $\alpha = 2,7 \times 10^2$, para pavimentos novos, $\alpha = 4 \times 10^3$, para reflexão de trincas em camadas de reforço, e de $\beta = 1,0 \times 10^{-6}$ a $5,5 \times 10^{-6}$, para pavimentos novos. Segundo o autor, para que os modelos sejam consistentes não é necessário que os fatores de calibração sejam únicos para todos os dados experimentais considerados. Este fato impede que se faça qualquer afirmativa com respeito ao potencial dos modelos testados para se constituir em uma estrutura confiável com vistas a um modelo geral de previsão de trincamento.

Marcon (1996), na sua proposta de estabelecer um Sistema de Gerência de Pavimentos para a malha viária do Estado de Santa Catarina, desenvolveu equações (linhas de tendência) a partir de dados com trincamento total maior do que 0,5%. A Tabela 1.18 apresenta as equações que melhor se ajustaram aos dados obtidos para as três regiões do estado, onde para cada grupo foi verificada a variação das condições dos trechos com a idade (IDADE), ou com o número de repetições equivalente ao eixo padrão de 80 kN (NA) calculado pelo método da AASHTO, com o percentual de área do pavimento com trincamento total (ATR).

Tabela 1.18 – Equações de trincamento do Estado de Santa Catarina (adaptado de Marcon, 1996).

Região	Modelo	R ²
1	$ATR = 0,039 IDADE^{3,1215}$	0,48
	$ATR = 3 \times 10^{-8} NA^{1,3981}$	0,53
2	$ATR = 1,5124 IDADE - 6,8923$	0,32
	$ATR = 1,4532 + 4 \times 10^{-6} NA$	0,55
3	$ATR = 0,0023 NA^{0,5297}$	0,12

A avaliação conjunta dos dados permitiu o autor concluir que o início do trincamento total nas três regiões avaliadas correspondeu à idade de 5 a 9 anos e um tráfego suportado de 3×10^5 a 7×10^5 . Segundo o autor, as linhas de tendência podem ser usadas nas previsões de desempenho dos pavimentos estudados por retratarem as condições observadas durante os levantamentos; porém, as conclusões e as decisões tomadas devem estar limitadas ao conjunto de trechos analisados.

1.3.4 APLICAÇÕES DOS MODELOS PROBABILÍSTICOS

A literatura atual tem apresentado modelos probabilísticos sob as mais variadas abordagens estatísticas. Neste item serão apresentados alguns exemplos do uso de processo de Markov, homogêneo ou não, na modelagem da previsão de desempenho de estruturas.

Carnahan *et al.* (1987) desenvolveram um procedimento para ser usado nas tomadas de decisões de manutenção para um sistema de gerência de pavimentos. Neste estudo, usaram um modelo baseado no processo de Markov homogêneo para modelar a deterioração de pavimentos. O modelo utiliza o conceito de ciclo obrigatório ou *duty-cycle* – definido como os efeitos de um ano de exposição da estrutura aos efeitos de intempéries e do tráfego.

O estado dos pavimentos foi classificado em termos do Índice da Condição do Pavimento (ICP), do inglês *Pavement Condition Index* (PCI), o qual varia de 0 a 100, sendo 100 a melhor condição do pavimento. Os estados foram divididos em oito intervalos de ICP, similar ao modelo original de Markov para deterioração de pavimentos, desenvolvido por Keane e Keane (1985) e também sugerido no programa computacional PAVER (Shahin e Kohn, 1981, *apud* Carnahan *et al.*, 1987).

Foi usada a hipótese básica de Markov – o decréscimo de ICP, até o final de um ciclo obrigatório depende, de uma maneira probabilística, somente do ICP do início do ciclo e do ciclo obrigatório em si, mas é independente de como os defeitos foram se acumulando até o início de tal ciclo (passado). Apesar de ser uma hipótese razoável, existem vários métodos que transformam processos que, aparentemente, não são Markov, em processos de Markov, como por exemplo, o método dado por Cox e Miller (1965) (*apud* Carnahan *et al.*, 1987) que sugere a modificação da definição do vetor estado.

Para encontrar uma matriz de probabilidade de transição que refletisse os dados disponíveis de ICP versus idade, os autores também seguiram uma abordagem similar a apresentada por Madanat *et al.* (1995) (Método do Valor Esperado).

Butt *et al.* (1987) também desenvolveram modelos de previsão de desempenho de pavimentos, baseados no ICP e na idade, usando o processo de Markov, porém, com uma combinação de um processo homogêneo com um não homogêneo.

Para modelar as mudanças nas cargas de tráfego e as diferentes políticas de manutenção no ciclo de vida dos pavimentos, foram introduzidos diferentes ciclos obrigatórios nos modelos de previsão. O ideal seria um ciclo diferente para cada ano de análise, porém, no início de cada ano,

existia um número limitado de dados de ICP. A solução apresentada por Butt *et al.* (1987) foi dividir a vida dos pavimentos em zonas, onde uma zona representa um período de seis anos. Assim, para cada zona, a taxa de deterioração foi constante (ciclo obrigatório constante), usando na modelagem uma cadeia de Markov homogênea por zona. Os autores admitiram a variação da taxa de deterioração entre uma zona e outra, com diferentes ciclos obrigatórios entre elas, com cadeias de Markov não homogêneas para modelar a transição de uma zona para outra.

O procedimento adotado pelos autores mostrou-se mais realista na modelagem do desempenho, pois se sabe que as condições dos pavimentos e do tráfego alteram os processos de transição. Este mesmo procedimento também foi usado por Jiang *et al.* (1988), porém, na construção de modelos de previsão de desempenho de pontes.

Li *et al.* (1996) apresentam um exemplo de processo de transição não-homogênea para estabelecer as matrizes de probabilidade de transição para a deterioração de pavimentos. A deterioração, medida pelo índice *Pavement Condition State* (PCS), foi modelada como um processo Markov dinâmico dependente do tempo, e cada elemento da matriz foi determinado através de uma probabilidade baseada no modelo de confiabilidade.

O tráfego foi considerado o principal fator associado à deterioração do pavimento; assim, a análise de confiabilidade do índice PCS para cada etapa (ou ano) foi feita pela comparação com o número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN (N) que a estrutura suportava antes que suas condições transitassem do seu estado inicial para um nível definido com tráfego atual previsto anual (N_i).

Como a variação de cada elemento na matriz de transição de probabilidade afeta os valores previstos da condição futura do pavimento, os autores executaram uma análise de sensibilidade para investigar a variação na matriz de transição para outros parâmetros de projeto, como a taxa de crescimento do tráfego, a resistência do sub-leito e as propriedades dos materiais.

Segundo Li *et al.* (2001), uma das vantagens desta metodologia probabilística de previsão sobre as outras apresentadas por Butt *et al.* (1987), Carnahan *et al.* (1987) e Jiang *et al.* (1988), é que esta evita os problemas associados às opiniões subjetivas e não necessita de dados de observações de campo de longa duração.

Para Madanat e Ibrahim (1995), os métodos de estimar a probabilidade de transição de Markov mostrados em todos os exemplos anteriores, sofrem de algumas limitações:

- a) Não capturam a verdadeira estrutura do processo de deterioração, onde as mudanças nas condições de um ponto do tempo a outro, durante um período de inspeção, não foram

explicitamente modeladas. Esta limitação criou a necessidade de segmentar o trecho em seções homogêneas em função das variáveis explanatórias. A falta da estrutura também não revelou a natureza não-estacionária inerente, levando a necessidade de segmentação das observações em grupos de vários intervalos de idade. A segmentação pareceu não ser realista. Além dos problemas conceituais associados à falta de estruturação, a segmentação resultou em amostras pequenas restringindo o número de parâmetros que poderiam ser estimados. Isto impôs uma estrutura artificial à matriz de transição na forma de fixar algumas probabilidades a zero.

- b) A abordagem não reconheceu a natureza latente da deterioração. Deterioração é um processo não observável que se manifesta através de defeitos na superfície e na sub-superfície. Portanto, não é mensurável diretamente, e sim pelos seus indicadores.
- c) O uso de regressão linear, como mostrou os exemplos dados por Carnahan *et al.* (1987) e Jiang *et al.* (1988), não foi apropriado.

O método de regressão linear para estimar as probabilidades de transição não é aconselhável para capturar a estrutura do processo de deterioração por vários motivos, como:

- As mudanças ocorridas nas condições de estado nos monitoramentos não são explicitamente modeladas em função das variáveis explanatórias. A segmentação dos dados resulta em amostras pequenas dentro de cada segmento, o qual limita o número de parâmetros a ser estimado. Como resultado, algumas probabilidades na matriz de transição são arbitrariamente estabelecidas como zero;
- O processo não-estacionário (isto é, dependência do tempo) é só capturado indiretamente através da segmentação *ad hoc* do tempo;
- A presença de níveis de deterioração de camadas subjacentes não é reconhecida.

A abordagem admite uma modelagem da deterioração através de um processo de Markov contínuo. No processo contínuo, a deterioração no momento do levantamento é independente dos processos de deterioração de períodos anteriores. Muitas vezes a hipótese Markoviana é feita sem qualquer verificação, resultando em modelos de qualidade questionável.

Em resposta às limitações do método usado nos modelos apresentados, o Método dos Valores Esperados, uma classe de métodos econométricos estruturados, tais como regressão de Poisson e regressão "*probit ordered*", têm sido usadas para estimar os parâmetros dos modelos e calcular as probabilidades de transição (Madanat e Ibrahim, 1995, Madanat *et al.*, 1995, Madanat *et al.*, 1997). No entanto, estes métodos também apresentam limitações. A mais crítica é a hipótese de que as condições de estado observadas são independentes e identicamente distribuídas (o que é também aplicado no Método dos Valores Esperados). A hipótese não é válida, pois todas as observações feitas entre duas transições de estado consecutivas são iguais às das outras e,

portanto, estão deterministicamente relacionadas. Outra limitação está na inconsistência entre a natureza acumulativa do nível de deterioração assumido e a natureza não-acumulativa das variáveis explanatórias usadas. Esta inconsistência surge devido aos eventos censurados (não observados), onde as condições iniciais não estão disponíveis por falta de monitoramento das construções e de levantamentos em tempos descontínuos.

Mauch e Madanat (2001) dividiram os modelos probabilísticos para prever a deterioração em dois grupos – os modelos baseados no estado e os modelos baseados no tempo. O modelo baseado no estado prevê a probabilidade de uma estrutura sofrer uma mudança na condição de estado em um dado tempo, condicionada a algumas variáveis explanatórias, como o tráfego, os fatores ambientais e a história de manutenção. Exemplos típicos destes modelos são os processos Markov e Semi-Markoviano.

Por outro lado, o modelo baseado no tempo prevê a distribuição de probabilidade do tempo gasto por uma estrutura para variar a sua condição de estado, caracterizada pela função densidade probabilidade do tempo, também condicionada às variáveis explanatórias. Este tipo de modelo foi usado por Paterson e Chesher (1986) na previsão do tempo de iniciação de trincas, e por Prozzi e Madanat (2000) na previsão do número de repetições de carga de eixo necessário para reduzir a serventia abaixo do nível de aceitabilidade.

Apesar dos dois tipos basearem-se em técnicas econométricas diferentes, apresentam algumas similaridades. É possível usar a abordagem de um tipo de modelo para prever a variável dependente do outro tipo, ou mais especificamente, a probabilidade de transição da condição de estado pode ser determinada a partir da função probabilidade densidade da duração do estado, e vice-versa. A relação entre os dois modelos probabilísticos é parecida com a relação entre o processo Poisson e a distribuição exponencial. O modelo baseado no estado fornece a probabilidade de N eventos em um período de tempo fixo, enquanto que, o modelo baseado no tempo fornece a densidade probabilidade do tempo entre as transições na condição de estado. A decisão em qual abordagem probabilística a ser usada deve ser baseada em considerações empíricas. Por exemplo, a natureza dos dados disponíveis para a modelagem favorece uma abordagem em relação a outra. Se as observações de campo são contínuas ao longo do tempo, então opta-se pelos modelos baseados no tempo. Por outro lado, se os levantamentos são feitos com pouca frequência ou se os dados disponíveis são relativos a um pequeno espaço de tempo, a melhor modelagem é baseada no estado.

As experiências brasileiras, quanto ao uso de modelos probabilísticos na previsão de desempenho de pavimentos, são limitadas. Yshiba (2003) desenvolveu modelos probabilísticos baseados nas avaliações das condições atuais dos pavimentos da malha viária do Estado do Paraná. A

modelagem probabilística envolveu o estabelecimento de matrizes de probabilidade de transição de Markov, tendo por fundamento principal, opiniões de especialistas (engenheiros do DER-PR).

Para o desenvolvimento dos modelos, os estados dos pavimentos foram definidos em termos de Índice de Condição do Pavimento (ICP), do inglês *Pavement Condition Index* (PCI). Para o Ano 0 (zero), ano de liberação da seção ao tráfego, foi estabelecido um ICP inicial igual a 95.

No estabelecimento das matrizes de probabilidade foram obedecidas as seguintes propriedades: o estado de cada seção não se altera mais do que uma vez durante um ciclo de solicitação, e para a primeira linha da matriz, admitiu-se que a seção seja classificada por ICP entre 95 e 100, e a segunda entre 90 e 95, e assim por diante.

O método utilizado foi para desenvolver as curvas de desempenho através da determinação das condições das seções monitoradas em diferentes idades. A condição em qualquer ciclo de solicitação foi prevista em termos do vetor estado inicial e da matriz de probabilidade de transição. Cada curva de desempenho iniciou no ano de abertura ao tráfego e terminou no ano 2002 (cinco anos após a avaliação da condição feita do pavimento) ou quando ICP alcançasse o valor de 40 (condição de ruína). A Tabela 1.19 apresenta uma síntese dos modelos probabilísticos, onde foi tomada como fator de análise a idade para atingir o nível mínimo de aceitabilidade (ICP = 40) das seções de pavimentos.

Tabela 1.19 – Síntese dos modelos probabilísticos em relação à idade dos pavimentos (adaptado de Yshiba, 2003).

Idade (anos)	Tráfego baixo ($N \leq 5 \times 10^4$)		Tráfego alto ($N > 5 \times 10^4$)	
	SN baixo ($\leq 5,5$)	SN alto ($> 5,5$)	SN baixo ($\leq 5,5$)	SN alto ($> 5,5$)
Novo (≤ 8)	16	24	22	22
Intermediário (de 9 a 16)	24	25	25	24
Antigo (≥ 17)	31	28	29	40

Pela Tabela 1.19, os pavimentos antigos apresentaram melhor desempenho. Segundo autor, as causas prováveis deste comportamento devem-se aos melhores cuidados construtivos, aos menores volumes de tráfego nos anos iniciais de vida em serviço, às atividades de manutenção rotineira e ao maior controle das sobrecargas.

1.4 CONSIDERAÇÕES RELEVANTES

A partir do desenvolvimento do conceito serventia-desempenho, nos anos 60, tem-se buscado novos métodos para avaliar o conforto de rolamento dos pavimentos através de termos relacionados à serventia e à irregularidade longitudinal.

A determinação de conforto de rolamento através de metodologias de avaliações subjetivas e objetivas já é bem fundamentada no meio rodoviário brasileiro. Apesar de se questionar a irregularidade longitudinal como sendo a principal medida para se estimar a serventia de um pavimento, o desenvolvimento de bons modelos de previsão de desempenho dos pavimentos através deste parâmetro continua sendo um grande desafio entre os engenheiros e pesquisadores rodoviários.

Existem vários requisitos básicos para modelar previsão, assim como existem várias classificações de modelos. De uma maneira geral, os modelos são divididos em determinísticos e probabilísticos, diferenciando-se pelos conceitos e formulações usadas no desenvolvimento e no formato dos resultados obtidos.

Os modelos determinísticos existentes, utilizados para prever a irregularidade longitudinal, na grande maioria foram formulados através de regressões lineares. Com exceção da *AASHO Road Test* e algumas seções de pavimentos construídos especificamente (SPS) para o programa *Long-Term Pavement Performance* (LTPP), os dados utilizados no desenvolvimento dos modelos correspondem aos de pavimentos em serviço e/ou aos princípios mecanicistas (Queiroz, 1981; Saleh *et al.*, 2000).

São vários os efeitos de impacto na evolução da irregularidade testados nestes modelos; variáveis estruturais (deflexão e número estrutural), tráfego, idade ou tempo, defeitos superficiais, fatores ambientais, etc. Muitos tratam com subconjuntos, enquanto que outros incorporam todos os fatores nos modelos.

Alguns modelos de irregularidade usam índices compostos para quantificar a qualidade de rolamento, como o PSI (AASHO Road Test; Lytton *et al.*, 1982) e o ICR (Karan *et al.*, 1983), enquanto outros usam índices que medem diretamente a irregularidade do pavimento, como o QI (Queiroz, 1981; Coelho e Queiroz, 1985; Marcon, 1996; Bottura, 1998), o IRI (Hodges *et al.*, 1975; Al-Omari e Darter, 1995; Perera e Kohn, 1999; Saleh *et al.*, 2000; Mahmood e Ksaibati, 2001; Von Quintus *et al.*, 2001; Lerch, 2002; Dougan *et al.*, 2003; Yshiba, 2003), o PI (Smith *et al.*, 1997), ou simplesmente o RI (Way e Eisenberg, 1980; Paterson, 1987).

De todos os índices, o IRI foi selecionado como a escala universal de irregularidade longitudinal devido a sua relevância, transportabilidade (pode ser medido por vários tipos de equipamento) e estabilidade com o tempo (pode ser descrito por uma transformação matemática do perfil medido). O IRI descreve uma escala na qual o zero é para uma superfície planar verdadeira.

Atualmente existem diferentes classificações quanto aos valores limites deste índice para avaliar um pavimento a partir da irregularidade longitudinal (Tabela 1.4). Alguns órgãos rodoviários continuam aceitando outros índices, no entanto, o IRI apresentou boas correlações com vários índices existentes e, em muitos casos, apresenta um paralelismo com os índices locais ou séries estatísticas do perfil. A Equação (1.2) representa o modelo de correlação mais utilizado atualmente no meio rodoviário nacional e foi desenvolvida durante os estudos de custos rodoviários realizados no Brasil na década de 80 (Queiroz, 1981).

A medida de irregularidade longitudinal tem sido considerada como parte da Gerência de Pavimentos, dependendo do nível de detalhe, frequência e velocidade usadas nas suas medições. Em nível de rede, os dados de irregularidade podem ser usados na seleção e programação de projetos (CALTRANS – *California Pavement Management System*) onde não há a necessidade de informações extremamente precisas. Em nível de projeto, as medidas deverão ser mais exatas exigindo medidores mais específicos, com controle adjunto da qualidade de construção, de monitoramento periódico das condições superficiais existentes, da avaliação de opções de restauração, entre outros controles, sendo um dos desafios deste trabalho a avaliação do desempenho da irregularidade em área urbana.

Apesar das dificuldades em ajustar o medidor de irregularidade (principalmente quanto à velocidade de operação) às condições de uma via urbana com elevado volume de tráfego pesado, uma das principais metas da pesquisa é quanto a aplicação dos modelos de irregularidade a serem desenvolvidos, principalmente no que diz respeito a proposição de novos critérios relacionados às necessidades de reabilitação de pavimentos urbanos.

Além da irregularidade longitudinal, o trincamento contribui para a perda de serventia e representa um problema significativo no desempenho dos pavimentos em serviço. O trincamento compromete a integridade da estrutura, pois facilita a penetração de água através das camadas, causando perda de resistência e enfraquecimento do sub-leito. O trincamento é o modo de deterioração dominante nos pavimentos asfálticos brasileiros (Rodrigues, 1991).

Os modelos de trincamento apresentados levam em consideração os mecanismos que dão origem ao defeito e controlam a sua evolução ou propagação nos pavimentos. Alguns são empíricos, enquanto outros mecanicistas-empíricos. As variáveis correspondentes ao trincamento foram definidas como: o número de eixos equivalentes ao padrão até o aparecimento das

primeiras trincas, porcentagem de área total do pavimento que apresenta o defeito, ou o tempo de início do trincamento após a construção ou restauração. Os principais fatores modelados que influenciam as duas fases que caracterizam o trincamento foram: deformabilidade, número estrutural, fatores climáticos, cargas de tráfego e idade. A correta interpretação das causas do defeito, junto com os modelos existentes, permitirá prever de maneira mais confiável e racional, a seleção e o dimensionamento das medidas de restauração.

Os modelos probabilísticos apresentados envolveram o estabelecimento de matrizes de probabilidade de transição de Markov, homogêneos ou não, para modelar a deterioração de pavimentos. As condições dos pavimentos foram classificadas através de índices compostos, como o ICP (Carnahan *et al.*, 1987; Butt *et al.*, 1987; Yshiba, 2003) e o PCS (Li *et al.*, 1996). A experiência brasileira neste tipo de modelagem (Yshiba, 2003) tomou como fator de análise a idade do pavimento, sua resistência e o tráfego atuante.

Nas Tabelas 1.20, 1.21 e 1.22 procurou-se sintetizar os principais modelos de previsão de desempenho mencionados na revisão bibliográfica, mostrando os tipos de fontes de dados, as análises utilizadas e, principalmente, as principais variáveis testadas por cada autor na elaboração dos modelos.

A revisão bibliográfica deste estudo enfatiza que são vários os fatores que influenciam no desempenho dos pavimentos. Uma vez que se avalia uma via urbana com alto volume de tráfego pesado, se pode inferir que a modelagem do desempenho dos pavimentos quanto à irregularidade e ao trincamento superficial representará uma contribuição para compreender o processo de degradação dos pavimentos inseridos neste meio.

Tabela 1.20 – Quadro resumo da revisão bibliográfica sobre modelos determinísticos de irregularidade longitudinal.

Referência	Índice	Tipo de análise			Tipo de dados					Efeito modelado								
	Composto	Mede irregularidade diretamente	Linear	Não linear	Mecanicista	Experimental	Campo	Resistência	Deflexão	Tráfego	Idade ou tempo	Fatores climáticos	Irregularidade inicial	Manutenção	Defeitos superficiais	Espessura reforço	Espessura camada betuminosa	Geometria
AASHO Road Test (1962)	X		X			X		X	X	X		X		X				
Queiroz (1981)		X	X		X	X	X	X	X	X				X				
Coelho e Queiroz (1985)		X	X	X		X						X				X		
Hodges <i>et al.</i> (1975)		X	X			X	X		X	X		X						
Way e Eisenberg (1980)		X	X			X				X	X							
Lytton <i>et al.</i> (1982)	X			X		X	X		X	X								
Karan <i>et al.</i> (1983)	X		X			X	X		X	X		X						
Paterson (1987)		X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Smith <i>et al.</i> , (1997)		X	X			X						X	X					
Dougan <i>et al.</i> (2003)		X	X			X			X	X								
Al-Omari e Darter (1995)		X	X			X									X			
Perera e Kohn (1999)		X	X											X		X		
Mahmood e Ksaibati (2001)		X	X			X						X						
Von Quintus <i>et al.</i> (2001)		X	X			X				X			X	X				
Saleh <i>et al.</i> (2000)		X		X	X	X			X			X					X	
Marcon (1996)		X	X	X		X	X		X	X								
Bottura (1998)		X	X			X												X
Lerch (2002)		X	X			X						X				X		
Yshiba (2003)		X	X			X	X		X	X				X				

Tabela 1.21 – Quadro resumo da revisão bibliográfica sobre modelos determinísticos de trincamento.

Referência	Tipo de resposta no início do trincamento			Tipo de dados				Efeito modelado							
	Tráfego	Idade	% área sobre a total	Experimental	Campo	Resistência	Deflexão	Tráfego	Idade ou tempo	Fatores climáticos	Manutenção	Propriedade de fadiga da mistura	Espessura reforço	Espessura camada betuminosa	Defeitos superficiais
Queiroz (1981)	X				X	X	X	X	X						X
Coelho e Queiroz (1985)		X			X			X					X		X
Elliott e Thompson (1985)	X						X								
Paterson (1987)		X			X	X		X	X		X		X	X	
Rodrigues (1991)	X							X			X	X	X	X	
Marcon (1996)			X		X			X	X						

Tabela 1.22 – Quadro resumo da revisão bibliográfica sobre modelos probabilísticos de deterioração de pavimentos.

Referência	Tipo de matriz de transição			Fatores modelados				
	Homogênea	Não homogênea	Índice composto	Resistência	Idade ou tempo	Tráfego	Fatores ambientais	Manutenção
Carnahan <i>et al.</i> (1987)	X		X		X	X	X	
Butt <i>et al.</i> (1987)	X	X	X		X			
Li <i>et al.</i> (1996)		X	X	X	X	X		
Yshiba (2003)	X		X		X	X		X

CAPÍTULO 2

CONTEXTUALIZAÇÃO DO PROBLEMA

O propósito do capítulo é fornecer uma idéia clara e precisa da realidade da restauração dos pavimentos asfálticos no Município de São Paulo, tratando-se da Avenida dos Bandeirantes, cujas características são peculiares ao seu tipo de tráfego. Faz-se uma verificação da importância regional da via, relatando sua localização, situação geológica e geotécnica, e condições climáticas. Apresenta-se um histórico sobre os aspectos construtivos abordando as metodologias utilizadas desde sua construção. Através das investigações sobre a deterioração observada com o tempo e sobre as restaurações ocorridas, o estudo delimita o processo de investigação a ser seguido para encontrar respostas ao problema da pesquisa apresentado.

2.1 REALIDADE DA RESTAURAÇÃO (REFORÇOS) DE PAVIMENTOS

Analisando-se a perspectiva histórica, pode-se considerar que a preocupação com os serviços de manutenção dos pavimentos advém dos governos romanos (40 A.D.). Esta atividade estava relacionada à crença de que vias pavimentadas necessitavam ser atendidas por processos de manutenção; caso contrário, em determinado período de tempo, sofreriam processos de deterioração e acabariam perdendo sua função social, econômica e política (Balbo, 1997).

Segundo o Banco Mundial (Harral e Faiz, 1988), a falta de manutenção significa o mesmo que desperdiçar recursos, pois envolve perdas de investimentos feitos no passado. Entre os anos 60 e 90, estima-se que foram perdidos US\$45 bilhões em infra-estrutura devido à falta de manutenção numa amostra de 85 países em desenvolvimento. Esta perda poderia ser evitada com atividades preventivas que custariam menos que US\$12 bilhões.

A perda da infra-estrutura é somente uma parte do cenário como um todo. Apesar de não impedirem o acesso de usuários e o aumento do volume de tráfego, as péssimas condições das rodovias fazem aumentar os custos de transporte – a redução de um dólar americano em manutenção aumenta o custo operacional do veículo em até dois ou três dólares.

A deterioração de rodovias não é um problema limitado somente aos países em desenvolvimento. O que chama a atenção, porém, é a escala com que a deterioração das rodovias tem progredido nestes países. As redes viárias têm se expandido muito rapidamente, com tráfego cada vez mais pesado e as cargas de eixo, muitas vezes, têm excedido a capacidade de projeto utilizada.

Novos pavimentos, se mantidos inadequadamente, começam a deteriorar-se lentamente e muitas vezes de maneira imperceptível durante a primeira fase dos 2/3 do seu ciclo de vida, dependendo da qualidade da construção e do tráfego. Após este período, que pode durar alguns meses, ou anos, o pavimento segue uma fase de rápido aumento de deterioração (dentro de condição regular) e termina, em poucos anos, com a estrutura totalmente comprometida (péssima condição). Esta trajetória não linear da deterioração afeta o tipo de manutenção a ser aplicada no pavimento, como mostra a Figura 2.1, e à medida que a rodovia torna-se irregular, os custos operacionais dos veículos – e transporte de cargas – começam a aumentar rapidamente. As autoridades rodoviárias não são diretamente afetadas por estes custos, e ao mesmo tempo não estão sujeitas a pressões imediatas para melhorar as condições das rodovias. O usuário muitas vezes leva algum tempo para sentir a ligação entre condições das rodovias e os preços das cargas e dos serviços de transporte. Na ausência de pressão do público e na falta da conscientização para o problema, poucos governos têm dado à manutenção prioridade nos seus orçamentos anuais.

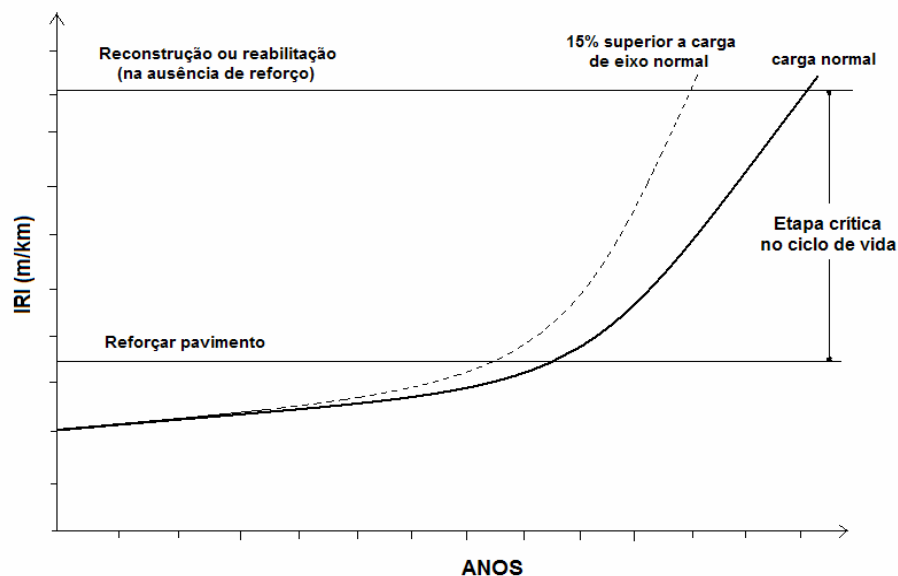


Fig.2.1 – Deterioração de rodovias pavimentadas com o tempo (adaptado de Herral e Faiz, 1988).

A manutenção preventiva e rotineira, baseada em um monitoramento adequado da carga de tráfego e das condições do pavimento, pode proteger e prolongar a vida útil da via. Um estudo de comparação feito pelo Banco Mundial em 1991 (Wolden, 1991) na África mostrou que a manutenção rotineira pode ser feita com um custo de US\$ 300 a US\$ 1.500 por quilômetro por

ano. Quando a manutenção é omitida, o custo eventual de reabilitação ou restauração poderá atingir aproximadamente US\$ 200.000 por quilômetro para vias pavimentadas, o que representa um aumento médio de 2,5 a 8 vezes nos gastos totais. Nestes casos, segundo Wolden (1991), os governos dos países africanos poderiam economizar aproximadamente US\$ 1,2 bilhões nos gastos anuais através da manutenção preventiva.

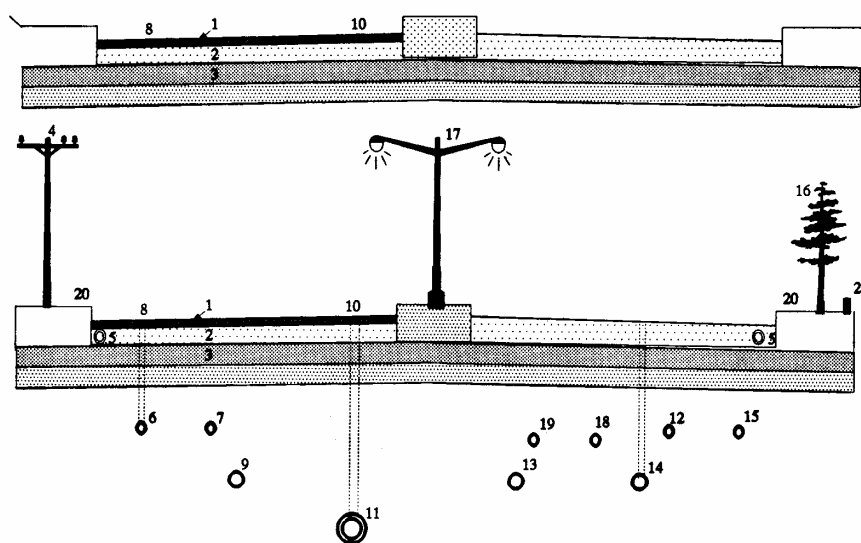
Nos anos 70, começaram a surgir os primeiros estudos sobre a importância das atividades de manutenção como componente nos sistemas de gerência de pavimentos (SGP). Estes estudos, que posteriormente viriam a constituir a formulação original do conceito de sistema, já contemplavam os efeitos de manutenção (Hudson e McCullough, 1973 – *apud* Haas e Hudson, 1978), apesar da extrema oposição dos principais engenheiros da época, que defendiam que as atividades de projeto, construção e manutenção deveriam ser tratadas separadamente. Em 1970, um grupo de pesquisadores do *Texas Cooperative Highway Research Program* também incluíram a manutenção como uma variável de entrada necessária, pois reconheceram que muitos pavimentos não eram construídos para permanecer regulares por toda a vida de projeto, necessitando obrigatoriamente de uma atividade adicional.

Os sistemas de gerência de pavimentos que funcionam nos países desenvolvidos nem sempre podem ser aplicados com efetividade nos países em desenvolvimento. O Banco Mundial (Harral e Faiz, 1988) sugeriu algumas reformas nestes sistemas, porém, não existe ainda uma definição universalmente aceita sobre sistema de gerência de manutenção (SGM). Um SGM faz parte de um SGP.

Al-Swailmi (1994), referindo-se a pavimentos urbanos, afirma que as atividades de manutenção dos pavimentos são imprescindíveis devido aos impactos provocados pelo crescimento do tráfego, pelos serviços de utilidade pública e pelas condições climáticas. O conceito de otimização de um SGM municipal deve estar integrado aos sistemas e serviços de utilidade pública (água, luz, telefone, gás e esgoto) da cidade. Uma rede municipal de vias tem uma necessidade maior de um SGM que uma rede rural, pois as vias urbanas estão mais expostas aos fatores de deterioração. Geralmente sob estas vias correm redes paralelas ou perpendiculares de serviços públicos. A única maneira de acesso a estas redes (construção ou manutenção) é através de escavações nos pavimentos. A conservação destes serviços apresenta problemas associados com a realização de aterros compactados adequadamente nos poços e valas de acesso, e a execução de uma superfície final regular e plana no remendo do pavimento. Agregados aos outros problemas, as situações urbanas impõe taxas significantes de deterioração. Portanto, o desenvolvimento de um SGM em vias urbanas é muito mais complicado que em vias rurais.

Para desenvolver um SGM municipal efetivo todos os fatores técnicos, políticos e administrativos devem ser considerados. A Figura 2.2 compara uma seção transversal típica rural com uma

urbana. Cada rede de serviço está associada a um único método de construção em termos de ocupação, proteção, espaço e profundidade.



- | | | |
|----------------------------|-----------------------|------------------------|
| 1. Revestimento | 8. Poço de inspeção | 15. TV a cabo |
| 2. Base | 9. Rede sanitária | 16. Vegetação |
| 3. Sub-base | 10. Boca-de-lobo | 17. Iluminação |
| 4. Poste de luz | 11. Rede de esgoto | 18. Rede telefônica |
| 5. Captação de água | 12. Cabo elétrico | 19. Conduto telefônico |
| 6. Rede de água principal | 13. Conduto elétrico | 20. Calçada |
| 7. Rede de água secundária | 14. Captação de chuva | 21. Hidrante |

Fig.2.2 – Comparação entre uma seção transversal rural e urbana (adaptado de Al-Swailmi, 1994).

No Brasil ainda existe um grande déficit de pavimentos urbanos, desde vias arteriais para tráfego muito pesado, até de vias locais para tráfego mais leve. Isto se deve principalmente ao custo de implantação, que é bastante elevado. As políticas de manutenção existentes variam de governo para governo, de local para local e de época para época. Vários fatores regulam estas políticas: (1) fundos disponíveis; (2) precedentes históricos; (3) considerações organizacionais ou políticas. Na Prefeitura Municipal de São Paulo o que prevalece até os dias de hoje são as decisões políticas, muitas vezes sem balizamento em parâmetros técnicos. Outro aspecto relativo à pavimentação do município é a ausência de sistemas de gerência implantados (Targas, 1999).

Segundo levantamento de campo realizado pela Secretaria das Administrações Regionais (SAR) da Prefeitura do Município de São Paulo em 1992, cerca de 97,7% da malha viária pavimentada da cidade é composta de pavimentos flexíveis, sendo o restante formado por pavimentos de paralelepípedos, pavimentos de concreto e pavimentos em blocos de concreto articulados ou não, havendo ainda trechos originalmente pavimentados com paralelepípedos e posteriormente revestidos com uma ou mais camadas de usinados asfálticos (Bodi, 1998). Destes pavimentos avaliados, em termos de serventia, 2% da rede encontrava-se em excelente estado, 44% em estado bom, 39% em estado ruim e 15% em péssimo estado.

A Avenida dos Bandeirantes, objeto do presente estudo, construída nos anos 70 com padrões de resistência e geometria inapropriados para o tráfego atuante da época, apresentava um Valor de Serventia Atual de 1,28, o que classificava-a subjetivamente como em estado ruim. Embora a avenida tenha se deteriorado extensivamente, as várias atividades de manutenção executadas nos últimos anos nem sempre a recolocaram em uma capacidade adequada para as necessidades atuais e futuras.

2.2 CARACTERÍSTICAS DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS E DO TRÁFEGO EM VIAS URBANAS EM SÃO PAULO

A pavimentação das vias urbanas, assim como as demais, tem por finalidade promover uma superfície de rolamento adequada ao tráfego, confortável e aderente; de absorver e distribuir as cargas provenientes da demanda de tráfego ao solo conforme a sua resistência; e, proteger o solo da fundação dos efeitos adversos das condições climáticas.

Segundo Targas (1999), um aspecto importante da pavimentação urbana, que a diferencia da pavimentação rodoviária, além da existência de confinamento lateral, é o fato de que muitas vezes têm-se uma situação de implantação bastante distante da idealizada, podendo existir:

- Edificações já implantadas, sendo esta situação a mais usual, implicando na necessidade de compatibilizar com as soleiras das casas, impondo a largura da via e as declividades longitudinais;
- Redes de serviços públicos bastante superficiais, provocando problemas na execução das camadas e na sua compactação;
- Riscos de danos às edificações já implantadas devido à compactação, implicando redução da energia de compactação ou até mesmo na substituição de materiais, por exemplo, brita graduada por macadame hidráulico;
- Necessidade de liberação rápida ao tráfego, evitando interrupções prolongadas.

Nogami e Alvarez Neto (1992) apresentaram um estudo sobre o panorama sombrio da pavimentação na região metropolitana de São Paulo que decorria, sobretudo, dos seguintes aspectos:

- Ausência de pavimentação em grandes áreas urbanas e má qualidade da superfície das vias não pavimentadas;
- Baixo grau de serventia das vias pavimentadas, prejudicando o conforto, a segurança e elevando o custo de transportes pela diminuição da velocidade, maior consumo de

combustível e maior desgaste dos veículos. A situação era bastante grave em muitas vias arteriais de tráfego intenso, como por exemplo, na Avenida dos Bandeirantes.

Quantos aos critérios utilizados para o projeto e manutenção, há indícios de que eles não se baseavam em procedimentos considerados mais adequados. Utilizando-se critérios desatualizados, muitos deles desenvolvidos na década de 40, não eram devidamente adaptados às condições geotécnicas peculiares da região e do clima tropical úmido vigente na mesma.

A Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP) usava, por exemplo, seções transversais-tipo em função, sobretudo da importância da via e do tráfego esperado. Esse procedimento onerava a pavimentação, principalmente por não considerar:

- Estudo geotécnico adequado;
- Uma variedade maior de tipos de pavimentos, não incluindo assim bases mais econômicas como de solo arenoso fino laterítico, solo-brita descontínuo, solos estabilizados com cimento, brita graduada tratada com cimento, etc.;
- Novos métodos racionais de dimensionamento e previsão de comportamento;
- Técnicas construtivas e controle tecnológico adequados às condições tropicais.

Outro aspecto desfavorável foi a postura adotada pelas administrações municipais, que não motivavam o desenvolvimento de técnicas próprias e a falta de incentivo para publicação das experiências acumuladas nos projetos locais. A escassez de dados tecnológicos e econômicos disponíveis e de trabalhos técnicos a eles referentes comprova este fato. As tentativas para o desenvolvimento de procedimentos mais apropriados, que resultem em economia para a população têm sido exceções, cabendo citar a construção de trechos experimentais e encontros de debates sobre vias urbanas promovidos pela Prefeitura Municipal de São Paulo.

A precariedade da superfície das vias pavimentadas decorre, em grande parte, do projeto geométrico e da utilização de solos inapropriados. O projeto geométrico era raramente subordinado a um estudo geotécnico adequado; e quando efetuados, obedeciam geralmente a procedimentos tradicionais de identificação e classificação de materiais, inapropriados para solos e climas tropicais.

A pavimentação é um benefício extremamente importante para a população, compreendendo desde as ruas residenciais até as vias arteriais de tráfego muito intenso. Um projeto apropriado envolve numerosas variáveis, entre as quais, o fator econômico é muito relevante. Esse fator é difícil de ser considerado, pois não depende somente do custo inicial, mas do grau de serventia ao usuário e do custo da manutenção. Atualmente o procedimento de projeto adotado pela AASHTO (1993) integra o seu gerenciamento durante toda a sua vida. Este não é o que geralmente se

adota no nosso meio rodoviário, devido ao uso predominante do método do DNER original ou dele derivado, que é extremamente simples, e grande parte dos problemas decorrentes do elevado custo e má qualidade da pavimentação podem ser atribuídos ao seu uso, que se baseia em ensaios tradicionais.

Até 1967 não havia nenhuma norma específica para o estudo geotécnico do sub-leito na cidade de São Paulo. Após este ano, dois métodos utilizados oficialmente apresentaram os problemas decorrentes das peculiaridades geotécnicas dos solos da região.

O primeiro método de dimensionamento oficial de pavimentos da Prefeitura Municipal de São Paulo foi o MD-1, formalizado pelo Engenheiro T. D. S. Brandão (1967) que representou na época um avanço para a pavimentação da cidade. Tratava-se de uma adaptação do método do DNER de 1966 (Souza, 1966) com quatro curvas de dimensionamento em função do tráfego. O método era baseado no uso de coeficientes de equivalência estrutural e em um leque de pavimentos tipo que poderiam ser escolhidos em função do tráfego e da espessura equivalente do pavimento, extraída da curva de dimensionamento a partir do valor do CBR de projeto. No caso das avenidas de tráfego pesado ou muito pesado, o pavimento tipo era constituído por camada de revestimento de concreto asfáltico e binder, camada de base de macadame betuminoso ou concreto magro, e camada de sub-base de macadame hidráulico. A opção por macadames foi pela capacidade drenante da superposição de camadas de agregados, mostrando a carência na época de estudos mais específicos para projetos de drenagem adequados, e devido ao fato de que o método de construção deste tipo de camada implicava uma redução da energia de compactação, importante por se tratar de uma via urbana.

Focando o problema do estudo geotécnico do sub-leito, o processo de identificação visual-táctil preconizado no método não considerava as propriedades essenciais dos solos tropicais e a presença de camadas de revestimento primário existentes em muitas vias de São Paulo. Isso levava a construção de pavimentos mais caros, pois o revestimento primário era um material de boa qualidade e que poderia ser utilizado como camada do pavimento.

A outra série de deficiências estava relacionada a adaptação feita pelo DNER e pela PMSP para o cálculo da espessura total básica. O resultado destas inconsistências foi o superdimensionamento em vias de tráfego leve a muito leve, e o sub-dimensionamento nas de tráfego pesado e muito intenso, ou melhor, a inviabilidade de pavimentação econômica nas ruas de baixo volume de tráfego e pequena durabilidade dos pavimentos nas vias arteriais de tráfego intenso, como a Avenida dos Bandeirantes.

O banco de dados elaborado pela PMSP em 2002 (SIS-PMSP-2002) (Apêndice C) comprovou que a grande maioria das avenidas de São Paulo construídas nas décadas de 60 e 70 foi concebida através deste método.

Posteriormente, a PMSP propôs um novo método, denominado MD-3T (PMSP, 1979), também baseado no método do DNER de 1966, para o dimensionamento de pavimentos flexíveis de vias submetidas a tráfego muito leve, a qual visava a elaboração de pavimentos de baixo custo. A Tabela 2.1 apresenta os pavimentos tipo dados pelos dois métodos. Naquela época, muitas críticas aos métodos baseados fundamentalmente no CBR foram consideradas, principalmente por estes não considerarem o comportamento resiliente dos pavimentos.

Tabela 2.1 – Pavimentos tipo dos métodos MD-1 e MD-3T (PMSP, 1967 e 1979).

Tráfego	Classe	Método	Pavimento tipo	Espessura (cm)	CBR \geq	Espessura equivalente
Periférico	E-5	MD-3T	PMQ	3	19	18
			MB	5		
			MH (2ª.cam)	5		
			MH (1ª.cam)	5		
			Solo	e		
Leve	A-5	MD-1	PMQ	3	14	23
			MB	5		
			MH (2ª.cam)	5		
			MH (1ª.cam)	10		
			Solo	e		
Leve ou médio	B-3	MD-1	P	13	14	23
			CM	10		
			Solo	e		
Médio	B-4	MD-1	PMQ	4	15	26,5
			MB	7,5		
			MH	15		
			Solo	e		
Pesado	C-2	MD-1	CA	5	14	32
			BI	5		
			MB	7,5		
			MH	15		
			Solo	e		
PMQ = pré-misturado a quente						
MB = macadame betuminoso						
CA = concreto asfáltico						
BI = binder						
P = paralelepípedo						
CM = concreto magro						
e = espessura de camada de solo						

Barros e Preussler (1985) propuseram uma primeira versão de uma nova metodologia para projeto de pavimentos urbanos para a Cia. do Metropolitano de São Paulo S.A. O método conhecido por METRÔ-SP foi apresentado originalmente em forma de instrução e era baseado no MD-1, porém, com acréscimos de novos conceitos e procedimentos como o comportamento resiliente do sub-leito (Preussler *et al.*, 1981) e sua caracterização e classificação pela metodologia do MCT – Miniatura Compactada Tropical (Nogami e Villibor, 1981). O método tentava equacionar o dimensionamento dos pavimentos flexíveis de forma a minimizar os

trincamentos prematuros ocorridos por incompatibilidade de deformações das várias camadas do pavimento e do sub-leito. No entanto, este método não foi estendido à Prefeitura Municipal de São Paulo, tendo seu uso restrito a limitadas ações de pavimentação viária da grande São Paulo sob a responsabilidade da Cia. do Metropolitano de São Paulo.

Apesar do vulto e importância da pavimentação de vias urbanas, na região metropolitana considerada, nota-se que o aproveitamento das peculiaridades dos solos não foi satisfatório, o que de certa forma contribuiu para o alto custo e a má qualidade dos pavimentos existentes. A metodologia empregada para o estudo dos solos da região, além de ser inapropriada, não deu ensejo para o acúmulo de experiência, indispensável para que se considerem apropriadamente as peculiaridades dos solos da região.

Zuppolini Neto *et al.* (1991) chegaram a propor uma metodologia de estudo geotécnico do sub-leito para fins de pavimentação urbana. A proposta era baseada, sobretudo na revisão dos procedimentos de caracterização do sub-leito adotados pela Prefeitura Municipal de São Paulo, apontando alguns de seus problemas e propondo alterações com base em novas metodologias e nas poucas experiências relatadas. Desta resultou a revisão de 1992 onde houve a alteração nos procedimentos de investigação geotécnica do sub-leito, a introdução da metodologia MCT, e também a revisão no método de dimensionamento propriamente dito, para o caso de vias de tráfego leve e muito leve.

Em 2004, a Prefeitura Municipal de São Paulo e a Secretaria de Infra-Estrutura Urbana instituíram um Grupo de Trabalho formado por engenheiros e geólogos, com o objetivo de revisar e atualizar as normas de pavimentação urbana. Segundo a Tabela 2.2, foram atualizadas, no total, nove instruções de projeto e três instruções de reparação de pavimentos. Estas novas instruções substituíram as vigentes, elaboradas entre 1967 e 1992.

Tabela 2.2 – Instruções de projeto e de reparação de pavimentos urbanos (PMSP, 2004).

INSTRUÇÕES DE PROJETO	
IP-01	Instrução Geotécnica
IP-02	Classificação das Vias
IP-03	Instrução de Projeto Geométrico
IP-04	Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis para Tráfego Leve e Médio
IP-05	Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis para Tráfego Meio Pesado, Pesado, Muito Pesado e Faixa Exclusiva de Ônibus.
IP-06	Dimensionamento de Pavimentos com Blocos Intertravados de Concreto
IP-07	Dimensionamento de Pavimentos de Concreto
IP-08	Análise Mecanicista à Fadiga de Estruturas do Pavimento
IP-09	Projeto de Reforço para Restauração de Pavimentos Flexíveis
INSTRUÇÕES PARA REPAÇÃO DE PAVIMENTOS	
IR-01	Instrução para Restauração de Pavimentos Flexíveis Danificados por Abertura de Valas
IR-02	Instrução para Restauração de Pavimentos de Concreto Danificados por Abertura de Valas
IR-03	Instrução para Restauração de Pavimentos Articulados Danificados por Abertura de Valas

2.3 VIA URBANA DE ELEVADO VOLUME DE TRÁFEGO COMERCIAL

Atualmente o sistema rodoviário do Estado de São Paulo é formado por dez rodovias principais, sendo sete concessionadas ao setor privado. Todos esses eixos viários convergem, na Capital, para as marginais dos rios Tietê e Pinheiros, que através da interligação de um conjunto de vias, entre elas a Avenida dos Bandeirantes, compõem o denominado Mini-Anel Viário de São Paulo (PROTRAN, 2003).

Segundo dados da Pesquisa de Origem/Destino de 1997, cerca de 328.000 veículos por dia entram e saem do Anel Viário de São Paulo com origem e/ou destino a estas rodovias. Destes, 195.000 (59%) são veículos leves e 117.000 (36%) são veículos comerciais, transportando carga e mercadorias. Dos veículos de carga, da ordem de 30% são nitidamente de passagem pela Região Metropolitana e 70% ficam na região.

Das dez rodovias a serem interligadas pelo Rodoanel Mário Covas, cinco estão conectadas com a Avenida dos Bandeirantes – a Rodovia Régis Bittencourt (BR/116), Figura 2.3, procedente da Região Sul do Brasil, a Rodovia Raposo Tavares (SP/270), Figura 2.4, procedente do Estado de Mato Grosso do Sul, a Rodovia Presidente Castelo Branco (SP/280), a Rodovia Anhanguera (SP/330) e a Rodovia dos Bandeirantes (SP/348), Figura 2.5, procedentes do interior do Estado de São Paulo. Essas rodovias absorvem 58% do total de veículos que passam pela Região Metropolitana significando um total de 250.000 veículos/dia, dos quais 54.000 são caminhões.



Fig.2.3 – Rota entre a Rodovia Régis Bittencourt e Rodovia dos Imigrantes, via Avenida dos Bandeirantes (<http://www.cet.com.br>).



Fig.2.4 – Rota entre Rodovia Raposo Tavares e Rodovia dos Imigrantes, via Avenida dos Bandeirantes (<http://www.cet.com.br>).



Fig.2.5 – Rota entre as Rodovias Castelo Branco, Anhanguera e Bandeirantes e Rodovia dos Imigrantes, via Avenida dos Bandeirantes (<http://www.cet.com.br>).

O sistema viário do município de São Paulo conta com uma extensão estimada de 15.500 quilômetros de vias, com cerca de 1.300 quilômetros de vias arteriais e de 72 quilômetros de vias de trânsito rápido. Apresenta uma estrutura viária radial e apenas dois anéis de distribuição de veículos, sendo um localizado na periferia do centro (rótula e contra-rótula) e o segundo o próprio Mini-Anel Viário, no qual se insere a Avenida dos Bandeirantes.

O desempenho operacional desse sistema vem apresentando, nos últimos anos, uma redução significativa nos seus índices de qualidade. Segundo a Companhia de Engenharia de Tráfego de

São Paulo (CET, 1999), em 1992, a lentidão média que era de 38,8 quilômetros no período de pico da tarde foi para 120 quilômetros no ano de 2000. Atualmente, os congestionamentos chegam a 150 quilômetros ou mais. A persistir essa tendência, num quadro de aumento de frota de veículos sem a ampliação da malha viária, da sua capacidade, ou das suas condições funcionais, o horizonte se apresenta extremamente desfavorável. Em estimativas desenvolvidas pela CET antecipam que em 2006 uma lentidão nos períodos de pico possa atingir valores da ordem de 200 quilômetros. Hoje, o tráfego desordenado provoca um desperdício anual de milhões de horas em congestionamento e de 1,5 bilhões em litros de combustíveis.

Vários são os fatores que têm levado ao crescimento desses índices e muitos estão relacionados com o sistema de transporte e mobilidade urbana. No entanto, um dos fatores que tem contribuído muito para a piora do trânsito é a sobreposição dos fluxos de características tipicamente rodoviárias com o fluxo do tráfego urbano, como ocorre na Avenida dos Bandeirantes.

Segundo Barros (2002), os problemas de “demanda x capacidade”, que antes atingiam alguns pequenos períodos do dia, conhecidos como picos, hoje se estendem por 14 horas ou mais em algumas vias da cidade de São Paulo. Isto indica uma elevação nos volumes veiculares do chamado entre-picos (períodos entre os picos da manhã e da tarde) resultando numa relativa unificação, como se houvesse apenas um pico. Mesmo em diversos locais onde as lentidões se desfazem durante o dia, como no caso da Avenida dos Bandeirantes, o grau de ocupação verificado tem sido crescente (CET, 1999).

Geralmente, segundo Targas (1999), um sistema de vias rurais é caracterizado por altas velocidades de deslocamento (~ 80 km/h), composto por veículos pesados e por vias de longas extensões. Um sistema de vias municipais ou urbanas é caracterizado por baixas velocidades de deslocamento (~ 50 km/h), composto por veículos leves (com exceção de ônibus) e por vias de pequenas extensões. Porém, a via em estudo, longe de ser uma via urbana comum, diferencia-se das vias urbanas tradicionais em um importante aspecto – o tráfego predominante é pesado, composto por veículos de carga que trafegam geralmente carregados e com caráter fortemente rodoviário e comercial. Na grande parte das vias urbanas paulistanas ocorre um elevado volume de caminhões, de vários tipos e com diversas configurações de eixo.

2.3.1 IMPORTÂNCIA REGIONAL DA AVENIDA DOS BANDEIRANTES

A posição geográfica da Região Metropolitana de São Paulo associada ao seu forte desenvolvimento econômico estimulou ao longo do tempo o desenvolvimento de um sistema

rodoviário, com configuração nitidamente radio-concêntrica, onde as viagens tinham como destino o centro metropolitano.

Este sistema rodoviário que estava configurado nos anos 50 foi significativamente ampliado e reformulado na década de 70.

Todos estes eixos viários convergem para as marginais dos rios Tietê e Pinheiros, e a Avenida dos Bandeirantes é a principal via de interligação entre as vias localizadas no Oeste do estado com o Porto de Santos.

A idéia inicial no projeto da Avenida dos Bandeirantes, conhecida na década de 60 por Avenida da Traição, era o aproveitamento viário das margens do Córrego da Traição dentro do programa de obras de canalização e construção de avenidas em fundo de vales, “Programa das Grandes Avenidas”, evitando assim que a região marginal banhada pelo córrego continuasse sofrendo enchentes nos períodos de chuvas (Diário Popular, 13/05/1973).

A Avenida dos Bandeirantes veio a ser a via de substituição da velha ligação com o Sul, o Caminho do Mar e o Porto de Santos – o Bairro da Liberdade e o seu caminho com as ruas Vergueiro, Domingos de Moraes, a Avenida Jabaquara e a ligação desta com a Via Anchieta (Tarifa e Armani, 2000).

Em 1952, foi revogada parcialmente a lei 4.224 que aprovava um plano de melhoramentos urbanos que compreendia a abertura de várias avenidas ao longo dos principais córregos da cidade, exemplo, o córrego da Traição.

Em 1955, foi decretado o plano de prolongamento da avenida ao longo do Córrego da Traição (lei de oficialização do leito), e em 1957, foi denominada “Avenida Planalto Paulista” a avenida sem nome cujo plano de abertura foi aprovada na lei anterior. A denominação qualificou a via em toda a sua extensão.

Em 1960, foi aprovada o plano de prolongamento da Avenida Planalto Paulista, que passou a ser chamada de Avenida da Traição. Como mostra a Figura 2.6, o trecho iniciava na Alameda dos Guaiós, cruzava pela antiga Estrada de Santo Amaro (atual Viaduto de Santo Amaro) e prosseguia até alcançar a Marginal Pinheiros.

Em 1969, através do Decreto No. 9.160, sob as atribuições do então prefeito Paulo Salim Maluf, ficou denominada “Dos Bandeirantes” a avenida ao longo do Córrego Traição, com início na Avenida das Nações Unidas e término na Avenida Jabaquara. Como foi publicada na Folha de São Paulo do dia 25 de janeiro de 1971, a avenida foi inaugurada com extensão de 6.450 m,

ligando a Marginal do rio Pinheiros com a confluência das avenidas Jabaquara e Armando de Arruda Pereira.



Fig.2.6 – Início da Avenida da Traição (atual Avenida dos Bandeirantes) no mapa do ano de 1971.

Em 1973 foram realizados estudos para a construção de vias expressas, a fim de dar continuidade às rodovias dentro da área urbana. Um convênio entre o Governo do Estado e a Prefeitura foi aprovado para a construção do primeiro trecho do Mini-Anel Viário de São Paulo. Em 1977 houve uma modificação parcial do alinhamento sul da Avenida dos Bandeirantes próximo ao Aeroporto de Congonhas. Em 16 de abril de 1978 foi inaugurada a ponte denominada Engenheiro Ary Torres, localizada sobre o Rio Pinheiros e Avenidas Magalhães de Castro e das Nações Unidas, com início na Avenida dos Bandeirantes. A obra foi projetada para uma capacidade de tráfego de 4.500 veículos/dia. Com uma extensão de 878,94 m e largura de 14,5 m, a obra faz parte do Mini-Anel Viário e todo o conjunto proporcionou economia de combustível e tempo de trajeto, além de aliviar o trânsito nas vias locais próximas.

Após a abertura da Ponte Engenheiro Ary Torres, ainda no ano de 1978, a prefeitura iniciou obras de recapeamento asfáltico da avenida, em toda a sua extensão, e o reforço da pavimentação, eliminando várias conversões para melhorar o tráfego de veículos na região. A Avenida dos Bandeirantes passou a ser uma via expressa. Na época a Secretaria das Administrações Regionais investiu Cr\$ 30 milhões na pavimentação de 65.000 m² das duas pistas da avenida. Segundo levantamentos executados para a obra, a Avenida dos Bandeirantes apresentava deficiência na camada de base desde que foi construída. O projeto inicial foi elaborado não como via expressa devido ao seu tipo de ocupação (residencial) e à ausência de acostamentos, mas para suportar apenas carga de tráfego com cerca de 5.000 veículos/dia. Segundo o secretário de Vias Públicas Octavio Camillo Pereira de Almeida:

“Com a sobrecarga de movimento ao longo dos anos e com a abertura da ponte, o piso da avenida foi cedendo, dificultando os serviços de reparos e conservação porque sua camada de base foi bastante afetada”. (Diário Popular de 27/05/1978).

O Departamento de Operações do Sistema Viário (DSV) implantou o “Projeto Bandeirante” visando melhorar as condições de tráfego na avenida, uma vez que o volume de veículos em circulação aumentou sensivelmente após a abertura da ponte e a inauguração da Avenida Córrego da Água Vermelha (atual Avenida Afonso de Escragnolle Taunay) que liga a Avenida dos Bandeirantes à Rodovia dos Imigrantes. Além do recapeamento, o projeto previa a correção do alinhamento em alguns pontos.

Atualmente, a Avenida dos Bandeirantes, junto com o complexo viário Maria Salim Maluf, Avenida Tancredo Neves e complexo viário Escola de Engenharia Mackenzie, Avenida Juntas Provisórias, Avenida Luiz Inácio de Anhaia Mello, Avenida Salim Maluf e as marginais dos rios Tietê e Pinheiros, compõem o denominado Mini-Anel Viário de São Paulo. Este anel assume assim a função de uma grande rotatória de distribuição dos fluxos de veículos, tanto de carga como de passageiros, oriundos das rodovias e com destino à Região Metropolitana de São Paulo e externo a região.

2.3.2 DEFINIÇÃO E LOCALIZAÇÃO

A Avenida dos Bandeirantes, segundo a classificação funcional, é uma via arterial principal com suas vias transversais, em especial a Avenida Santo Amaro, a Avenida Ibirapuera e a Avenida Washington Luis, inserida na concentração urbana de São Paulo.

O tráfego predominante é pesado, composto por veículos de carga com caráter fortemente rodoviário e comercial, em toda a extensão e em ambos os sentidos da avenida, e no que diz respeito ao tráfego usuário, em todo o trecho não existem perdas ou acréscimos significativos de veículos comerciais nas alças de interseções existentes.

Tudo leva a crer que a notória baixa durabilidade dos pavimentos urbanos é devido ao excesso de carga nos eixos dos veículos, um dos principais condicionantes do desempenho insatisfatório das estruturas de pavimento. É indicativo da necessidade do pavimento em questão ser tratado como pavimento rodoviário com tráfego altamente significativo, exigindo soluções robustas.

A velocidade limite de deslocamento de projeto, devido às suas características geométricas, é de 70 km/h. Contudo, é comum na avenida, grandes espaços de tempo em congestionamento obrigando os veículos a trafegarem em velocidades abaixo do nível de aceitabilidade. A demanda

de tráfego é maior que a capacidade da via. Congestionamentos, que podem ser classificados como decorrentes, são predominantes em grande parte da avenida.

2.3.3 SITUAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

A Cidade de São Paulo está implantada na Bacia de São Paulo, nome dado à região formada por sedimentos antigos, de idade discutida, situada entre o quaternário inferior e o terciário superior. Segundo Suguio (1980), esta bacia foi descoberta por Pissi em 1842. Muitos dos dados utilizados neste item fizeram parte das observações de um grande número de sondagens de simples reconhecimento e dos resultados de ensaios de laboratório realizados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) (Cozzolino e Chiossi, 1969; Cozzolino, 1972).

Em épocas geológicas mais recentes, os rios Tietê, Pinheiros, Aricanduva e seus tributários foram depositando argilas e areias orgânicas moles ao longo de suas planícies de inundação. Dentro da própria bacia sedimentar podem ser diferenciados vários elementos geomorfológicos. Segundo Cozzolino (1972), a bacia de São Paulo pode ser muito bem caracterizada pelos seguintes elementos: (a) Espigão Central: um alongado divisor de águas com extensão de 15 a 16 quilômetros, situado entre as cotas 805 e 830 m; (b) Altas Colinas: formada pelos esporões laterais do Espigão Central, situada entre as cotas 770 e 850 m; (c) Patamares e Rampas do Espigão Central: situados entre as cotas 770 e 800 m; (d) Colinas Tabuliformes de nível intermediário: correspondendo aos largos patamares situados 60 a 80 m abaixo do Espigão Central, e 15 a 25 m acima do nível dos baixos Terraços Fluviais e Planícies de Inundação dos rios Tietê e Pinheiros. Estas se apresentam em dois níveis: entre as cotas 735 e 740 m, e entre as cotas 745 e 755 m; (e) Terraços Fluviais: constituídos por planícies enxutas, situados entre as cotas 725 e 745 m; (f) Planícies de Inundação do Tietê, Pinheiros e Tamanduateí: são largas calhas preenchidas por aluviões quaternários, embutidas nos terraços fluviais, situadas entre as cotas 718 e 723 m.

A Avenida dos Bandeirantes ocupa uma região com três elementos geomorfológicos bem distintos. O trecho inicial, da estaca 0+0,0 (próximo a Ponte Engenheiro Ary Torres) até aproximadamente o Viaduto Santo Amaro, com cotas em torno de 725 m, constitui o Terraço Fluvial. A partir do viaduto, a topografia começa variar, passando por um nível intermediário, até chegar às Altas Colinas, variando de 770 a 800 m, nas imediações do Aeroporto de Congonhas, a 810 m, já próximos ao Viaduto Jabaquara.

Os sedimentos que preenchem a bacia de São Paulo podem ser considerados constituídos por diversas camadas que se situam entre níveis topográficos mais ou menos bem definidos.

Segundo Cozzolino (1972), os solos passíveis de reconhecimento geotécnico foram agrupados nos seguintes tipos:

a) Camada superficial de argilas porosas vermelhas:

Recobrem as partes mais altas da bacia (825 a 750 m), cuja espessura vai desde alguns metros até no máximo de 25 m. Os primeiros 4 a 8 m são constituídos por um solo mais homogêneo de cor vermelha e estrutura porosa, ocorrendo sempre acima do lençol freático. São solos lateríticos em face de sua elevada porosidade. A partir desta profundidade a camada aumenta de consistência tornando-se rija. A passagem de um para outro tipo de argila coincide, em geral, com a superfície do nível da água subterrânea. Embora predomine a cor vermelha proveniente da lixiviação da camada superior de argila porosa, exibem manchas amarelas. Encontram-se entre 15 a 18 m de profundidade. O caráter laterítico destes solos se manifesta na prática pela baixa expansividade e pela tendência ao concrecionamento e ao endurecimento quando expostos ao sol.

b) Argilas e argilas siltosas, variegadas, alternadas com lentes de areia fina argilosa:

Abaixo da camada de argila encontra-se uma camada muito heterogênea, aflorando acima do nível de drenagem. Esta camada está perfeitamente caracterizada entre as cotas 785 e 720 m. Dada a sua posição estratigráfica quase que intermediária são chamadas de "camadas intermediárias". As cores variegadas incluem o amarelo vivo, rosa, roxo, vermelho e branco. O aspecto de manchas sob o qual essas cores se apresentam e as inúmeras fissuras das argilas que exibem cores diferentes do solo matriz são testemunhos do processo de meteorização. São os elementos mais característicos da bacia, auxiliando inclusive a delimitar o contato entre o terciário e o solo de alteração de rocha do embasamento.

c) Argilas duras, cinza- esverdeadas:

Foram encontradas inicialmente sob os depósitos aluvionares recentes junto a calha do Tietê. Correspondem aos solos que preenchem a bacia desde a cota 715 m até o embasamento. Devido ao fato de estarem situados permanentemente abaixo da zona de percolação de água, conservam a cor e estrutura original.

d) Areias médias e grossas, pouco argilosas (areias basais):

Constituem o material de preenchimento de antigos vales existentes na época que precedeu à sedimentação. Lentes dessa areia, com espessura de 0,5 a 3 m, ocorrem geralmente intercaladas nas camadas de argilas e areias finas argilosas. Vão desde a cota 720 m até o embasamento rochoso, razão pela qual foi proposta a nomenclatura de areias basais.

Massad (1980) apresentou uma quinta camada, as *Aluviões Quaternárias*, que são depósitos que cobrem os solos terciários, nas várzeas dos rios e córregos que cortam a bacia. Consistem de camadas irregulares de argilas orgânicas moles, pretas ou marrons, e de areias finas argilosas e fofas, com cores variando entre preto, cinza escuro ou amarelo, e também marrom, vermelho ou cinza-esverdeado, indicando diferentes constituições mineralógicas.

Alguns poços de sondagem executados entre 1991 e 2002 mostraram existir camadas de argilas porosas vermelhas em estado compactado em trechos onde a Avenida dos Bandeirantes, topograficamente, passa do nível intermediário para as Altas Colinas. Em vários locais ao longo da avenida foram encontrados nas camadas de reforços de sub-leito solos saprolíticos, principalmente de siltes micáceos, em profundidades que variaram de 0,5 a 2 m. Segundo Nogami e Alvarez Neto (1992), estes solos mesmo quando convenientemente compactados, podem exibir propriedades resilientes prejudiciais, apesar da elevada capacidade de suporte, da granulometria contínua, elevada porcentagem de areias e pedregulhos, baixo índice de plasticidade e baixa porcentagem de argila. Preussler e Pinto (1982) encaixaram estes solos no Tipo III, e segundo a classificação MCT, no grupo NS' (não laterítico siltoso), e as variedades granulares no grupo NA' (não laterítico arenoso).

2.3.4 CONDIÇÕES CLIMÁTICAS

A região metropolitana da cidade de São Paulo está localizada a uma latitude de 23°21' e longitude de 46°44', junto ao trópico de Capricórnio, e implica uma realidade climática de transição, entre os climas Tropicais Úmidos de Altitude e o Clima Subtropical (Tarifa e Armani, 2000).

O município de São Paulo está inserido num contexto de terras altas (entre 720 a 850 m, predominantemente) chamado Planalto Atlântico. A topografia deste planalto apresenta as mais variadas feições. A poucos quilômetros de distância (45 quilômetros, em média) encontra-se o Oceano Atlântico. Esse quadro define um conjunto de controles climáticos que, em interação com a sucessão habitual dos sistemas atmosféricos, dão identidade aos climas locais, produzidos pelos encadeamentos de diferentes tipos de tempo.

Tratando-se somente dos aspectos naturais do clima (Oceano Atlântico, altitude e relevo), ou seja, abstraindo-se a imensa metrópole que modifica as propriedades naturais, segundo a Figura 2.7, a Avenida dos Bandeirantes se encontra no clima definido como "Clima Tropical Úmido de Altitude do Planalto Atlântico" e ocupa aproximadamente a área da Bacia Sedimentar onde a urbanização se instalou primeiramente.

O trecho inicial (próximo a Ponte Engenheiro Ary Torres) da Avenida dos Bandeirantes, Figura 2.8(a), encontra-se na subunidade (IC3) – várzeas e baixos terraços do Vale do Pinheiros, com posição topográfica (entre 700 a 740 m) condicionada a temperaturas elevadas (média anual variando de 19,7° a 19,6°C) e pluviometria anual oscilando de 1.240 a 1.560 mm – e gradualmente passa para o mesoclima das colinas, patamares e rampas do rio Pinheiros (IB2), uma unidade intermediária entre as várzeas e os topos, com as altitudes variando entre 740 a 800 m, temperaturas com médias anuais variando de 19,6° a 19,3°C, e pluviometria anual oscilando entre 1.250 a 1.580 mm.

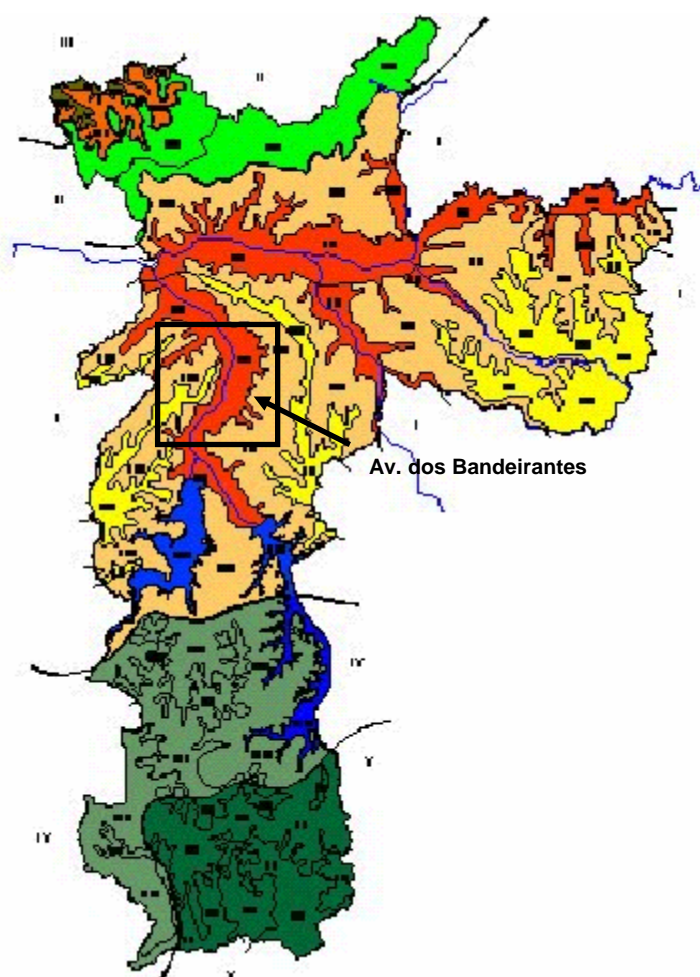


Fig.2.7 – Região Metropolitana e Município de São Paulo (Fonte: Atlas Ambiental da Prefeitura de São Paulo – <http://www.prodham.sp.gov.br>).

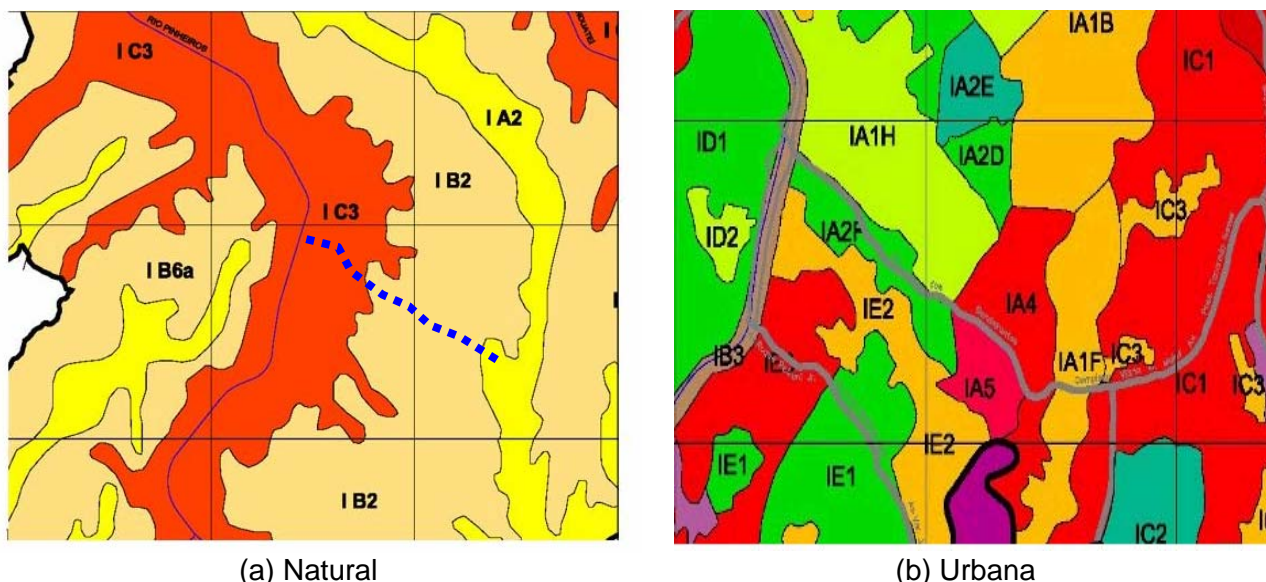


Fig.2.8 — Unidades climáticas da Avenida dos Bandeirantes (Fonte: Atlas Ambiental da Prefeitura de São Paulo – <http://www.prodiam.sp.gov.br>).

A cidade de São Paulo foi estruturada em quatro macro-unidades climáticas urbanas. Estas unidades podem ser consideradas como “homogêneas” para cada dimensão das relações entre os controles climáticos urbanos (uso do solo, fluxo de veículos, densidade populacional, densidade das edificações, orientação e altura das edificações, áreas verdes, represas, parques e emissão de poluentes) e os atributos (temperatura da superfície, do ar, umidade, insolação, radiação solar, qualidade do ar, pluviosidade e ventilação). Portanto, existe uma série de níveis e dimensões destas unidades hierarquizadas numa “rede” de relações que definem o espaço (comprimento, altura e largura) e o tempo (sazonal, mensal, diário e horário). Para a delimitação das Unidades Climáticas Urbanas, Tarifa e Armani (2000) consideraram como fator de elevada importância, a presença ou não de áreas verdes.

Grande parte inicial da avenida pertence a unidade IA2f, como mostram as Figura 2.8(b) e 2.9, uma unidade que mantém uma relativa homogeneidade advinda de lotes com amplas áreas verdes, tanto nos quintais como nas ruas urbanizadas. A parte final da avenida encontra-se entre duas unidades: a área urbana do Aeroporto de Congonhas, IA5, e um bairro residencial baixo, com pequena porcentagem de área verde ao qual foi atribuída uma condição de unidade climática intermediária, IA4, entre o bairro verde e aqueles completamente áridos.



Fig.2.9 – Transição das unidades IA5/IA1f/IC2 – Aeroporto de Congonhas. À esquerda da foto a Avenida dos Bandeirantes e ao fundo o Parque do Estado (Tarifa e Armani, 2000).

Quanto aos níveis de precipitação, segundo o Banco de Dados Pluviométricos do Estado de São Paulo elaborado pelo convênio DAEE/USP (1997), as alturas pluviométricas mensais para os anos de 1991 a 2003 coletados no posto do Aeroporto de Congonhas são mostradas na Figura 2.10. Nem todos os dados mensais foram completos, comprometendo bastante o valor total de chuvas contabilizado por ano; por exemplo, em 1993 não foram registrados os índices pluviométricos dos meses de maior intensidade de chuvas na cidade de São Paulo, janeiro e fevereiro. Este posto, com denominação E3-052 Congonhas, foi paralisado no mês de outubro de 2003.

Para dar continuidade ao acompanhamento dos índices pluviométricos, através do Banco de Dados da Prefeitura Municipal de São Paulo (www.prefeitura.sp.gov.br) da Comissão de Defesa Civil (COMDEC) foram consultados os dados de todas as sub-prefeituras da cidade. A Figura 2.11 apresenta os valores dos índices pluviométricos mensais e anuais para a subprefeitura mais próxima da Avenida dos Bandeirantes, a Subprefeitura de Santo Amaro.

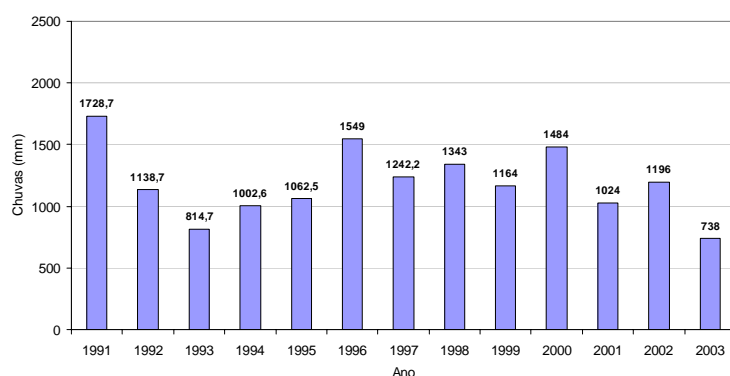


Fig.2.10 – Índices pluviométricos no posto do Aeroporto de Congonhas (DAEE/USP, 1997).

Os gráficos indicaram uma queda nos índices a partir de 1996, sendo que o ano de 2003 foi o que registrou o menor índice pluviométrico desde 1991 nas duas fontes de dados. Apenas a partir da primavera de 2004 e sucessivo verão, houve novo incremento significativo nos índices pluviométricos na Capital Paulista.

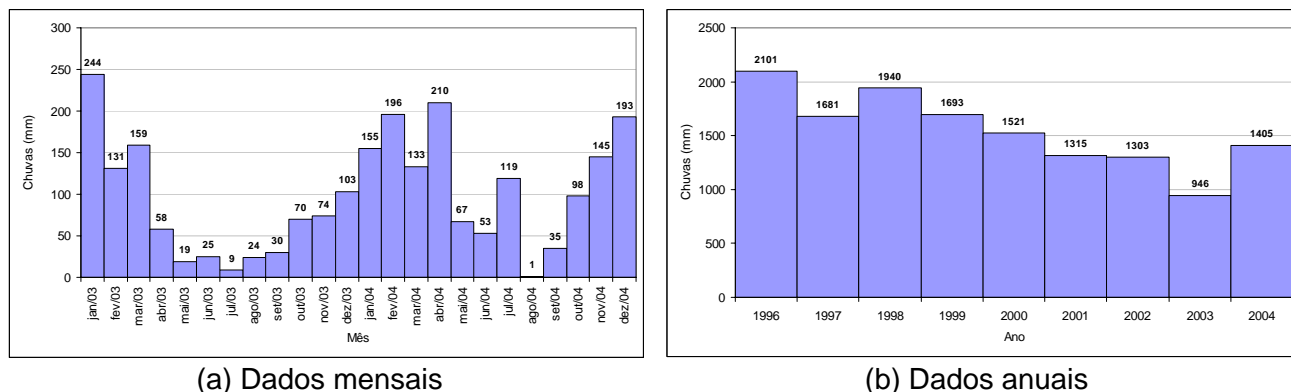


Fig.2.11 – Índices pluviométricos para a Subprefeitura de Santo Amaro, segundo COMDEC.

2.3.5 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

A Avenida dos Bandeirantes foi inicialmente construída em 1960 e o projeto executado foi uma revisão do projeto existente datado de 1955 – um plano de prolongamento da avenida ao longo do Córrego da Traição (lei de oficialização do leito).

Em 25 de janeiro de 1971, a avenida foi inteiramente inaugurada, ligando a Avenida Marginal Pinheiros com a confluência das avenidas Jabaquara e Armando Arruda Pereira. O trecho compreendido entre as avenidas Jabaquara e Santo Amaro possuía duas pistas com 13 m de largura cada, e o traçado geométrico fazia concordância com a Avenida Gil Campos Sales, como mostra a Figura 2.12. O trecho restante, até a Marginal Pinheiros, possuía quatro pistas, numa extensão de 2.400 m. O traçado fazia concordância com a antiga Avenida Aeroporto.

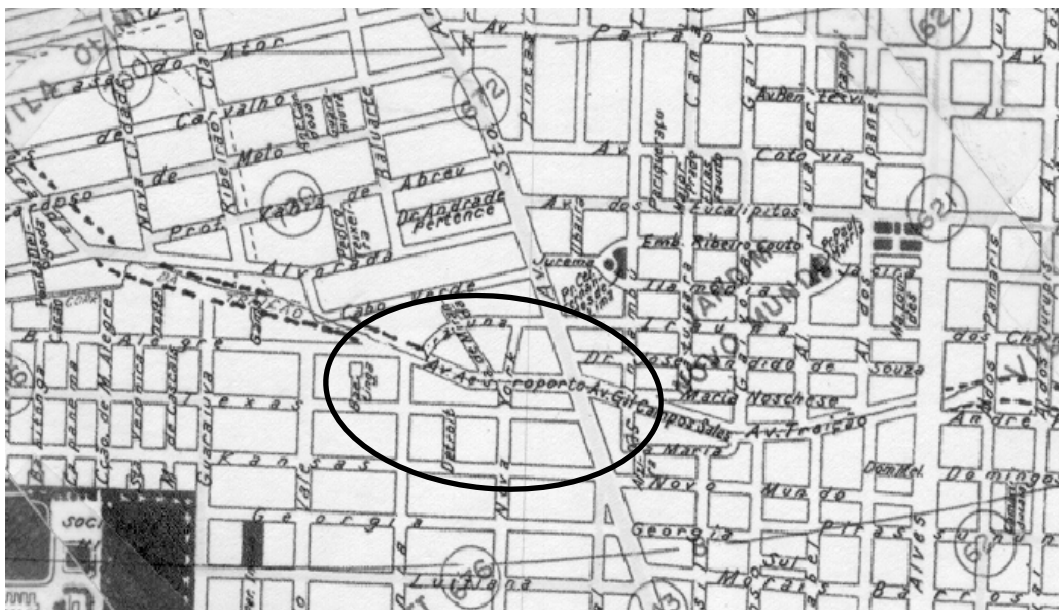


Fig.2.12 – Localização do trecho de concordância geométrica da Avenida da Traição com a Avenida Aeroporto e Avenida Gil Campos Sales, no mapa de 1971.

Segundo o Relatório Preliminar apresentado pela empresa Engenharia e Pesquisas Tecnológicas S.A. (EPT), de dezembro de 1969, na Avenida da Traição, projetada às margens do córrego de mesmo nome, foram executados 33 furos de sondagem à trado manual nas duas margens do córrego, para fazer uma previsão das profundidades dos solos a serem substituídos por “serem constituídos de argila orgânica ou turfa, de consistência mole”.

Segundo o relatório, a turfa, ou argila orgânica, foi encontrada em quase todos os furos. Nos furos onde os solos apresentaram capacidade de suporte acima de 10%, o sub-leito destes locais foi aproveitado como camada de sub-base, após a escarificação e a compactação na espessura de 20 cm. Nos trechos onde houve a necessidade de substituição do solo, segundo o laudo técnico apresentado pela própria EPT, o material importado foi retirado da jazida locada em Jaguaré, e apresentou foi classificada como argila arenosa, do tipo A-6 (segundo HRB), com Limite de Liquidez igual 31,2%, Índice de Plasticidade igual a 11 e ISC a 11%.

O projeto de pavimentação foi executado segundo o Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis, MD-1, para vias de tráfego pesado, Tipo C-2, admitindo os coeficientes de equivalência estrutural indicados pelo próprio método. A Avenida da Traição foi dimensionada segundo o perfil apresentado na Figura 2.13.

Nos trechos com pavimentos existentes, apesar da MD-1 não considerar a presença destas camadas, como no caso a concordância da Avenida da Traição com a antiga Avenida Aeroporto e Avenida Gil Campos Sales, foi construído um reforço asfáltico de, no mínimo, 5 cm de capa asfáltica, 5 cm de binder e uma camada de macadame betuminoso de 7 cm de espessura.

Espessura equivalente = 42,5 cm

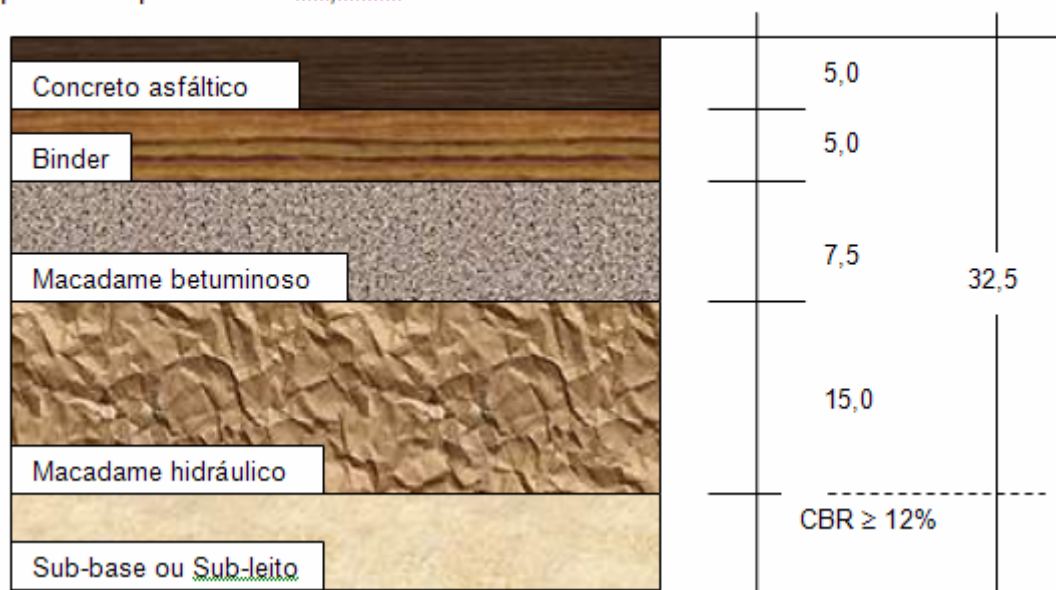


Fig.2.13 – Seção tipo do pavimento da Avenida dos Bandeirantes, para Tipo C-2 (PMSP, 1967).

Nos locais onde o nível de água ocorreu em cota inferior a um metro, foram executados drenos subterrâneos profundos a fim de rebaixar o lençol freático.

Entre as décadas de 60 e 80, segundo o banco de dados da PMSP (SIS/PMSP/2002), várias vias de características similares a Avenida dos Bandeirantes foram executadas na cidade, como mostra a relação de vias apresentada no Apêndice C. As considerações sobre o método de dimensionamento utilizado na época (PMSP, 1967) já foram discutidas, principalmente quanto a caracterização do sub-leito, porém, como no caso da Avenida dos Bandeirantes, o projeto inicial foi elaborado não como via expressa devido ao seu tipo de ocupação (residencial) e à ausência de acostamentos, mas para suportar apenas carga de tráfego com cerca de 5.000 veículos/dia. Hoje, a grande maioria das vias, apesar das espessas camadas de material betuminoso devido aos serviços de manutenção às quais sempre foram sujeitas, apresenta uma estrutura de pavimento bastante problemática. Muitas vias apresentam condições inaceitáveis para o procedimento de restauração, em função da ocorrência simultânea de excessivo trincamento e afundamentos plásticos, corrugações e escorregamento na mistura betuminosa, e agregada a estes problemas, a grande maioria das camadas de base apresenta-se comprometida devido a contaminação por materiais finos. No caso da Avenida dos Bandeirantes, as deficiências na camada de base ocorrem desde 1978.

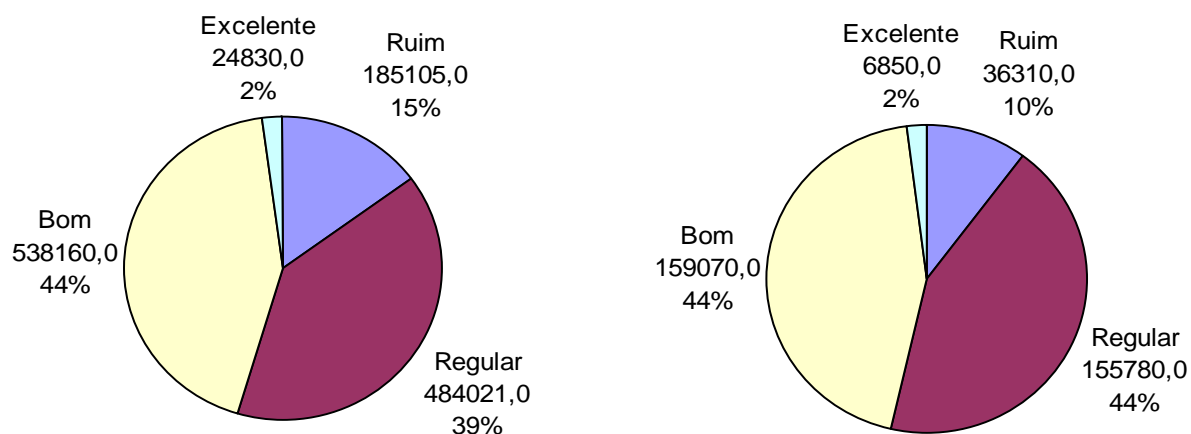
Nos dias atuais a solução adotada em quase na totalidade dos projetos de restauração dos pavimentos do município é a aplicação de reforços betuminosos. Segundo Bodi (1998), as práticas mais usadas pela Prefeitura de São Paulo nos serviços de manutenção dos pavimentos são: fresagem com execução de capa, fresagem com execução de binder e capa, reforço betuminoso com execução de capa e reforço betuminoso com a execução de binder e capa.

2.3.6 RESTAURAÇÕES OCORRIDAS

Após a abertura da Ponte Engenheiro Ary Torres, no ano de 1978, a Prefeitura do Município de São Paulo iniciou obras de recapeamento asfáltico da avenida, em toda a sua extensão, e corrigiu o traçado para melhorar o tráfego de veículos na região. A Avenida dos Bandeirantes passou a ser uma via expressa. O projeto visava melhorar as condições de tráfego na avenida, uma vez que o volume de veículos em circulação aumentou sensivelmente após a abertura da Ponte Engenheiro Ary Torres e a inauguração da atual Avenida Afonso de Escragnolle Taunay, que liga a Avenida dos Bandeirantes à Rodovia dos Imigrantes.

Em 1991, segundo Bodi (1998), a malha viária do Município de São Paulo sofreu um acentuado processo de deterioração com a incidência simultânea de três fatores – regime excessivo e contínuo de chuvas, uma greve prolongada dos distribuidores de derivados de petróleo e a falta de produtos derivados de petróleo para a manutenção, devido às mudanças na política econômica do governo federal na época. A malha viária encontrava-se em estado precário de manutenção e as irregularidades do pavimento na rede de vias se multiplicavam sem que fosse encontrada uma boa alternativa. A Figura 2.14 apresenta a situação dos pavimentos em termos de Valor de Serventia Atual (VSA) para os 1.232.116 m avaliados em toda a cidade, e a situação das avenidas com elevado volume de tráfego (> 2.000 veículos comerciais diários).

Diante desta situação caótica, o órgão responsável pela manutenção solicitou ajuda do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), a respeito de soluções de curto prazo para minimizar este quadro e que requeria rigorosos procedimentos de manutenção (tapa-buracos, reforços ou reconstrução).



(a) Pavimentos da cidade.

(b) Avenidas com elevado volume de tráfego.

Fig. 2.14 – Avaliação em termos de VSA (Bodi, 1998).

A grande demanda por reforços de pavimentos levou a Prefeitura a adotar procedimentos para sanar o problema, sendo que um foi a otimização dos recursos orçamentários disponíveis para a manutenção de vias públicas com o agendamento de intervenções prioritizadas nos trechos da malha.

Foi implantado um sistema incipiente de gerência de pavimentos na cidade baseado exclusivamente em levantamentos do estado funcional do sistema viário, medido de forma subjetiva. A metodologia utilizada para possibilitar a priorização dos trechos que sofreriam intervenções de manutenção, considerando-se a otimização dos recursos disponíveis e análises do impacto de eventuais oscilações visando sempre a maximização do benefício aos usuários, baseou-se, portanto, unicamente no levantamento e cadastro do VSA de todos os trechos incluídos no estudo. Além deste parâmetro, no modelo de priorização foram introduzidos o Volume Diário Médio (VDM) e a extensão do trecho. Para um horizonte de análise de cinco anos, a relação benefício/custo - B/C - obtidos (determinada através de um modelo estatístico para priorização, Bodi, 1998) com os dados levantados em 1991 indicaram que a Avenida dos Bandeirantes foi o trecho que apresentou a maior relação, 84,1, com VSA de 1,28 (ruim) e VDM (apenas veículos comerciais) de 6.575 (tráfego muito pesado).

Após o estudo houve a aprovação pela Câmara Municipal da totalidade dos recursos solicitados pelo poder executivo desencadeando um ritmo de obras de reforço de pavimentos na malha viária da cidade.

A Avenida dos Bandeirantes foi licitada e contratada diretamente pela Administração Regional de Santo Amaro. Os projetos de restauração foram executados em 1991/1992, com uma intervenção

pesada com fresagem e construção de camadas de reforços, e a reconstrução da camada de base de alguns trechos.

Além da intervenção feita no ano de 1992, através de informações extra-oficiais de técnicos da Prefeitura de São Paulo, nos pontos muito deteriorados da avenida houve, em 1995, a execução de serviços de manutenção corretiva, como remendos superficiais sobre defeitos isolados (tapa-buraco).

2.3.7 DETERIORAÇÃO OBSERVADA NO TEMPO

Como mencionado no item 2.3.1, em 1978 a Avenida dos Bandeirantes já apresentava deficiências devido às falhas construtivas na sua camada de base. Como as grandes intervenções na avenida ocorreram somente após 15 anos de vida de serviço, a presença de bases contaminadas de finos nos boletins de sondagem e trechos com bombeamento de finos na superfície veio confirmar que estas camadas ainda apresentavam problemas de baixa capacidade de suporte. O projeto inicial foi elaborado para suportar carga de tráfego pesado, porém, com o passar do tempo, a avenida sofreu uma mudança considerável no tipo (rodoviário e comercial) e na quantidade de veículos que por ela circulam. Através de uma análise das soluções apresentadas até os dias atuais, pode-se inferir que o desempenho esperado após a execução dos projetos na avenida não atingiu as expectativas.

Para a análise dos defeitos observados foram utilizados dados provenientes de levantamentos realizados nos seguintes projetos:

- “Projeto de Restauração e Drenagem da Avenida dos Bandeirantes”, realizado em 1991 pela empresa Tecnologia Paulista de Engenharia e Consultoria Ltda (TECNACON), para o trecho compreendido entre a Alameda dos Maracatins e o Viaduto Jabaquara, em ambos os sentidos da avenida.
- “Projeto de Reabilitação da Avenida dos Bandeirantes”, realizado em 1992 pela TECNACON, para o trecho compreendido entre a Avenida das Nações Unidas (Marginal Pinheiros) e a Alameda dos Maracatins, em ambos os sentidos da avenida.
- “Projeto de Restauração do Pavimento da Avenida dos Bandeirantes”, realizado em 1998 pelo Laboratório de Engenharia e Consultoria S/C Ltda (LENC), para o trecho compreendido entre o Viaduto Santo Amaro e a Avenida Affonso D’Escragno Taunay, em ambos os sentidos da avenida.
- “Projeto de Restauração do Pavimento da Avenida dos Bandeirantes”, realizado em 2002 pela CONCREMAT – Engenharia e Tecnologia S.A. A avenida foi dividida em dois trechos – Trecho 1, com extensão de 1.830 m, entre a Avenida das Nações Unidas (Marginal

Pinheiros) e Viaduto Santo Amaro, e o Trecho 2, com extensão de 5.680 m, entre o Viaduto Santo Amaro e Avenida Affonso D'Escragnolle Taunay

Para fazer uso das informações dos projetos existentes da Avenida dos Bandeirantes, a Tabela 2.3 e a Figura 2.15 apresentam a igualdade de estacas para dois trechos estudados – Trecho 1 (entre a Marginal Pinheiros e Viaduto Santo Amaro) e Trecho 2 (entre Viaduto Santo Amaro e Viaduto Jabaquara).

Tabela 2.3 – Igualdade entre as estacas dos projetos.

LENC	CONCREMAT		TECNACON	
Projeto	Trecho	Estaca	Estaca	Projeto
-	-	-	498+0,0 ⁽¹⁾	1992
-	-	-	500+0,0 ⁽²⁾	1992
-	1	0+0,0 ⁽²⁾	519+1,0	1992
-	1	23+19,0	543+0,0 = 544+0,0	1992
-	1	91+10,0 ⁽³⁾	611+11,0	1992
1998	2	0+0,0 ⁽²⁾	611+11,0	1992
1998	2	55+0,0	666+11,0 ⁽³⁾	1992
1998	2	55+0,0	0+0,0 ⁽²⁾	1991
1998	2	95+0,0	39A+0,0 ⁽⁴⁾	1991
1998	2	194+0,0	138+0,0 = 139+0,0 ⁽⁵⁾	1991
1998	2	196+13,17	141+13,17 ⁽³⁾	1991
1998	2	283+0,0 ⁽³⁾	-	1991

(1) Início de projeto em sentido Marginal Pinheiros.

(2) Início de projeto.

(3) Final de projeto

(4) Criação de estaca.

(5) Igualdade de estaca.

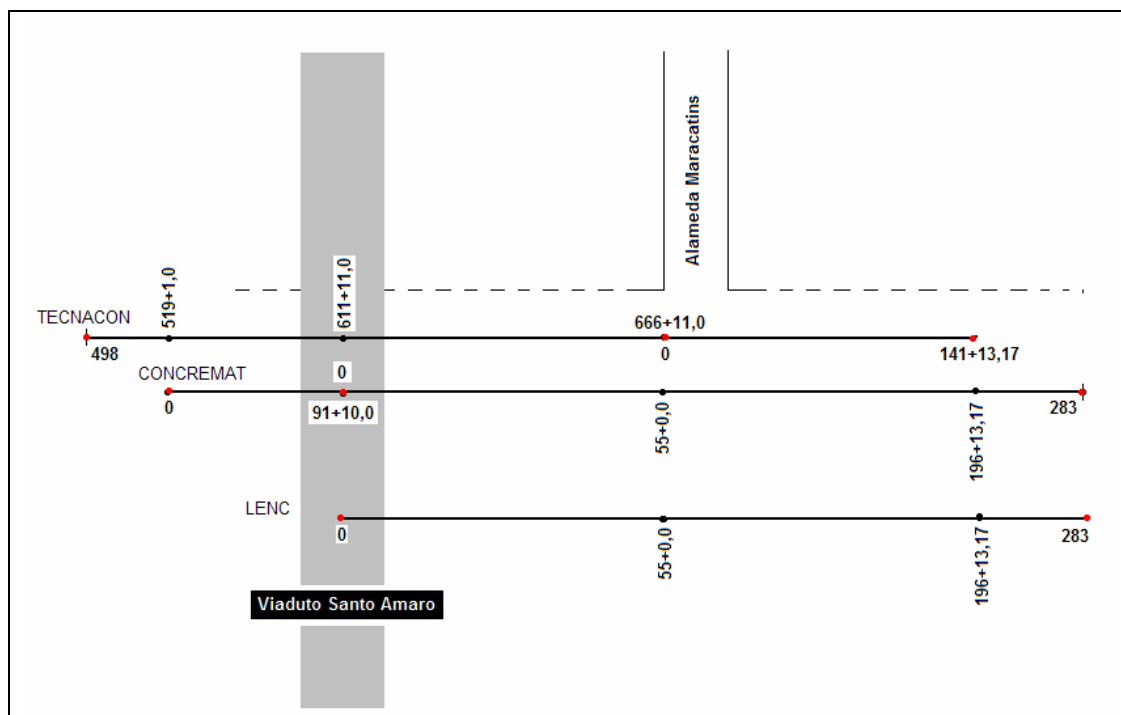


Fig.2.15 – Croqui da igualdade de estacas.

No projeto de 1991 ocorreram duas situações especiais de estaqueamento – foi criada a estaca 39A, equivalente à estaca 39+20,0, e ocorreu a igualdade das estacas 138+0,0 e 139+0,0. No projeto de 1992 ocorreu a igualdade das estacas 543+0,0 e 544+0,0. Assim, para a conformidade entre as estacas dos distintos projetos usou-se como referência o estaqueamento do projeto da CONCREMAT. O Apêndice B apresenta a deterioração observada no tempo verificada em projetos existentes da avenida.

2.3.8 RESTAURAÇÃO EM 2002 E 2003

2.3.8.1 TRÁFEGO OBSERVADO EM CAMPO

Em 2002, no projeto da CONCREMAT, a contagem volumétrica de veículos comerciais foi realizada no cruzamento da Avenida dos Bandeirantes com o a Avenida Santo Amaro em dois dias da semana, em um período de 24 horas por dia. Nesta contagem foi pesquisado o número de caminhões e ônibus que passa por faixa de rolamento, sendo a Faixa 1 posicionada mais a direita na pista. Os valores de VDM para os dois sentidos da avenida foram:

- Sentido Rodovia dos Imigrantes: 10810 caminhões/dia.
- Sentido Marginal Pinheiros: 8338 caminhões/dia.

Para a determinação do Fator de Veículo (FV), devido à falta de dados de pesagem, foi adotado a hipótese de que 75% dos veículos comerciais trafegam com a carga máxima permitida e 25% trafegam vazios.

O número de repetições do eixo padrão de 8,2 t foi calculado para o período de 10 anos, considerando o período entre os anos de 2003 (Ano 1) e 2012 (Ano 10). O crescimento do tráfego ao longo destes anos foi estimado com uma taxa anual de 2%. A Tabela 2.4 apresenta as projeções finais segundo o projeto da CONCREMAT.

Tabela 2.4 – Valores do número “N” segundo o projeto da CONCREMAT (2002).

Sentido	Rodovia dos Imigrantes		Marginal Pinheiros	
	N _{DNER}	N _{AASHTO}	N _{DNER}	N _{AASHTO}
Faixa 1	8,07x10 ⁷	2,85x10 ⁷	8,27x10 ⁷	3,10x10 ⁷
Faixa 2	1,61x10 ⁸	5,49x10 ⁷	1,40x10 ⁸	4,75x10 ⁷
Faixa 3	6,54x10 ⁷	2,17x10 ⁷	8,37x10 ⁶	2,99x10 ⁶

2.3.8.2 PROJETO DE RESTAURAÇÃO

O projeto de restauração apresentado pela CONCREMAT envolveu a definição dos materiais e das espessuras das camadas necessárias para o tráfego solicitante da avenida, em função das condições do sub-leito encontradas. A Figura 2.16 apresenta um croqui da posição das faixas de rolamento.

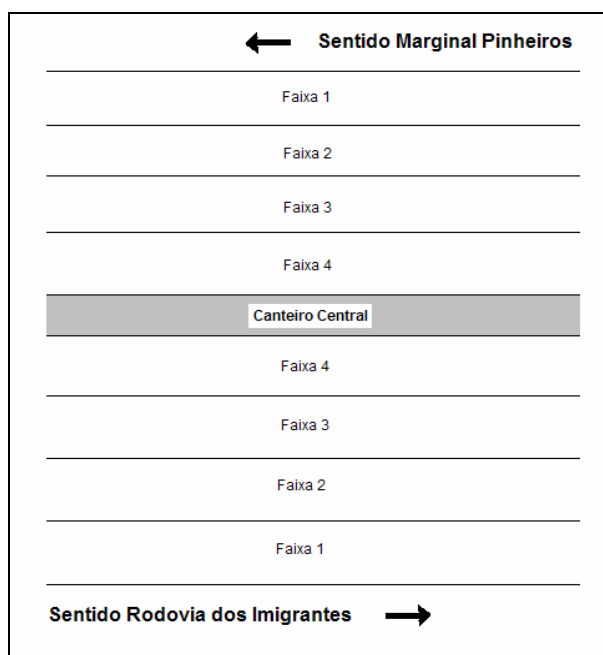


Fig.2.16 – Croqui da posição das faixas de rolamento (CONCREMAT, 2002).

Com base na avaliação estrutural dos pavimentos, segundo a norma DNER (1979) e nos boletins de sondagem, através do critério da deformabilidade foi elaborado o dimensionamento dos reforços dos pavimentos.

No Trecho 1, as medidas apresentadas foram somente correções superficiais e construção de camadas de reforços. No Trecho 2, através da avaliação da deflexão e da resistência, além de medidas corretivas, foi sugerida a reconstrução da camada de base ou do pavimento em alguns trechos da faixa da direita (Faixa 1) na pista em sentido Marginal Pinheiros. Antes da restauração, os pavimentos dos trechos foram fresados até profundidades iguais às espessuras de reforços previstos. Estas espessuras, em sentido Rodovia dos Imigrantes, variaram de 5 a 20 cm no Trecho 1, e de 5 a 22 cm no Trecho 2. Em sentido Marginal Pinheiros, as espessuras de reforços foram de 5 cm no Trecho 1 e variaram de 5 a 15 cm no Trecho 2.

Os segmentos projetados com camadas de reforços maiores que 15 cm apresentaram qualidade estrutural regular, com deflexões características maiores que as admissíveis. Grande parte dos

segmentos necessitou de espessuras de reforços betuminoso para atender o tráfego previsível nos próximos quatro anos. A solução de fresar a camada antes da aplicação do reforço foi aplicada para evitar desníveis entre as bordas dos pavimentos e as sarjetas de concreto existentes, e também teve a finalidade de remover parte dos revestimentos muito deteriorados. No Trecho 1, em sentido Marginal Pinheiros, vários segmentos da faixa da direita foram totalmente aproveitados.

2.3.8.3 RESTAURAÇÃO EXECUTADA

O acompanhamento técnico e tecnológico dos serviços de conservação asfáltica da Avenida dos Bandeirantes foi fornecido pela CONCREMAT e consubstanciado em seis relatórios. Os relatórios apresentam os resultados dos serviços realizados na obra de referência pela empreiteira, nos quais se verificou as atividades desenvolvidas nos períodos considerados. O Apêndice B apresenta os resultados de alguns ensaios executados.

Durante o acompanhamento dos serviços de conservação asfáltica da Avenida dos Bandeirantes foram realizados ensaios de temperatura de aplicação do CBUQ, ensaios Marshall, teor de betume e granulometria de amostras extraídas nas pistas e na usina (Apêndice B).

Quanto aos ensaios executados nas amostras coletadas em pista, verifica-se que a massa asfáltica aplicada estava dentro da especificação quanto à estabilidade (média de 1156 kgf), resistência à tração (média de 1,9 MPa), fluência (média de 11,7 décimos de polegadas) e da massa específica aparente máxima (média de 24,05 kN/m³). Três amostras de CBUQ e uma de binder ficaram com o teor de betume ligeiramente abaixo do limite. Algumas amostras de granulometria ficaram fora da faixa das peneiras. O grau de compactação dessas misturas asfálticas, em pista, não revelou qualidade construtiva elevada, situando-se a maioria das amostras entre 95 e 97%, com alguns pontos abaixo de 95%.

CAPÍTULO 3

MÉTODO DE PESQUISA EM CAMPO – PROCEDIMENTOS DE MONITORAÇÃO

Uma vez estabelecido no Capítulo 1 o objeto desta pesquisa, e com fundamentos discutidos no Capítulo 2, este capítulo apresentou os processos e as técnicas utilizadas para definir a metodologia seguida. Nesta etapa, definiram-se os locais onde foram efetuadas as investigações, os tipos de levantamentos utilizados, os instrumentos utilizados na coleta dos dados e as principais variáveis consideradas.

3.1 SELEÇÃO DE SEGMENTOS-TESTEMUNHO

No projeto da CONCREMAT, a demarcação do estaqueamento dos Trechos 1 e 2, de 20 em 20 m, foi feita nas guias de concreto das pistas em ambos os sentidos da avenida, o que facilitou a definição e localização dos segmentos. A pista em sentido Marginal Pinheiros, foi estaqueada simetricamente ao eixo da avenida, com a numeração demarcada em ordem decrescente das estacas.

As pistas dos dois trechos variam em número de faixas de rolamento, de três a cinco faixas em sentido Rodovia dos Imigrantes, e de três a seis faixas em sentido Marginal Pinheiros. As obras de restauração em 2002 envolveram a totalidade das pistas, porém, as seções selecionadas para os estudos deste trabalho localizam-se somente nas faixas externas, as mais solicitadas pelo tráfego pesado, especificamente as faixas da direita e central direita.

A escolha da localização das seções, Figura 3.1, foi fundamentada no histórico de comportamento do pavimento da avenida, realizando-se uma inspeção em pista, tomando-se por base trechos críticos na Avenida dos Bandeirantes, resgatando-se a situação de 1991/1992, e observando-se a situação atual (em março de 2002). De um total de 30 seções, foram selecionadas somente duas do Trecho 1, uma na faixa da direita e a outra na faixa central direita, ambas em sentido Rodovia dos Imigrantes, e das 28 seções restantes, localizadas no Trecho 2, 12 em sentido Rodovia dos Imigrantes e 16 em sentido Marginal Pinheiros, como mostra a Tabela 3.1.

Cada seção apresenta 100 m de extensão e aproximadamente de 3,7 m de largura, totalizando uma área de 11.100 m² de pavimento monitorado.

A nomenclatura das seções (de S1 a S10) foi dada em função do ordenamento seguido nos levantamentos e foi mantida em todo o trabalho. A Seção S4, em sentido Rodovia dos Imigrantes, foi excluída ainda nos primeiros levantamentos, pois localizava-se em um segmento de difícil acesso para o monitoramento (sob o Viaduto João J. da Costa Aguiar). As Seções S5 e S6 inicialmente somavam 200 m de extensão cada, porém, no decorrer do trabalho decidiu-se manter uma extensão padrão de 100 m para todas as seções, e estas foram divididas, surgindo as Seções S5b e S6b. Em sentido Marginal Pinheiros, a seção com nomenclatura S7B foi incluída somente após a escolha das demais (Seções S7, S8, S9 e S10) e, também, após a execução da restauração da avenida (a partir do segundo levantamento, L2).

Os segmentos selecionados configuram-se com situações diversas quanto à estrutura física, à idade da intervenção (diferenças em meses), ao tráfego, às condições de irregularidade superficial e à incidência de defeitos. No que se refere à geometria, como mostra a Tabela 3.1, muitos segmentos encontram-se em trechos da avenida em acíves e declives. Os trechos que se localizam em segmentos com declividades inferiores a 1,5% foram considerados em nível.

Tabela 3.1 – Localização e geometria das seções selecionadas.

Sentido	Faixa	Trecho	Seção	Estaca		Geometria		
				Inicial	Final	Horizontal	Vertical	Rampa (%)
Rodovia dos Imigrantes	FD	1	S1	14+0,0	19+0,0	Reto	Em nível	-
			S2	47+0,0	52+0,0	Reto	Em nível	-
		2	S3	85+0,0	90+0,0	Reto	Em nível	-
			S5	150+0,0	155+0,0	Reto	Acíve	+2,8
			S5b	155+0,0	160+0,0	Reto	Acíve	+4,2
			S6	160+0,0	165+0,0	Curva a direita	Acíve	+5,0
	S6b	165+0,0	170+0,0	Reto	Acíve	+6,3		
	FCD	1	S1	14+0,0	19+0,0	Reto	Em nível	-
			S2	47+0,0	52+0,0	Reto	Em nível	-
		2	S3	85+0,0	90+0,0	Reto	Em nível	-
			S5	150+0,0	155+0,0	Reto	Acíve	+2,8
			S5b	155+0,0	160+0,0	Reto	Acíve	+4,2
S6			160+0,0	165+0,0	Curva a direita	Acíve	+5,0	
S6b	165+0,0	170+0,0	Reto	Acíve	+6,3			
Marginal Pinheiros	FD	2	S7	134+0,0	129+0,0	Reto	Declive	-2,3
			S7B	124+0,0	119+0,0	Curva a esquerda	Declive	-2,3
			S7Bb	119+0,0	114+0,0	Curva a esquerda	Declive	-1,6
			S7Bc	114+0,0	109+0,0	Curva a esquerda	Declive	-1,6
			S7Bd	109+0,0	104+0,0	Curva a esquerda	Declive	-1,6
			S8	69+0,0	64+0,0	Reto	Em nível	-
			S9	55+0,0	50+0,0	Reto	Em nível	-
	FCD	2	S10	30+0,0	25+0,0	Reto	Em nível	-
			S7	134+0,0	129+0,0	Reto	Declive	-2,3
			S7B	124+0,0	119+0,0	Curva a esquerda	Declive	-2,3
			S7Bb	119+0,0	114+0,0	Curva a esquerda	Declive	-1,6
			S7Bc	114+0,0	109+0,0	Curva a esquerda	Declive	-1,6
			S7Bd	109+0,0	104+0,0	Curva a esquerda	Declive	-1,6
			S8	69+0,0	64+0,0	Reto	Em nível	-
S9	55+0,0	50+0,0	Reto	Em nível	-			
S10	30+0,0	25+0,0	Reto	Em nível	-			

SEÇÃO	Nº	SENTIDO	FAIXA	EXTENSÃO (m)
1	1	Rodovia dos Imigrantes	Direita	100,0
	8	Rodovia dos Imigrantes	Central Direita	100,0
2	2	Rodovia dos Imigrantes	Direita	100,0
	9	Rodovia dos Imigrantes	Central Direita	100,0
3	3	Rodovia dos Imigrantes	Direita	100,0
	10	Rodovia dos Imigrantes	Central Direita	100,0
5	4	Rodovia dos Imigrantes	Direita	100,0
	11	Rodovia dos Imigrantes	Central Direita	100,0
5b	5	Rodovia dos Imigrantes	Direita	100,0
	12	Rodovia dos Imigrantes	Central Direita	100,0
6	6	Rodovia dos Imigrantes	Direita	100,0
	13	Rodovia dos Imigrantes	Central Direita	100,0
6b	7	Rodovia dos Imigrantes	Direita	100,0
	14	Rodovia dos Imigrantes	Central Direita	100,0
7	15	Marginal Pinheiros	Direita	100,0
	23	Marginal Pinheiros	Central Direita	100,0
7B	16	Marginal Pinheiros	Direita	100,0
	24	Marginal Pinheiros	Central Direita	100,0
7Bb	17	Marginal Pinheiros	Direita	100,0
	25	Marginal Pinheiros	Central Direita	100,0
7Bc	18	Marginal Pinheiros	Direita	100,0
	26	Marginal Pinheiros	Central Direita	100,0
7Bd	19	Marginal Pinheiros	Direita	100,0
	27	Marginal Pinheiros	Central Direita	100,0
8	20	Marginal Pinheiros	Direita	100,0
	28	Marginal Pinheiros	Central Direita	100,0
9	21	Marginal Pinheiros	Direita	100,0
	29	Marginal Pinheiros	Central Direita	100,0
10	22	Marginal Pinheiros	Direita	100,0
	30	Marginal Pinheiros	Central Direita	100,0

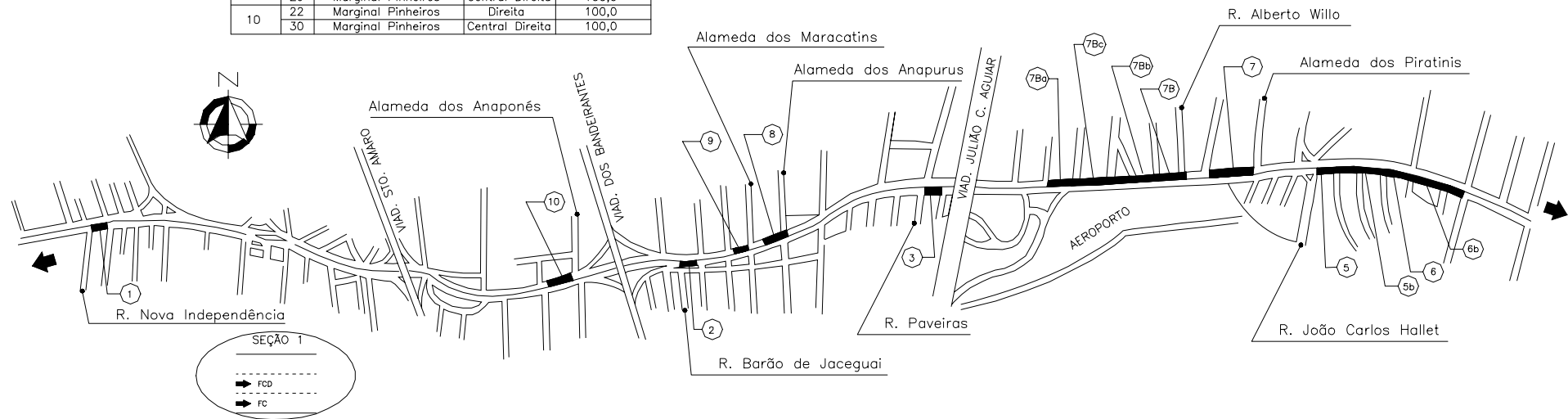


Fig.3.1 – Croqui da localização dos segmentos testemunho.

Alguns comentários sobre os segmentos selecionados são apresentados a seguir:

- Seção S1 (Figura 3.2): localizam-se próximas a saída da Ponte Eng. Ary Torres onde os veículos descem a rampa da ponte em alta velocidade, porém, no final da seção, existe um radar de monitoramento de velocidade. Para manter a velocidade abaixo de 70 km/h, a seção passa a ser uma zona de frenagem dos veículos.



Fig.3.2 – Seção S1 em sentido Rodovia dos Imigrantes (ao fundo a Usina de Traição).

- Seção S2 (Figura 3.3): o início da seção da faixa da direita coincide com a entrada de veículos que chegam na Avenida dos Bandeirantes pela Rua Jairo Dias, desviando grande parte do fluxo dos caminhões da avenida para a faixa central direita antes da seção. Na estaca 51+0,0, existe o acesso a Rua Antônio de Macedo.



Fig.3.3 – Seção S2 em sentido Rodovia dos Imigrantes.

- Seção S3 (Figura 3.4): a sessão da faixa da direita antecede a entrada para a Rua Lousã, que é uma rua de acesso a Avenida Rubem Berta em direção ao Aeroporto de Congonhas. Consequentemente, grande parte do fluxo de veículos pesados é desviado para a faixa central direita.



Fig.3.4 – Seção S3 em sentido Rodovia dos Imigrantes.

- Seções S5, S5b, S6 e S6b (Figura 3.5): posicionam-se em uma rampa ascendente da avenida. As faixas de rolamento da direita são as mais solicitadas pelos veículos pesados que se deslocam na rampa em baixa velocidade. Cruzam com várias ruas que não interferem no fluxo das faixas de rolamento.



Fig.3.5 – Seção S5b e S6 em sentido Rodovia dos Imigrantes.

- Seções S7, S7B, S7Bb, S7Bc e S7Bd (Figura 3.6): localizam-se em um trecho em contra-rampa da avenida, onde os veículos trafegam em alta velocidade (≥ 80 km/h). Cruzam com várias ruas que não interferem o fluxo sobre as faixas de rolamento.



Fig.3.6 – Seção S7 e S7B em sentido Marginal Pinheiros.

- Seção S8 (Figura 3.7): o final da seção encontra-se com o cruzamento da Rua Alameda dos Nhambiquaras. As faixas desta seção são zonas de aceleração/desaceleração onde os veículos geralmente aguardam parados pela abertura do semáforo posicionado no cruzamento.



Fig.3.7 – Seção S8 em sentido Marginal Pinheiros.

- Seção S9 (Figura 3.8): trecho em nível, onde o volume de veículos nas duas faixas de rolamento aumenta devido ao fluxo de entrada de veículos provenientes da Rua Alameda do Maracatins, situada no início do trecho.



Fig.3.8 – Seção S9 em sentido Marginal Pinheiros.

- Seção S10 (Figura 3.9): trecho em nível, onde os veículos deslocam-se em velocidade constante.



Fig.3.9 – Seção S10 em sentido Marginal Pinheiros.

3.2 DETERMINAÇÃO DAS ESTRUTURAS DOS PAVIMENTOS

A caracterização das estruturas das seções monitoradas foi baseada nos boletins de sondagem do projeto da CONCREMAT. A confirmação das espessuras de materiais betuminosos foi feita através de sondagens rotativas executadas em dois dias do mês de junho de 2005 (Figura 3.10). Nestes levantamentos, o apoio operacional da CET (Companhia de Engenharia de Tráfego) foi importante no desvio o fluxo de veículos nos locais dos furos. Para otimizar o trabalho e evitar os congestionamentos na avenida foi selecionada somente uma estaca sobre cada seção.



Fig.3.10 – Sondagens rotativas executadas na Avenida dos Bandeirantes.

A proposta inicial era a execução da sondagem através de toda espessura da camada de material betuminoso, porém, em várias seções da avenida a sonda rotativa não progrediu o avanço no encontro de camadas de materiais asfálticos segregados. As amostras de cada furo foram devidamente identificadas e levadas para o laboratório para o exame detalhado do material encontrado, como mostra a Figura 3.11.



Fig.3.11 – Amostras das sondagens rotativas.

A determinação dos tipos de solos foi feita através de consultas dos relatórios apresentados nos projetos da LENC e da TECNACON. A LENC forneceu os perfis geotécnicos, com a classificação segundo a metodologia MCT, dos solos encontrados nas sondagens executadas a trado sobre o canteiro central de localizações próximas às seções monitoradas.

3.3 DEFINIÇÃO DO TRÁFEGO

Com o auxílio da contagem volumétrica apresentada no projeto da CONCREMAT em 2002, foram calculados os valores de Volumes Diários Médios (VDM), para os dois sentidos da avenida. Durante o mês de março de 2005 foram programadas novas contagens classificatórias para definir e atualizar o perfil dos veículos comerciais solicitantes da avenida. Estes levantamentos foram realizados em quatro dias da semana, sempre no período da tarde, sobre todas as seções monitoradas. Os avaliadores, com auxílio de contadores manuais e planilhas, registraram durante um período de uma hora o número de veículos pesados (caminhões e ônibus) que percorriam cada faixa de rolamento no ponto selecionado. Os levantamentos foram apreciados junto ao projeto de CONCREMAT e a distribuição de veículos por faixa foi determinada.

Junto a ARTESP (Agência Reguladora de Transporte do Estado de São Paulo) foram solicitados dados relativos às pesagens realizadas pela concessionária da Rodovia dos Imigrantes em dois postos de pesagem; um em sentido ao Porto de Santos e outro em sentido à cidade de São Paulo. Além da proximidade entre esta rodovia e a Avenida dos Bandeirantes, uma grande parcela dos veículos comerciais que se utilizam desta última prossegue suas viagens pela Rodovia dos Imigrantes, como foi discutido no Capítulo 2.

Os dados fornecidos pela ARTESP correspondem às pesagens realizadas nos dias 15 de fevereiro e 15 de março de 2005 durante período de 24 horas. Todos os veículos pesados foram divididos por tipo, segundo a classificação do DNIT, e pelo número de eixos traseiros. Foram adotadas as cargas máximas solicitantes de 6 tf no eixo dianteiro, e 10 tf, 17 tf e 25,5 tf para os eixos simples, tandem duplo e tandem triplo traseiros, respectivamente. Portanto, os pesos dos eixos para a determinação dos fatores de veículos foram resultados de estatísticas reais.

Os dados fornecidos pela ARTESP foram analisados e foi feita a divisão dos veículos por cargas de eixo. Para os cálculos dos Fatores de Veículo (FV) foram utilizados os Fatores de Equivalência de Operações (FEC) da AASHTO e do DNER.

A determinação dos números de repetições do eixo padrão de 80 kN usados neste trabalho levou em consideração a porcentagem de veículos pesados sobre o total que circulam sobre cada seção monitorada, o VDM direcional apresentado pela CONCREMAT, a pesagem classificatória da Rodovia dos Imigrantes e o número de dias decorridos entre a restauração da seção e cada levantamento de irregularidade ou de defeitos superficiais, executado durante o período de monitoramento da avenida.

3.4 FIXAÇÃO DE ESPESSURAS DE REFORÇOS ASFÁLTICOS

A proposta de restauração apresentada pela CONCREMAT à Prefeitura da Cidade de São Paulo incluía a reconstrução (troca de base) de alguns trechos da avenida, porém, nos estaqueamentos dos segmentos testemunho, a solução apresentada foi de somente a fresagem total ou parcial, dependendo da seção, do revestimento betuminoso, e a execução de reforços estruturais. Não constam nos relatórios do projeto os números de camadas dos reforços projetados. A Tabela 3.2 e o Apêndice B apresentam o projeto proposto para as seções monitoradas.

As maiores espessuras foram aplicadas nos trechos em Sentido Rodovia dos Imigrantes. Segundo o projeto, o dimensionamento dos pavimentos restaurados foi feito segundo a do DNER PRO 11/79-B.

Tabela 3.2 – Projeto de restauração proposta pela CONCREMAT (2002).

Sentido	Faixa	Seção	Fresagem (cm)	Reforço (cm)	Execução (2002)
Rodovia dos Imigrantes	FD	S1	5,0	5,0	4-abr-02
		S2	8,0	8,0	5-mai-02
		S3	8,0	8,0	2-jun-02
		S5	15,0	15,0	13-jul-02
		S5b	15,0	15,0	13-jul-02
		S6	22,0	22,0	13-jul-02
	FCD	S6b	22,0	22,0	13-jul-02
		S1	5,0	5,0	3-abr-02
		S2	15,0	15,0	5-mai-02
		S3	15,0	15,0	3-jun-02
		S5	10,0	10,0	13-jul-02
		S5b	15,0	15,0	13-jul-02
Marginal Pinheiros	FD	S6	15,0	15,0	13-jul-02
		S6b	15,0	15,0	13-jul-02
		S7	15,0	15,0	1-jul-02
		S7B	5,0	5,0	3-mar-02
		S7Bb	5,0	5,0	4-mar-02
		S7Bc	5,0	5,0	4-mar-02
		S7Bd	5,0	5,0	5-mar-02
		S8	5,0	5,0	1-jul-02
		S9	5,0	5,0	1-jul-02
		S10	5,0	5,0	10-mar-02
	FCD	S7	5,0	5,0	1-jul-02
		S7B	5,0	5,0	3-mar-02
		S7Bb	5,0	5,0	4-mar-02
		S7Bc	5,0	5,0	4-mar-02
FCD	S7Bd	5,0	5,0	5-mar-02	
	S8	10,0	10,0	1-jul-02	
	S9	10,0	10,0	1-jul-02	
	S10	5,0	5,0	10-mar-02	

3.5 MONITORAÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

A avaliação da irregularidade longitudinal dos pavimentos da Avenida dos Bandeirantes foi executada através de levantamentos feitos pelo *Bump Integrator* – um medidor do tipo resposta instalado em um veículo de passeio, pertencente à empresa Dynatest Engenharia, descrito no Capítulo 2.

As velocidades de deslocamento, durante os ensaios, foram de 30, 40 e 50 km/h, com pequenas oscilações, e em muitos trechos houve a necessidade de mudança de velocidade de acordo com a variação do fluxo do tráfego. Nestas situações, a habilidade do operador foi fundamental para alcançar e manter o veículo nas velocidades desejadas por pelo menos nos 100 m de cada seção. Para garantir a segurança dos pesquisadores e evitar congestionamentos, os levantamentos de irregularidade foram feitos sem interrupção do tráfego. No Anexo A, a título de ilustração, são apresentadas calibrações do medidor tipo resposta para a velocidade de 40 km/h.

Devido ao alto volume de tráfego, os levantamentos de campo foram efetuados no período noturno, exigindo cuidados e atenção com relação ao posicionamento do veículo nas trilhas de roda e no momento de acionar o medidor exatamente no início das seções. Para facilitar a localização de cada seção, foram marcadas sobre o calçamento, com tinta acrílica, o início de cada seção.

As primeiras medições de irregularidade longitudinal nas seções monitoradas ocorreram entre um a 126 dias antes da execução das camadas de reforços, conforme a Tabela 3.2. Nesta data houve perdas de medidas em várias seções - Seções S7B, S7Bb, S7Bc e S7Bd já haviam sido restauradas, e na Seção S6b o medidor não registrou a irregularidade sobre a distância mínima exigida pelo equipamento (100 m de extensão).

O acompanhamento da irregularidade nas seções foi realizado em intervalos de dois a cinco meses após a restauração, conforme a Tabela 3.3. A partir do terceiro levantamento, o intervalo de tempo entre as medições foi igual, ou seja, as medições ocorreram nas mesmas datas. Em muitos levantamentos o medidor não registrou a irregularidade nas distâncias inferiores a mínima exigida pelo equipamento ocasionando perdas de dados. Para cada velocidade empregada, usou-se a equação de calibração correspondente para transformar as leituras registradas no índice QI (quociente de irregularidade) e posteriormente em IRI, através da Equação (1.2).

Tabela 3.3 – Datas dos levantamentos de irregularidade longitudinal nas seções monitoradas.

Seção	Faixa	Restaur.	Antes	Após restauração										
				L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11
S1	FD	4-abr-02	09-mar-02	26-jun-02	04-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	3-abr-02	09-mar-02	26-jun-02	04-nov-02	-	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S2	FD	5-mai-02	09-mar-02	26-jun-02	04-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	5-mai-02	09-mar-02	26-jun-02	05-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S3	FD	2-jun-02	09-mar-02	26-jun-02	04-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	3-jun-02	09-mar-02	26-jun-02	04-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S5	FD	13-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	05-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	13-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	05-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S5b	FD	13-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	05-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	13-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	05-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S6	FD	13-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	05-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	-	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	13-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	05-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	-	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S6b	FD	13-jul-02	-	24-jul-02	05-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	-	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	13-jul-02	-	24-jul-02	-	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	-	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S7	FD	1-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	05-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	1-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	05-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S7B	FD	3-mar-02	-		06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	3-mar-02	-		06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S7Bb	FD	4-mar-02	-		06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	4-mar-02	-		06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S7Bc	FD	4-mar-02	-		06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	4-mar-02	-		06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	-	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S7Bd	FD	5-mar-02	-		06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	-	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	5-mar-02	-		06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	-	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S8	FD	1-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	1-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S9	FD	1-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	1-jul-02	09-mar-02	24-jul-02	06-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
S10	FD	10-mar-02	09-mar-02	-	04-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05
	FCD	10-mar-02	09-mar-02	-	04-nov-02	19-fev-03	21-mai-03	31-jul-03	18-dez-03	18-mar-04	13-jul-04	30-set-04	31-jan-05	10-mai-05

As primeiras medições de irregularidade após a execução da restauração ocorreram no intervalo de 11 a 86 dias, e a última no intervalo de 1030 a 1129 dias após o recapeamento. As medições dependeram muito do fluxo de tráfego no momento das leituras e, devido a freqüente lentidão do trânsito na avenida, foram feitas várias passagens do equipamento sobre as seções para garantir uma velocidade de operação constante por toda a extensão mínima exigida.

O teste de repetibilidade do medidor tipo-resposta foi executado no quarto levantamento (mês de maio de 2003) sobre a Seção S7. Foram feitas três medições de irregularidade seqüenciais com o mesmo instrumento e sempre nas mesmas velocidades de deslocamento.

3.6 DETERMINAÇÃO DAS CONDIÇÕES SUPERFICIAIS

Com o auxílio dos levantamentos de defeitos superficiais, executados em fevereiro de 2002 pela CONCREMAT, foi possível avaliar objetivamente a superfície das seções monitoradas e conferir às mesmas um conceito que registrou o grau de deterioração atingido pelo acúmulo de defeitos. O cálculo do Índice de Gravidade Global (IGG), na forma como é proposto pelo DNER, permitiu estabelecer um julgamento das seções. Com estes dados foi possível fazer uma análise das condições da superfície das seções e identificar as patologias predominantes em cada seção antes de qualquer tipo de intervenção.

Em março de 2002, foi realizado um levantamento em campo nas seções, antes da execução do projeto de restauração, para determinar o tipo, a quantidade e a severidade dos principais defeitos superficiais existentes nos pavimentos a serem monitorados. Para tal serviço foi consultada a norma técnica DNER (1983), para definir o procedimento a ser utilizado nos levantamentos, com vistas a uma avaliação objetiva das seções quanto à condição de sua superfície. O Manual de Identificação de Defeitos da FHWA (2003) foi usado como apoio fotográfico em campo. Nesta etapa não foi possível o levantamento das flechas nas trilhas de roda devido ao intenso tráfego nas faixas de rolamento das seções, impossibilitando o posicionamento do aparelho medidor sobre a superfície do pavimento por tempo suficiente para a medição do sulco formado nas trilhas de roda. Por motivo de segurança, e devido ao elevado fluxo de veículos nos locais de coleta, as seções avaliadas pertencem somente à faixa da direita das pistas, compreendendo, portanto, 15 seções.

Na época do inventário as Seções S7B, S7Bb, S7Bc e S7Bd, conforme a Tabela 3.4, já haviam sido restauradas, ocasionando a perda dos dados nestas seções. No total foram avaliados 3.330 m² de pavimentos asfálticos, 2.220 m² em sentido Rodovia dos Imigrantes e 1.110 m² em sentido Marginal Pinheiros. Este levantamento ocorreu entre 7 a 118 dias antes da restauração dos

pavimentos. Todos os defeitos inventariados foram transcritos em forma de desenhos representativos, sem escala, em uma planilha desenvolvida especialmente para os levantamentos de campo das seções, como mostra a Figura 3.12.

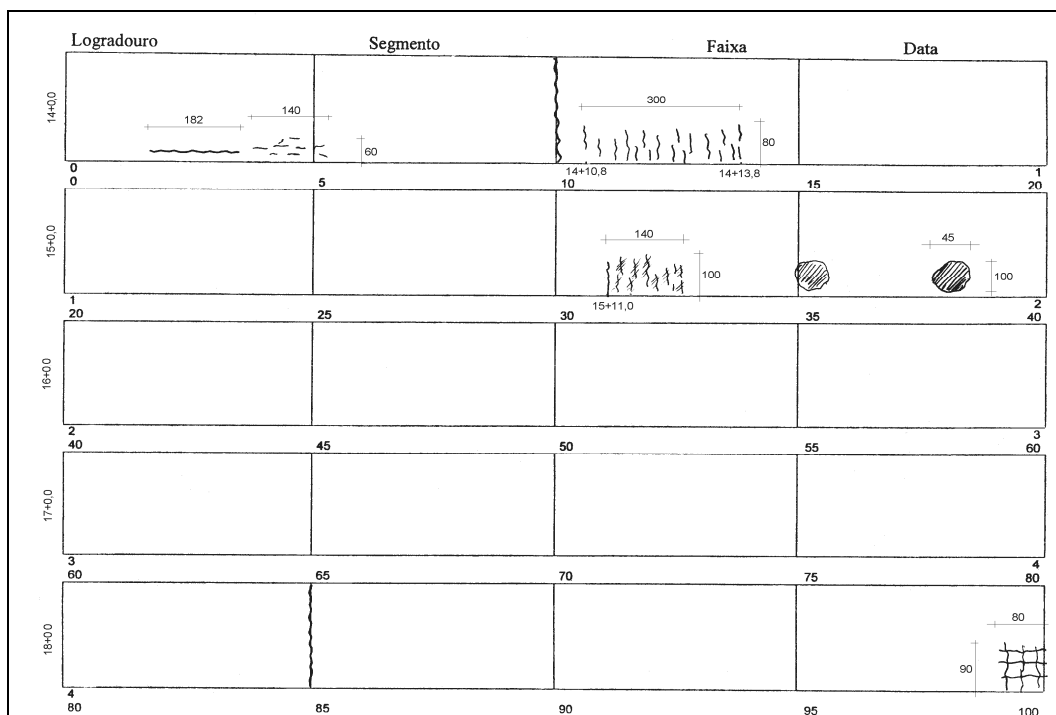


Fig.3.12 – Modelo de planilha usada no mapeamento dos defeitos superficiais.

Cada seção foi percorrida lateralmente, a pé, por dois avaliadores (sobre o calçamento da avenida), e com o auxílio de trenas e da câmara fotográfica digital, registravam os defeitos manualmente sobre a planilha, na estaca correspondente a do campo. Em escritório, os registros numéricos relativos às áreas dos defeitos foram transcritos em tabelas apropriadas.

Dos diversos modos de deterioração verificados nas seções monitoradas, destacou-se o trincamento das camadas asfálticas por ser considerado, no Brasil, a principal causa da queda do desempenho ou nível de serventia dos pavimentos (Rodrigues, 1991).

Após a execução das restaurações previstas no projeto, houve o acompanhamento das seções em intervalos de dois a quatro meses com o registro dos tipos e das áreas dos principais defeitos encontrados na faixa da direita das seções. A Tabela 3.4 apresenta as datas correspondentes ao total de nove levantamentos junto com a data de restauração da seção. Segundo a tabela, todas as seções foram monitoradas nas mesmas datas sempre em dias de finais de semana para se evitar os freqüentes congestionamentos na avenida. O intervalo de tempo entre a restauração e os levantamentos variou de 224 a 1146 dias, dependendo da seção.

Tabela 3.4 – Datas dos levantamentos dos defeitos superficiais nas seções monitoradas.

Seção	Restauração	Antes restauração	Após restauração								
			L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9
S1	4-abr-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S2	5-mai-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S3	2-jun-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S5	13-jul-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S5b	13-jul-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S6	13-jul-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S6b	13-jul-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S7	01-jul-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S7B	3-mar-02	-	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S7Bb	4-mar-02	-	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S7Bc	4-mar-02	-	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S7Bd	5-mar-02	-	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S8	01-jul-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S9	01-jul-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05
S10	10-mar-02	17-mar-02	22-fev-03	14-jun-03	16-ago-03	15-nov-03	13-mar-04	19-jun-04	10-out-04	19-fev-05	23-abr-05

3.7 MEDIDAS DE DEFLEXÃO

Para a avaliação estrutural das trinta seções experimentais da Avenida dos Bandeirantes, antes da restauração, foram consultados os resultados dos ensaios deflectométricos do *Falling Weight Deflectometer* (FWD) e os módulos das camadas determinados por retro análise apresentados no projeto da CONCREMAT. No projeto não são fornecidos dados mais detalhados sobre o equipamento utilizado e sobre os ensaios realizados. No entanto, para definir a deflexão de cada seção monitorada, foram calculadas as médias dos valores determinados nas estacas correspondentes às das seções.

A determinação da deflexão após a restauração nas seções foi executada no mês de março de 2005 com o FWD Modelo 8000 E, apresentado na Figura 3.13. O aparelho foi montado sob um trailer e foi transportado por um automóvel com capacidade média de carga.

Os deslocamentos recuperáveis gerados na superfície do pavimento (bacia de deflexões) foram medidos por 7 geofones (transdutores de velocidade) instalados na placa de carga e ao longo de uma barra metálica. As distâncias dos geofones ao centro da placa de carga foram fixadas visando a máxima acurácia em função da estrutura local do pavimento ensaiado, procurando sempre posicioná-los de forma que as deflexões registradas refletissem a contribuição das diversas camadas na deformabilidade total do pavimento. Neste estudo foram empregados espaçamentos entre os geofones que variaram de 0 a 120 cm.

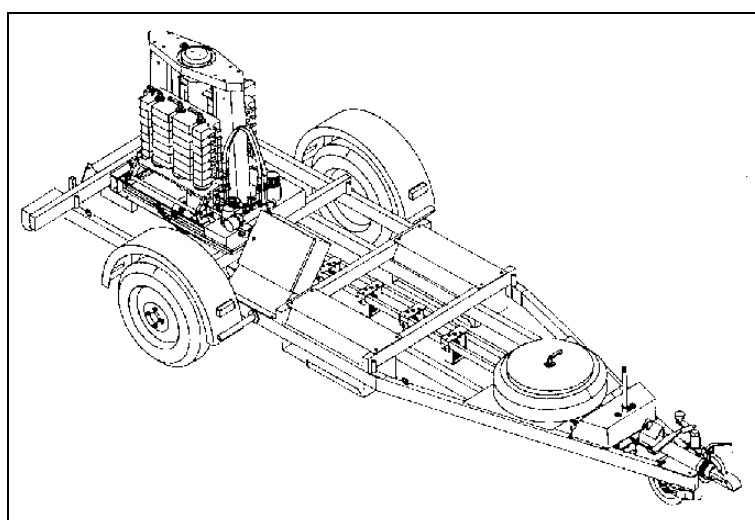


Fig.3.13 - Vista do *Falling Weight Deflectometer* Dynatest 8000 E.

Devido ao elevado volume de veículos na avenida, os ensaios sobre as seções foram realizados em período noturno, sem a interrupção do tráfego.

3.8 MEDIDAS DE RESISTÊNCIA

A determinação das características de resistência foi feita a partir dos dados deflectométricos apresentados no projeto da CONCREMAT. Segundo Odoki e Kerali (2000), deflexões medidas pelo equipamento *Falling Weight Deflectometer* (FWD) a 700 kPa podem ser usadas como medidas equivalentes às da viga Benkelman, fazendo da Equação (1.33) também válida para deflexões determinadas por este equipamento.

Os autores, no desenvolvimento do HDM-4, aplicaram um fator de ponderação no número estrutural que reduz com a profundidade a contribuição das camadas de sub-base e sub-leito, de maneira que a resistência dos pavimentos espessos não fosse superestimada. Assim, o número estrutural ajustado (SNP) passou a representar a contribuição das camadas de revestimento e de base somada às contribuições das camadas de sub-base e de sub-leito multiplicadas pelos fatores de ponderação.

Pitta (1998), analisando faixas de valores modulares de pavimentos asfálticos típicos da região sul do Brasil para avaliações estruturais de pavimentos de três camadas elásticas lineares, apresentou um modelo onde o número estrutural corrigido foi relacionado com a deflexão máxima determinada pelo FWD, através da seguinte relação:

$$SNC = 59,2192 Df1^{-0,6759} \quad (3.1)$$

Com $R^2 = 0,74$ e onde: SNC = número estrutural corrigido; Df1 = deformação elástica máxima medida sob o ponto de aplicação de carga do FWD, em 0,01 mm. Este modelo foi empregado junto com os resultados dos ensaios com o FWD para a transformação dos valores deflectométricos em SNC.

O efeito de fresar e recolocar o material betuminoso sob o original foi modelado pelo HDM-4. Este tipo de restauração geralmente é executado para corrigir defeitos que tenham ocorrido devido à péssima qualidade de construção, a rigidez do material betuminoso ou ao nível e severidade de defeitos superficiais. A Equação (3.2) apresenta os efeitos no número estrutural.

$$SNP_{após} = máx \left[1,5 ; \left(SN_{antes} - 0,0394 a_{revest} H_{fresa} + 0,0394 a_{recape} H_{recape} \right) \right] \quad (3.2)$$

onde, $a_{revest} = a_1$ = coeficiente estrutural do revestimento betuminoso; e H_{fresa} = espessura de fresagem, em milímetros.

Novamente para a determinação dos parâmetros de resistência para as seções após a restauração, a Equação (3.1) foi utilizada junto com as deflexões determinadas pelo FWD.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS OBTIDOS

Este capítulo apresenta os resultados obtidos nos levantamentos de irregularidade longitudinal através do medidor tipo resposta e de defeitos superficiais nos trechos selecionados, na forma de gráficos comparativos, visando o uso destes no desenvolvimento dos modelos de previsão de desempenho. Apresenta, também, a estrutura de cada seção e o dimensionamento do tráfego solicitante durante o período de monitoramento da Avenida dos Bandeirantes.

4.1 DETERMINAÇÃO DAS ESTRUTURAS DOS PAVIMENTOS

A Tabela 4.1 apresenta os resultados das sondagens executadas sobre as seções, provenientes dos relatórios de projeto da TECNACON e LENC, para classificação dos solos do sub-leito, e da CONCREMAT, para o reconhecimento da estrutura existente.

Em junho de 2005, com o objetivo de avaliar as estruturas dos pavimentos, foram executadas sondagens rotativas nos trechos objetos desta pesquisa, onde se verificou nas amostras extraídas que a diferença entre as espessuras dos reforços executados no projeto da CONCREMAT e as encontradas *in situ* foi, na média, de 0,6 cm, com a máxima encontrada na Seção S6 (4 cm). Portanto, devido às pequenas diferenças, decidiu-se assumir o projeto de restauração na definição das estruturas das seções monitoradas. Em laboratório verificou-se que nas amostras extraídas das Seções S7B, S7Bb, S7Bc e S7Bd apresentavam camadas de macadame betuminoso subjacentes às de reforços.

Na maioria das seções, a restauração envolveu a fresagem de parte da camada betuminosa, com exceção das Seções S6 e S6b. Considerando-se as espessuras apresentadas no projeto, conclui-se que as condições da pista em sentido Rodovia dos Imigrantes eram as mais críticas em todas as seções em questão. Várias seções apresentavam as camadas subjacentes às de reforço em estado bastante avançado de deterioração, como foi verificado nas sondagens rotativas.

Tabela 4.1 – Estrutura e classificação dos solos nas seções monitoradas.

Sentido	Faixa	Seção	Estrutura (cm)						
			Betuminosa	Granular	Reforço do sub-leito	Solo	Fresagem	Reforço	
Rodovia dos Imigrantes	FD	S1	55	15	40	NS'	5	5	
		S2	30	40	40	NA'	8	8	
		S3	30	40	40	NA'	8	8	
		S5	21	30	40	LG'	15	15	
		S5b	21	30	40	LG'	15	15	
		S6	22	20	40	LG'	22	22	
	FCD	S6b	22	20	40	LG'	22	22	
		S1	55	15	40	NS'	5	5	
		S2	30	40	40	NA'	15	15	
		S3	30	40	40	NA'	15	15	
		S5	21	30	40	LG'	10	10	
		S5b	21	30	40	LG'	15	15	
		S6	22	20	40	LG'	15	15	
		S6b	22	20	40	LG'	15	15	
Marginal Pinheiros	FD	S7	28	30	40	NA'	15	15	
		S7B	29	15	40	NA'	5	5	
		S7Bb	29	15	40	NA'	5	5	
		S7Bc	29	15	40	NA'	5	5	
		S7Bd	29	15	40	NA'	5	5	
		S8	29	15	40	NA'	5	5	
		S9	28	30	40	NA'	5	5	
		S10	28	30	40	NA'	5	5	
		FCD	S7	28	20	40	NA'	5	5
			S7B	29	15	40	NA'	5	5
	S7Bb		29	15	40	NA'	5	5	
	S7Bc		29	15	40	NA'	5	5	
	FCD	S7Bd	29	15	40	NA'	5	5	
		S8	29	15	40	NA'	10	10	
S9		28	30	40	NA'	10	10		
S10		28	30	40	NA'	5	5		

4.2 DIMENSIONAMENTO DO TRÁFEGO

A partir do conhecimento dos volumes de tráfego, da classificação da frota circulante pela avenida e das cargas de eixo atuantes, definiram-se os números de repetições equivalentes de um eixo-padrão de 8,2 t (N), correspondentes ao período de análises das irregularidades longitudinais e dos trincamentos superficiais. A conversão do tráfego misto em um equivalente de operações foi efetuada aplicando-se os fatores de equivalência de carga da AASHTO e do DNER.

Para a determinação da solicitação do tráfego calcularam-se os fatores de veículos (Apêndice H) para as diferentes categorias de veículos determinadas nas estações de pesagem da Rodovia dos Imigrantes e das porcentagens de cada uma destas categorias. Assim, os fatores de veículos resultantes a partir dos dois critérios foram os seguintes:

- Sentido Rodovia dos Imigrantes:

$$FV_{AASHTO} = 3,297$$

$$FV_{DNER} = 9,075$$

- Sentido Marginal Pinheiros:

$$FV_{AASHTO} = 3,508$$

$$FV_{DNER} = 9,788$$

A Tabela 4.2 apresenta o resultado da contagem de veículos pesados sobre cada seção monitorada e os respectivos números de repetições do eixo padrão mensurados no levantamento de irregularidade longitudinal do dia 10 de maio de 2005 e no levantamento de defeitos superficiais de 23 de abril de 2005.

Tabela 4.2 – Dados de tráfego para o último levantamento na Avenida dos Bandeirantes.

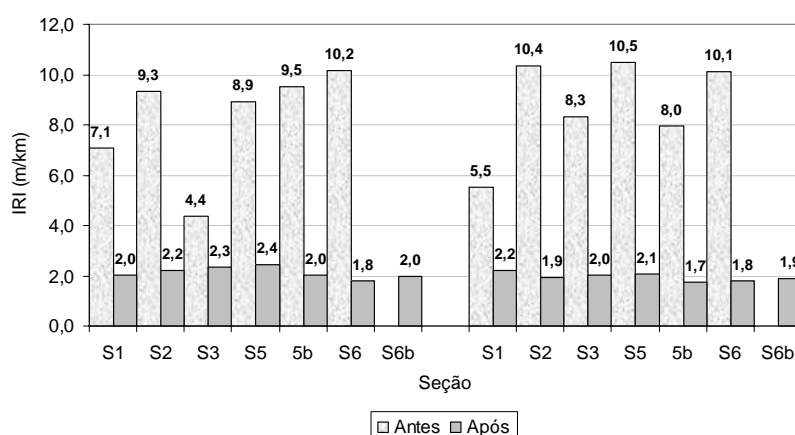
Seção	Faixa	% veículos pesados	Irregularidade		Defeitos superficiais	
			$N_{DNER} (x 10^7)$	$N_{AASHTO} (x 10^7)$	$N_{DNER} (x 10^7)$	$N_{AASHTO} (x 10^7)$
S1	FD	25,8	2,79	1,01	2,82	1,02
	FCD	4,4	4,79	1,74	0,48	0,18
S2	FD	33,1	3,49	1,27	3,52	1,28
	FCD	59,5	6,25	2,27	6,32	2,30
S3	FD	18,2	1,87	6,78	1,88	0,69
	FCD	55,4	5,67	2,06	5,73	2,08
S5	FD	61,3	6,20	2,25	6,10	2,22
	FCD	36,4	3,68	1,34	3,62	1,32
S5b	FD	61,3	6,20	2,25	6,10	2,22
	FCD	36,4	3,68	1,34	3,62	1,32
S6	FD	61,3	6,20	2,25	6,10	2,22
	FCD	36,4	3,68	1,34	3,62	1,32
S6b	FD	61,3	6,20	2,25	6,10	2,22
	FCD	36,4	3,68	1,34	3,62	1,32
S7	FD	43,8	3,72	1,33	3,66	1,31
	FCD	48,5	4,13	1,48	4,06	1,46
S7B	FD	43,8	3,94	1,41	4,09	1,47
	FCD	48,5	4,37	1,57	4,54	1,63
S7Bb	FD	43,8	3,93	1,41	4,09	1,47
	FCD	48,5	4,36	1,56	4,53	1,63
S7Bc	FD	43,8	3,93	1,41	4,09	1,47
	FCD	48,5	4,36	1,56	4,53	1,63
S7Bd	FD	43,8	3,93	1,41	4,08	1,46
	FCD	48,5	4,36	1,56	4,53	1,62
S8	FD	38,3	3,26	1,17	3,21	1,15
	FCD	48,5	4,13	1,48	4,06	1,46
S9	FD	40,1	3,41	1,22	3,36	1,20
	FCD	49,8	4,23	1,52	4,16	1,49
S10	FD	41,6	3,84	1,38	3,87	1,39
	FCD	51,9	4,78	1,71	4,82	1,73

Como o número de ônibus contados na avenida foi muito pequeno, na porcentagem de veículos pesados foram considerados somente os caminhões. Segundo a tabela, na maioria dos locais, a faixa mais solicitada pelos veículos pesados foi a central direita. Na média, as faixas de rolamento mais carregadas sofreram um fluxo de aproximadamente 4×10^6 veículos entre dois levantamentos consecutivos. Na Tabela 4.2 os valores de N demonstram o tipo de tráfego solicitante na Avenida dos Bandeirantes – via urbana de tráfego pesado e intenso, com carregamento maior que a maioria das rodovias federais e estaduais no país.

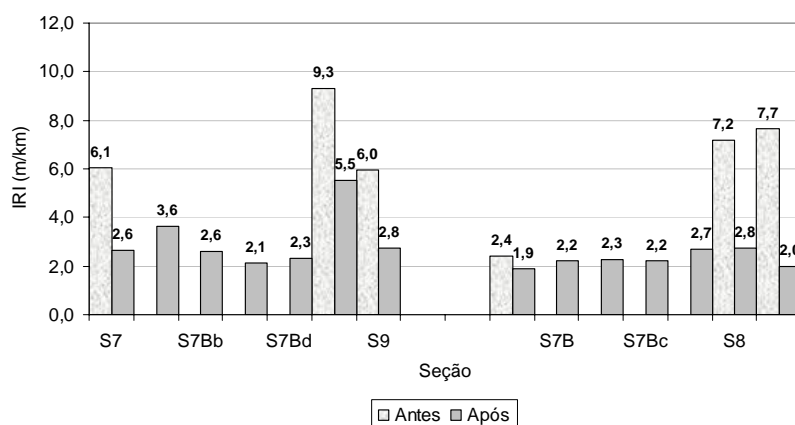
Nesta pesquisa, os valores de N usados nas análises foram calculados a partir dos fatores de equivalência preconizados pelo DNER.

4.3. IRREGULARIDADE SUPERFICIAL ANTES E APÓS A RESTAURAÇÃO

As medidas de irregularidade longitudinal de ambas as pistas da Avenida dos Bandeirantes foram fornecidas em QI e transformadas em IRI. Os valores obtidos por seção após a restauração estão presentes na Figura 4.1.



(a) Sentido Rodovia dos Imigrantes.



(b) Sentido Marginal Pinheiros.

Fig.4.1 – Valores de IRI antes e após a camada de reforço.

Segundo a Figura 4.1, a restauração restituiu a qualidade de rolamento dos pavimentos da avenida. Como exemplo, na faixa da direita da Seção S6, houve uma melhoria de 82,5% na irregularidade. Antes da restauração, a irregularidade nas pistas em sentido Rodovia dos Imigrantes e em sentido Marginal Pinheiros era, em média, de 8,5 e 6,4 m/km IRI, respectivamente. Após a restauração, tais médias passaram para 2 e 2,7 m/km IRI, respectivamente.

As restaurações ocorreram em épocas diversas (Tabela 3.3) entre os meses de março e julho de 2002, e o primeiro levantamento após a execução da camada de reforço ocorreu entre os meses de junho e julho de 2002. Para estes intervalos de tempo algumas seções já haviam sido solicitadas por um tráfego de $3,64 \times 10^5$ eixos-padrão.

Independentemente da irregularidade existente antes da restauração, verifica-se na Figura 4.2 que a restauração suavizou a irregularidade em todas as seções analisadas, passando para um intervalo de 1,7 a 2,4 m/km IRI para as seções em sentido Rodovia dos Imigrantes e para um intervalo de 1,9 a 5,5 m/km IRI para as seções em sentido Marginal Pinheiros. Apesar de se apresentarem mais irregulares antes da restauração, a melhoria da irregularidade após a camada de reforço foi maior nas seções em sentido Rodovia dos Imigrantes. Estes valores após a restauração foram superiores aos encontrados por Perera e Kohn (1999) (entre 0,8 a 1,5 m/km IRI) sendo que nas seções analisadas pelos autores, antes da restauração o valor máximo encontrado foi de somente 2,7 m/km IRI.

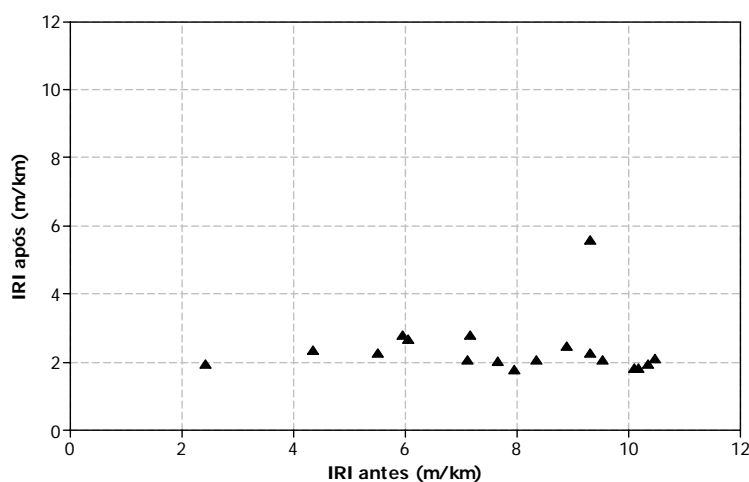


Fig.4.2 – Relação entre IRI antes e IRI após a camada de reforço.

No caso deste estudo, onde se avaliou pavimentos asfálticos de via urbana com elevado volume de tráfego, a restauração reduziu a irregularidade superficial da via para um IRI próximo a 2,0 m/km na maioria das seções, sendo indiferente, nestes casos, o quanto esta superfície se encontrava irregular antes da restauração. Este valor é concordante com aquele preconizado pelo HDM-4 e referido no Capítulo 1, item 1.3.3.1.

A Figura 4.3 apresenta o histograma dos dados de redução da irregularidade após o recapeamento com o ajuste da função densidade probabilidade. Para 18 valores analisados, a média encontrada foi de 5,5 m/km IRI de redução de irregularidade devido a restauração dos pavimentos.

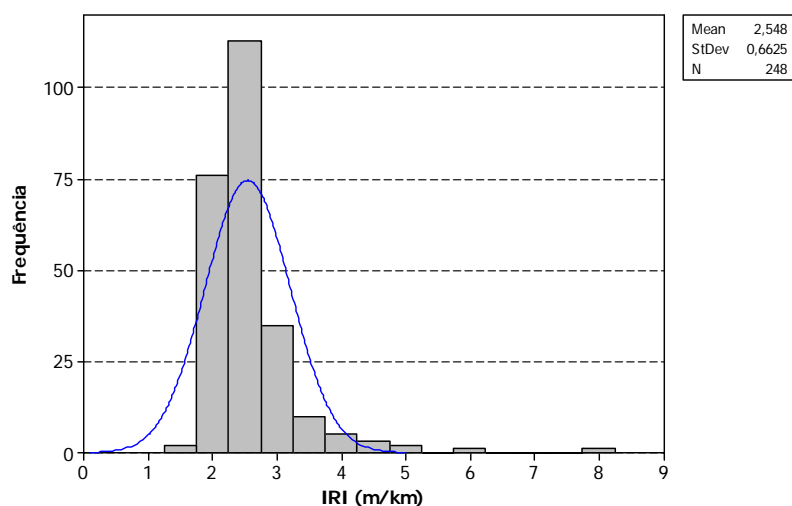


Fig.4.3 – Gráfico de distribuição de probabilidade da redução de irregularidade.

Na Figura 4.4 verifica-se que o decréscimo na irregularidade está relacionado com as condições existentes antes da restauração, e esta relação é aproximadamente linear. Segundo os dados, a média da redução para cada valor de irregularidade antes da restauração, foi de 2 m/km IRI.

Tanto na Figura 4.2 como na Figura 4.4, existe um ponto fora dos padrões apresentados pelos outros dados. Este ponto corresponde a irregularidade da faixa da direita da Seção S8. O valor após o recapeamento de 5,5 m/km IRI pode decorrer de imperfeições no processo executivo desta seção.

A Figura 4.5 apresenta a influência da espessura da camada de reforço usada nas seções sobre a redução dos valores de irregularidade – quanto maior a espessura, maior foi a redução dos valores de IRI.

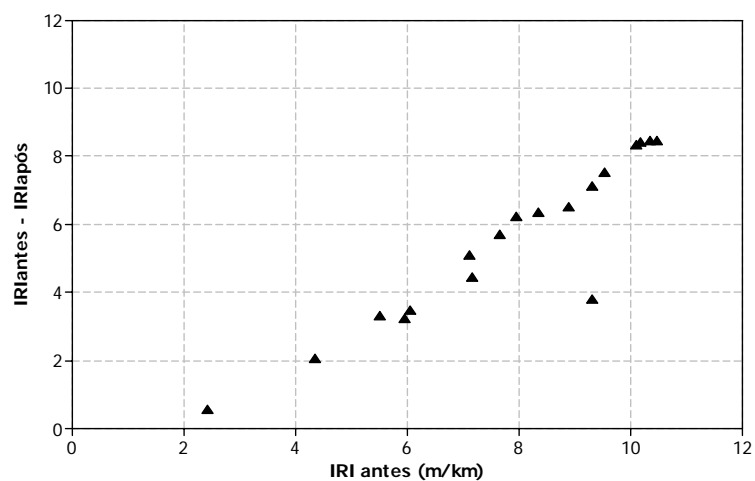


Fig.4.4 – Redução da irregularidade devido a restauração.

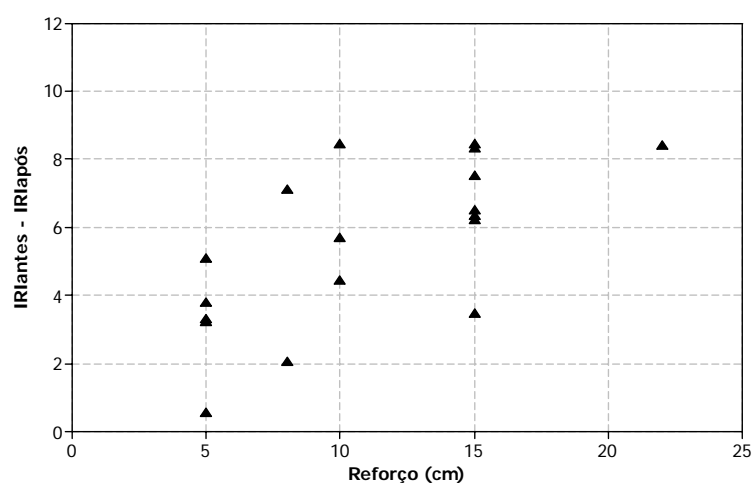
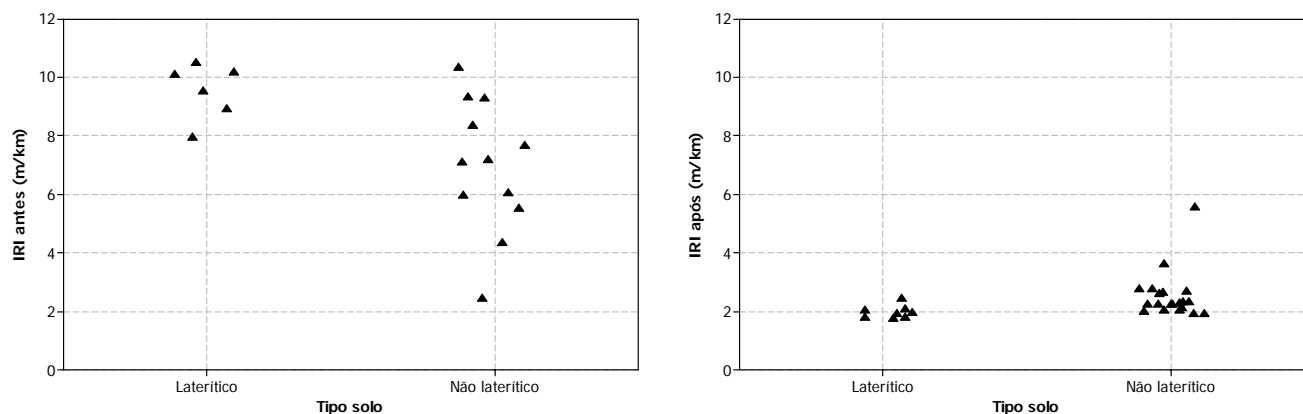


Fig.4.5 – Decréscimo na irregularidade devido a camada de reforço.

Quanto ao tipo de subleito, segundo a Figura 4.6, em solo lateríticos os dados apresentaram-se mais homogêneos, tanto antes como após a restauração. A variação da irregularidade antes da camada de reforço em solos lateríticos foi de 8,0 a 10,5 m/km IRI, enquanto em solos não lateríticos, a variação foi de 2,4 a 10,4 m/km IRI. Após a restauração, somente uma seção apresentou irregularidade superior a 5,5 m/km IRI.



(a) Antes da restauração.

(b) Após a restauração.

Fig.4.6 – Valores de IRI em função do tipo de solo do subleito.

4.4 EVOLUÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

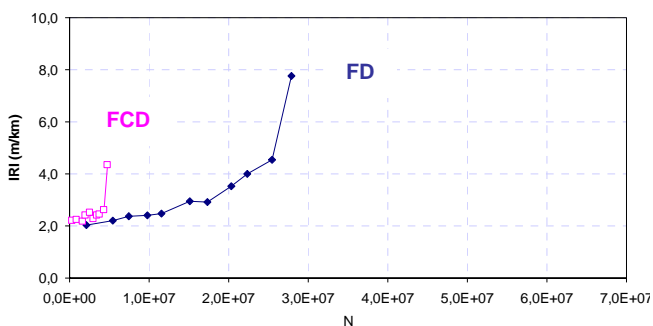
A partir da plotagem dos levantamentos realizados sobre as seções, conforme as Figuras 4.7 e 4.8, onde a irregularidade foi relacionada com o número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN (critério do DNER), elaborou-se um estudo preliminar dos resultados de maneira a relacioná-los com o processo natural de deterioração dos pavimentos das seções monitoradas.

Nesta análise decidiu-se pela eliminação de três seções posicionadas na faixa da direita (S7B, S8 e S10) da avenida e de três seções posicionadas na faixa central da direita (S7Bb, S7Bd e S10), todas em sentido Marginal Pinheiros. Conforme as Figuras 4.8(b) e 4.8(f), as seções apresentaram grande heterogeneidade dos dados além de mostrarem elevados valores de IRI inicial (3,6 m/km IRI na Seção S7B e 5,5 na Seção S8) mesmo não sendo as faixas mais solicitadas pelo tráfego pesado, o que pode indicar uma influência do processo construtivo sobre a irregularidade longitudinal.

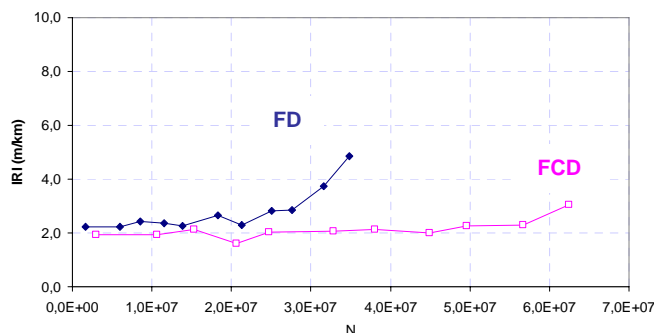
Quanto ambas as faixas da Seção S10, Figura 4.8(h), e as faixas centrais direita das seções S7Bb e S7Bd, Figuras 4.8(c) e 4.8(e), mesmo após um tráfego de aproximadamente $4,5 \times 10^7$ eixos-padrão, as seções não apresentaram respostas quanto à irregularidade, mantendo em todos os levantamentos uma irregularidade constante em torno de 2 m/km IRI, dificultando a modelagem do desempenho destas seções. Assim, no total permaneceram para análise de irregularidade 24 seções das 30 seções inicialmente previstas.

Com a eliminação das seções, os valores de irregularidade logo após a restauração independente do sentido da avenida ficaram na faixa de 1,7 a 2,8 m/km IRI, próximo ao valor padrão usado no HDM-4, de 2 m/km IRI (Odoki e Kerali, 2000). Os valores mínimos e máximos de todos os levantamentos executados e os respectivos extremos da escala de IRI (Sayers *et al.*, 1986) ficaram em 1,7 e 7,8

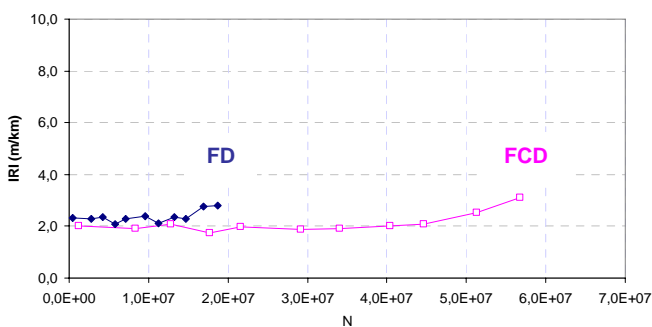
m/km IRI, e em 1 a 12 m/km IRI, respectivamente. Segundo a Figura 1.4, as seções apresentam rolamento confortável até para velocidades entre 70 a 90 km/h, com movimentos e oscilações bastante perceptíveis. A Seção S1 que registrou as maiores irregularidade apresenta muitos defeitos associados ao trincamento e aos remendos diferenciados.



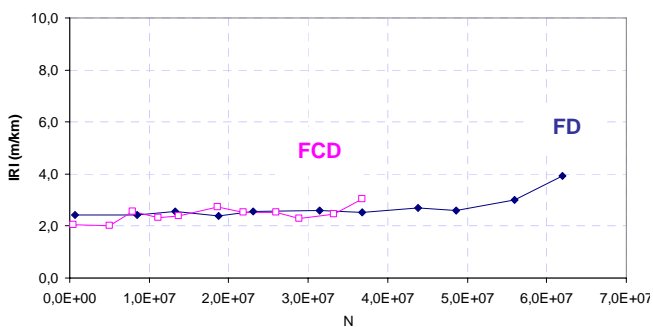
(a) Seção S1.



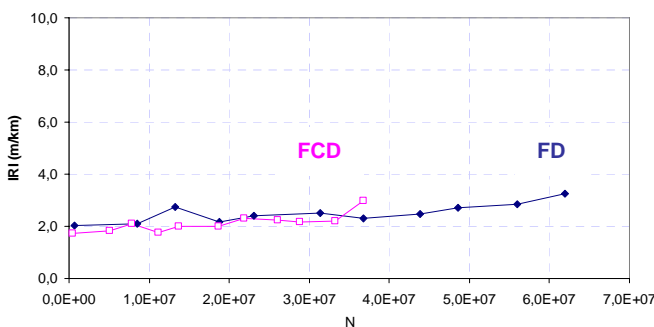
(b) Seção S2.



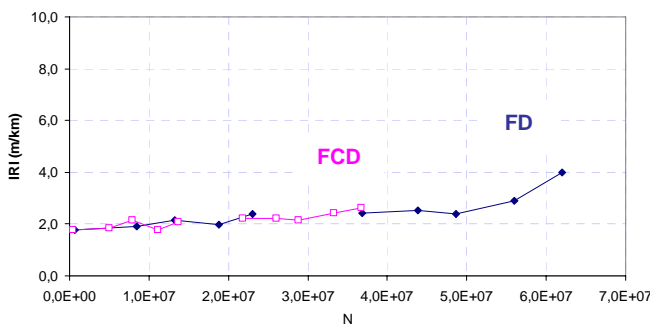
(c) Seção S3.



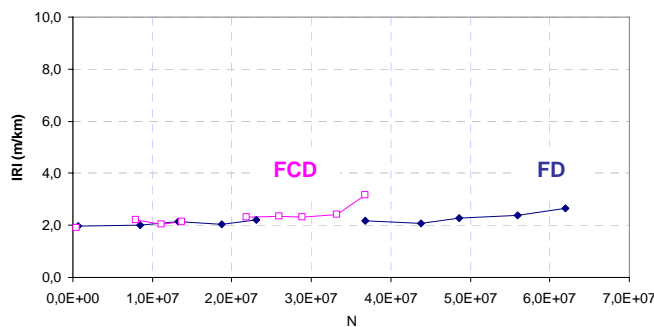
(d) Seção S5.



(e) Seção S5b.

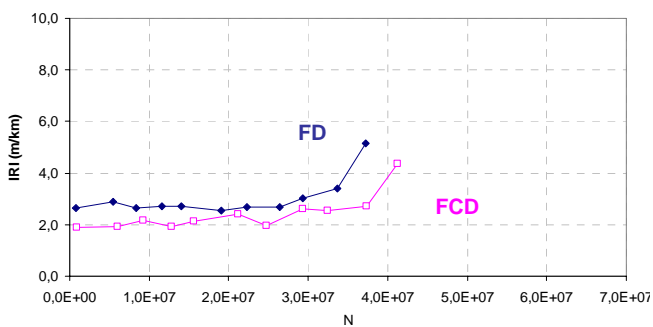


(f) Seção S6.

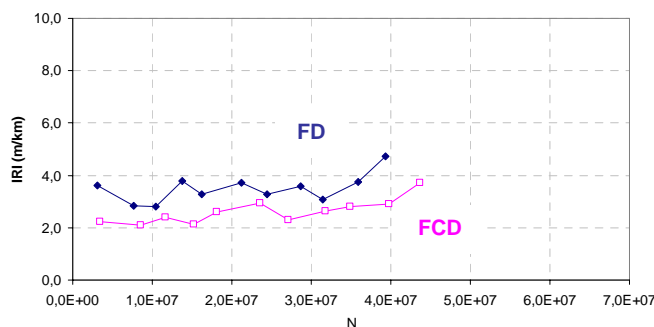


(g) Seção S6b.

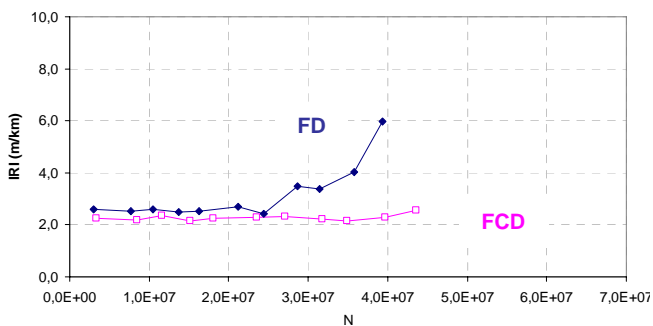
Fig.4.7 – Evolução da irregularidade nas seções em sentido Rodovia dos Imigrantes.



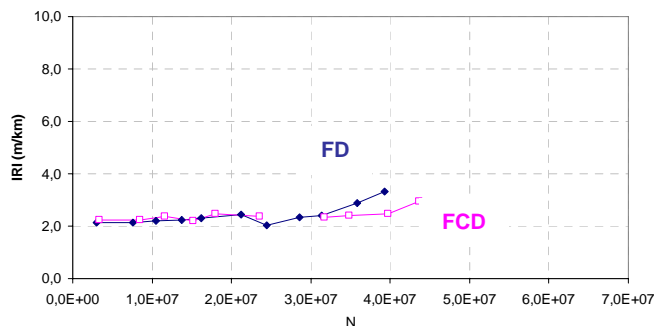
(a) Seção S7.



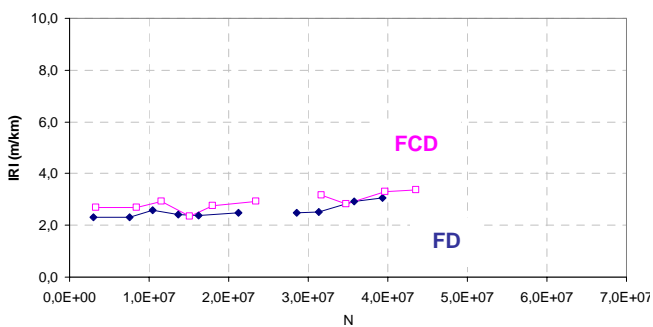
(b) Seção S7B.



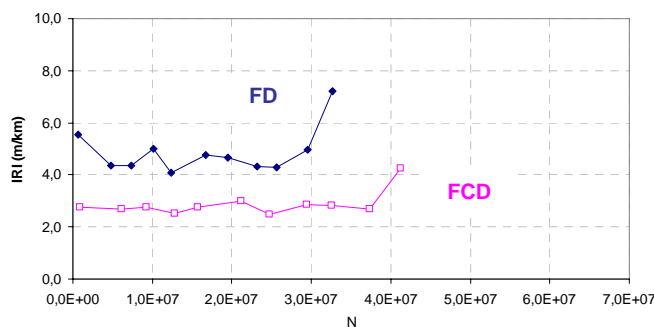
(c) Seção S7Bb.



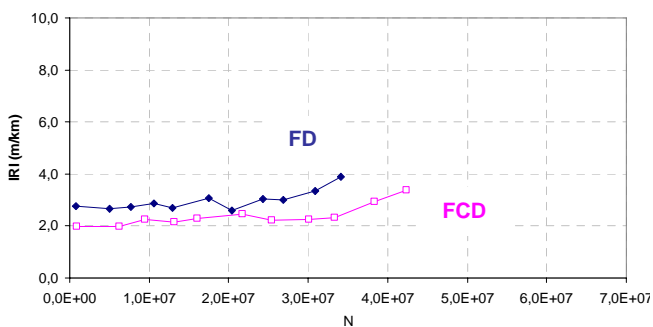
(d) Seção S7Bc.



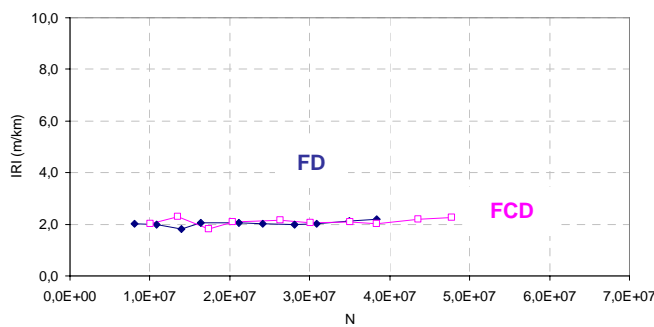
(e) Seção S7Bd.



(f) Seção S8.



(g) Seção S9.



(h) Seção S10.

Fig.4.8 – Evolução da irregularidade nas seções em sentido Marginal Pinheiros.

A Figura 4.9 apresenta o histograma dos dados de irregularidade coletados em todas as seções junto com o ajuste da função densidade de probabilidade. Verifica-se que para os 248 valores de IRI analisados, a distribuição não foi normal, apresentando uma assimetria à direita.

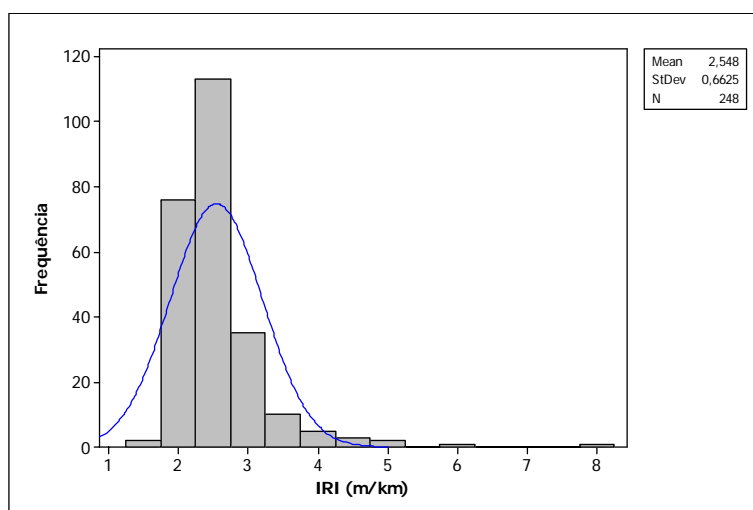


Fig.4.9 – Gráfico de distribuição de probabilidade da irregularidade.

A Figura 4.10 apresenta os desempenhos de cada seção, separadas por faixa de rolamento. Os valores de IRI na faixa da direita geralmente mantiveram-se superiores (média de 4,4 m/km IRI), com exceção da Seção S3. Enquanto que muitas das seções da faixa da direita ultrapassavam o valor de irregularidade de 3 m/km IRI do oitavo levantamento ($N \sim 2 \times 10^7$ eixos-padrão), este valor só foi alcançado pelas seções da faixa central direita no último levantamento, ou seja, aproximadamente após 3 anos de tráfego.

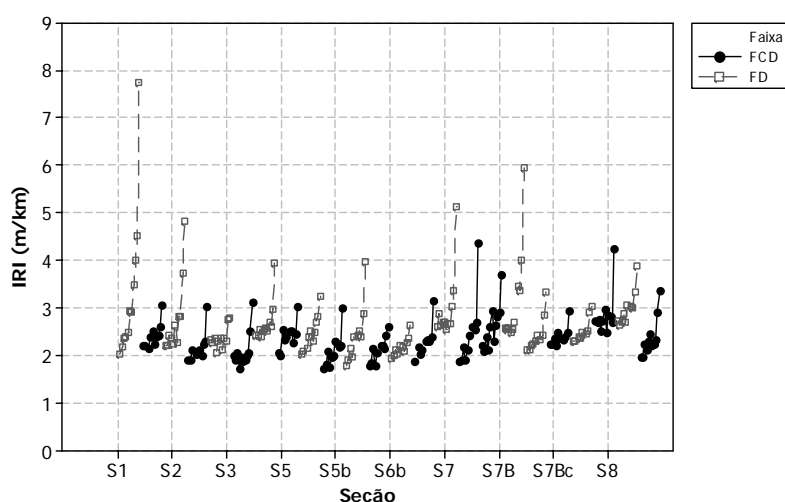
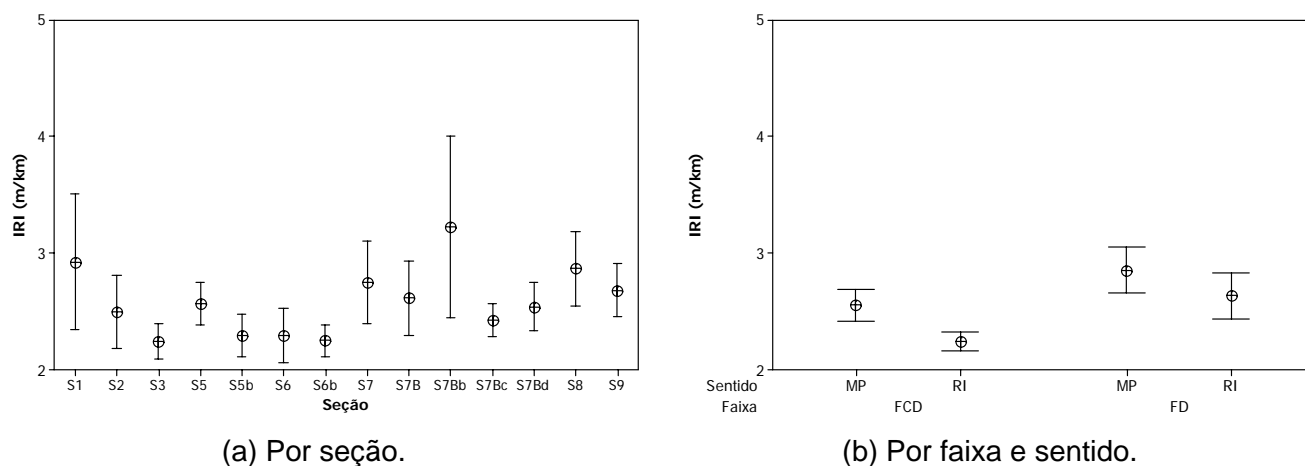


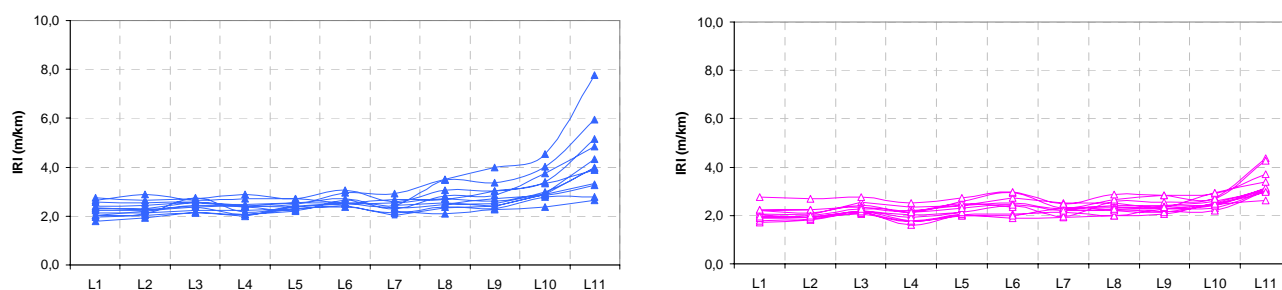
Fig.4.10 – Variação da irregularidade por seção e por faixa de rolamento.

A Figura 4.11 apresenta a medida da tendência central e a variabilidade dos valores de IRI medidos correspondendo a um intervalo de confiança de 95%. A maior variabilidade foi apresentada pela Seção S7Bb, seguida pela Seção S1. Em ambos os sentidos, a faixa da direita apresentou uma maior variabilidade de irregularidade.



(a) Por seção. (b) Por faixa e sentido.
Fig.4.11 – Intervalo de confiança dos valores de IRI por faixa, sentido e seção.

A Figura 4.12 apresenta a variabilidade das medidas de irregularidade por faixa de rolamento. Mesmo com o controle de calibração do medidor de irregularidade, os desvios que surgiram nas linhas contínuas dos valores medidos, como nos levantamentos L4 e L6, são considerados erros sistemáticos presumidamente relacionados à calibração do *Bump Integrator*. Erros deste tipo também foram encontrados nos dados do estudo realizado no Brasil-PUND (GEIPOT, 1982) usando o *Maysmeter* como medidor de irregularidade, segundo Paterson (1987).



(a) Na faixa da direita (b) Na faixa central direita
Fig.4.12 – Variação dos valores de IRI por levantamento.

Na Figura 4.13 a irregularidade foi relacionada com o tráfego atuante dado em número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN. Percebe-se que esta relação foi não linear, onde após certo

número de eixos-padrão, houve um aumento acelerado da irregularidade. Segundo a Figura 4.14, com a transformação do eixo horizontal (escala logarítmica), este aumento da irregularidade ocorreu entre o tráfego de $2,5 \times 10^7$ a 4×10^7 eixos-padrão.

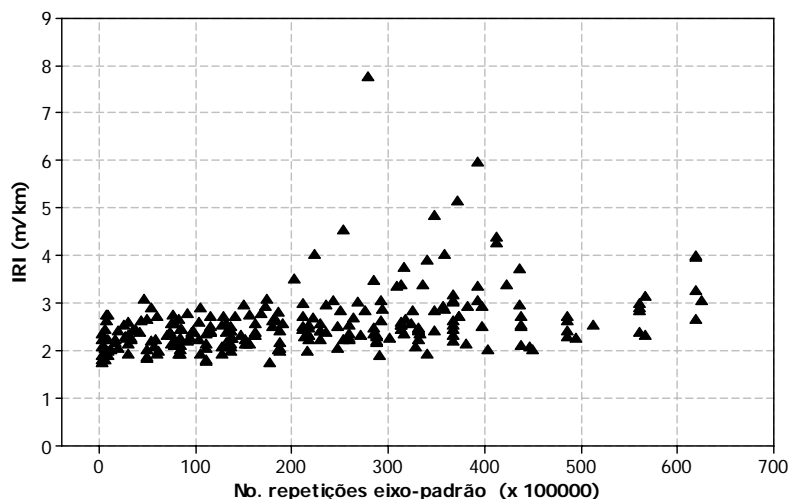


Fig.4.13 – Irregularidade versus tráfego atuante.

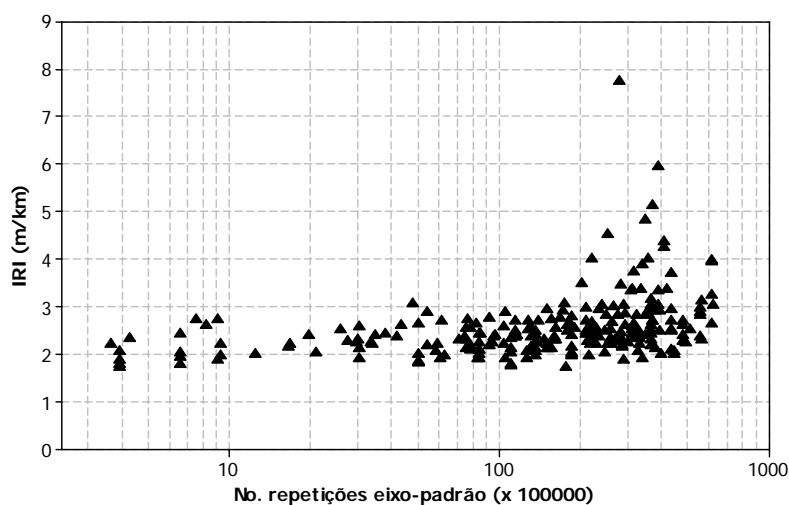


Fig.4.14 – Irregularidade versus tráfego atuante (eixo horizontal em escala logarítmica).

Na Figura 4.15 percebe-se um aumento médio entre um levantamento e outro foi de 0,5 m/km IRI. Quando as diferenças ultrapassaram este valor surgiram os acréscimos acelerados nas irregularidades de todas as seções. No caso da Avenida dos Bandeirantes, a diferença de 0,5 m/km IRI entre dois levantamentos consecutivos pode ser considerada uma diferença crítica. Houve muitas variações negativas entre as leituras consecutivas; no entanto, após um tráfego de aproximadamente $N \sim 5 \times 10^7$ eixos-padrão, todas as variações foram positivas.

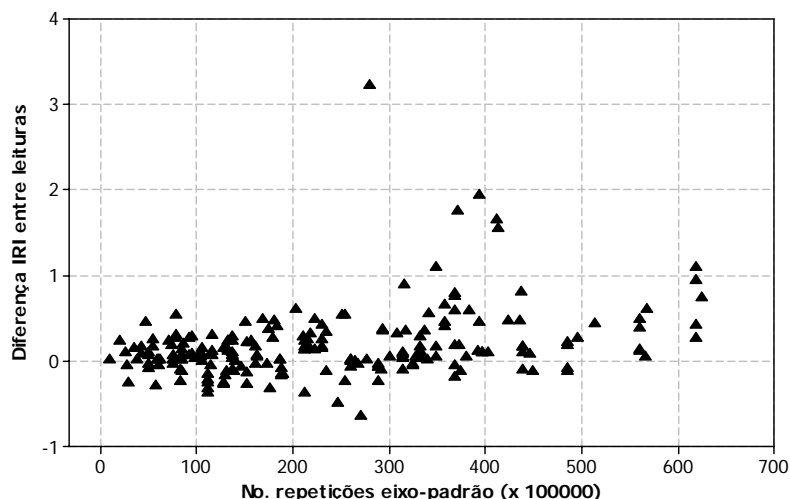


Fig.4.15 – Diferença de IRI entre os levantamentos versus tráfego.

Quando se analisa o acréscimo na irregularidade em cada levantamento em relação à irregularidade inicial apresentada pela seção logo após a restauração, dIRI, segundo a Figura 4.16, a relação foi não linear com o tráfego. Na maioria das seções o IRI chegou a ultrapassar 50% do seu valor inicial com um tráfego em torno de 3×10^7 eixos-padrão após a restauração.

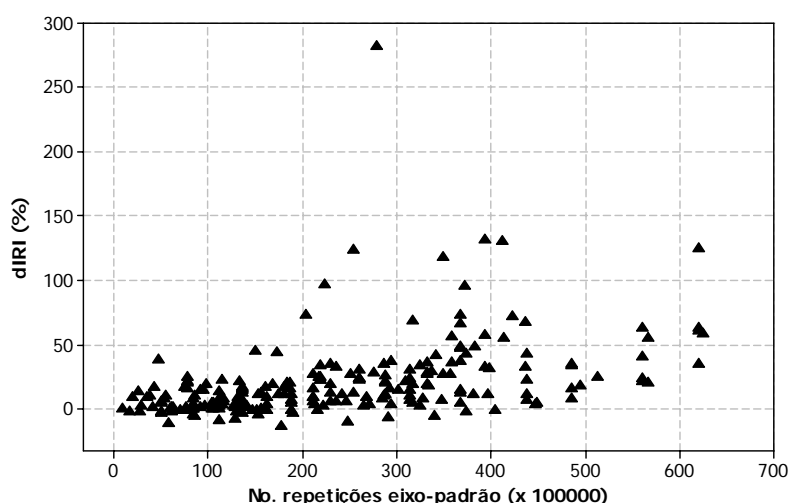


Fig.4.16 – Variação de dIRI com o tráfego.

A taxa média de aumento na irregularidade entre os levantamentos (L), como mostra a Figura 4.17, foi negativa entre os levantamentos L3-L4 e L6-L7, justamente nos levantamentos que apresentaram um desvio em relação aos outros dados, conforme a Figura 4.12. Estes valores negativos podem estar relacionados com a calibração do medidor. A taxa média de progressão anual foi de 26% (com taxa mínima de 7% na faixa da direita da Seção S3 e máxima de 97% na faixa da direita da Seção

S1) – taxa esta inferior da encontrada em estudos do Reino Unido, de 46% ao ano, e similar da encontrada nos estudos feito no Brasil-PNUD, de 22 a 29% ao ano (Paterson, 1987).

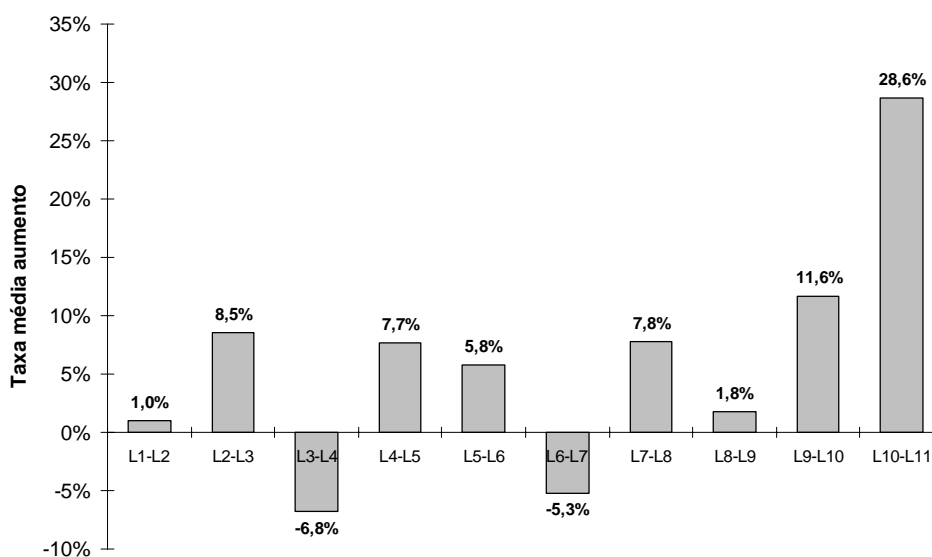


Fig.4.17 – Taxa média de aumento da irregularidade entre levantamentos consecutivos.

Analisando a influência da geometria vertical e horizontal da avenida nos dados de irregularidade, segundo a Figura 4.18 e 4.19, respectivamente, todas as seções retas e em nível apresentaram comportamento bastante heterogêneo, enquanto que para, as seções em curvas a direita e em aclave, constatou-se que se mantiveram regulares por mais tempo.

A Figura 4.20 apresenta a variação dos valores de irregularidade para cada espessura da camada de reforço. Existe uma tendência na diminuição da variação do IRI à medida que aumenta a espessura. As seções com espessuras de reforços inferiores 10 cm apresentaram aumento mais acelerado do IRI. Para um mesmo nível de irregularidade, quanto menor a espessura do reforço, mais rápida foi a perda de conforto ao rolamento. Em conformidade aos resultados encontrados por Von Quintus (2001), nesta pesquisa os pavimentos mais espessos obtiveram menor desenvolvimento de irregularidade. No entanto, o desempenho das seções quanto à irregularidade teve influência do estado superficial dos pavimentos – a presença de trincamento fez acelerar a evolução da irregularidade para qualquer espessura de reforço utilizada.

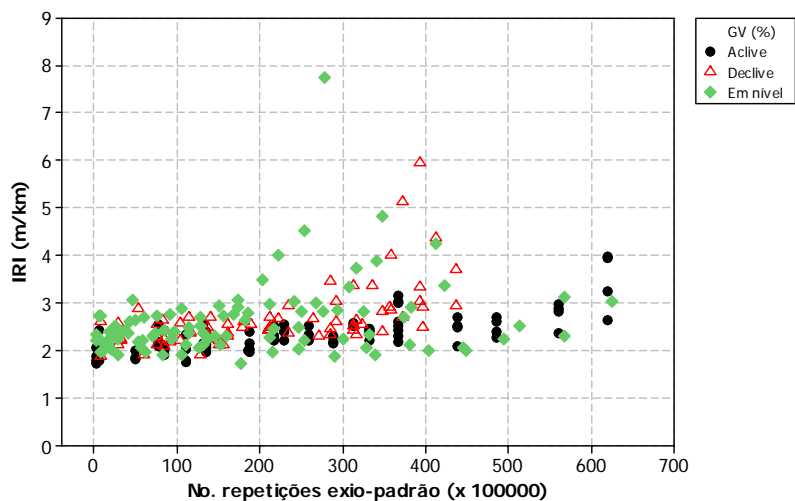


Fig.4.18 – Variação da irregularidade em função da geometria vertical.

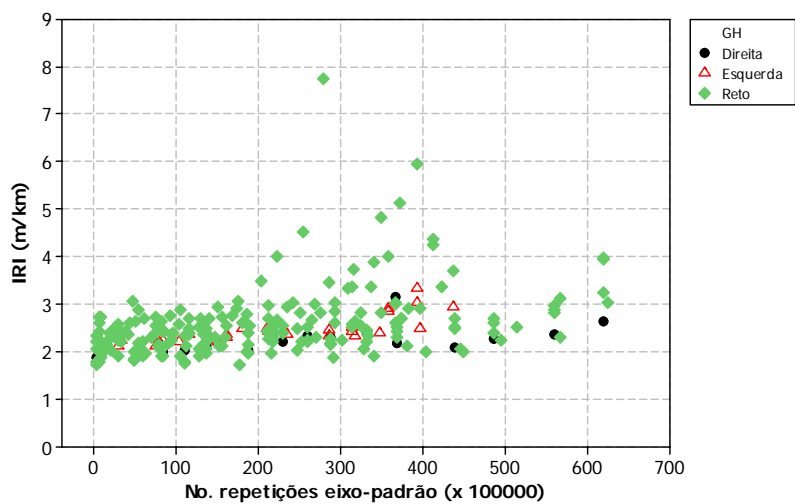


Fig.4.19 – Variação da irregularidade em função da geometria horizontal.

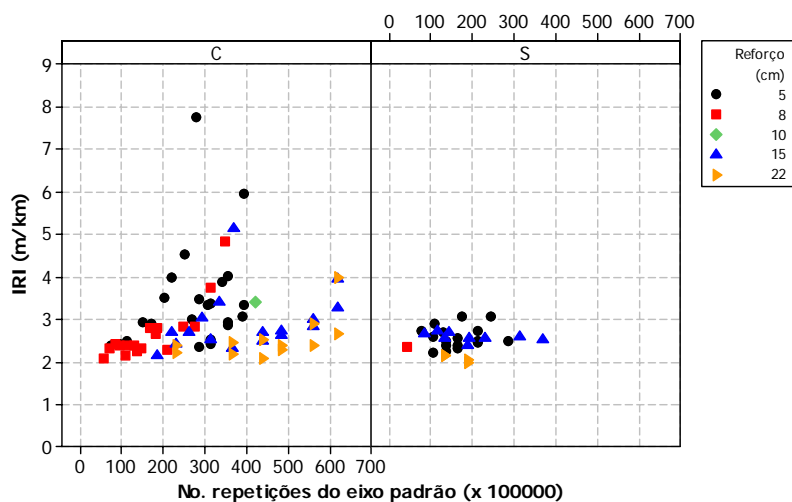


Fig.4.20 – Variação do IRI em função da espessura da camada de reforço.

O tipo de solo do subleito também apresentou influência sobre a irregularidade, como mostra a Figura 4.21. Os pavimentos sobre solos lateríticos apresentaram comportamento mais homogêneo. Conforme o Capítulo 2, provavelmente este solo é classificado como uma argila porosa vermelha em estado compactado, e devido a sua granulometria fina, manifestou-se com freqüência nos bombeamentos observados nas seções com pavimentos bastante trincados.

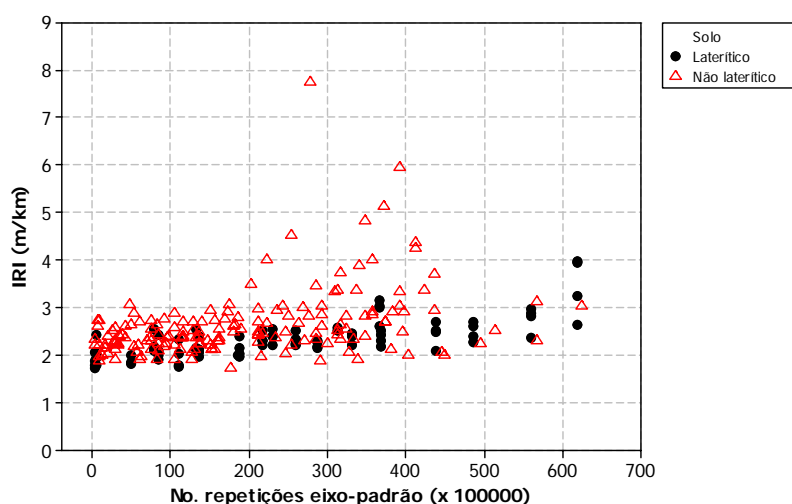


Fig.4.21 – Variação do IRI em função do tipo de solo.

A Figura 4.22 apresenta os valores de IRI relacionados com as deflexões determinadas pelo FWD após o recapeamento. Os dados não mostram relações entre os fatores, porém quando a deflexão foi interagida com o tráfego ($D \times N$), conforme Figura 4.23, como artifício de tentativa de ajuste

estatístico, houve um aumento acentuado na irregularidade nas seções onde a variável de interação foi menor.

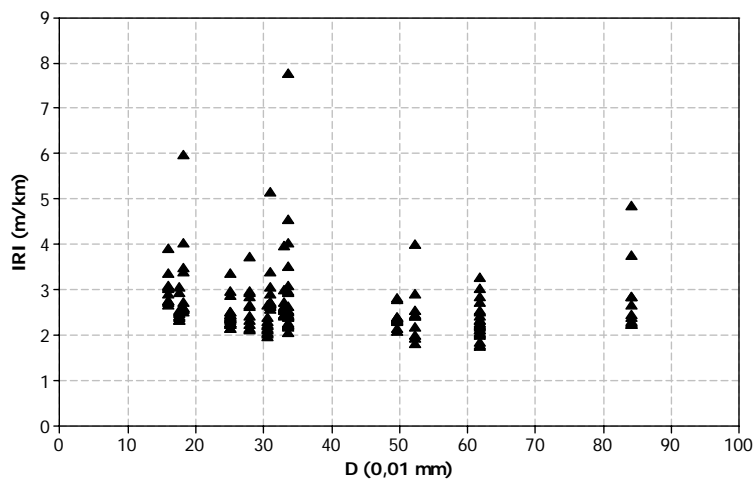


Fig.4.22 – Variação da irregularidade com a deflexão após a restauração.

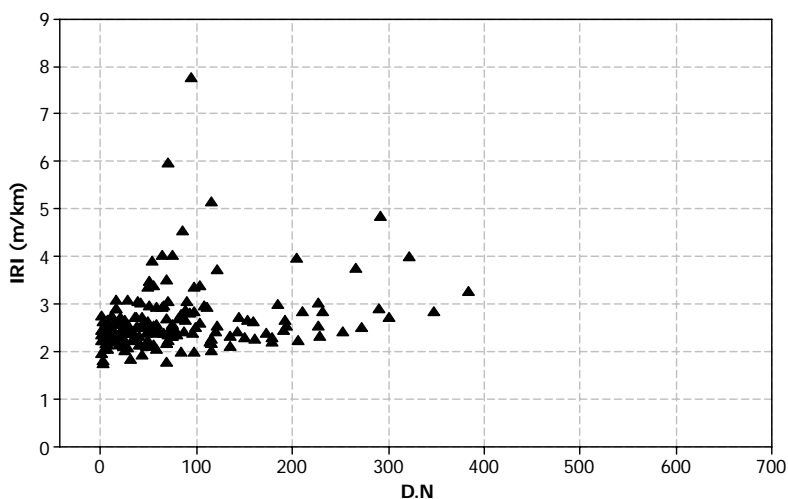


Fig.4.23 – Variação da irregularidade com a deflexão e tráfego.

A Equação (3.1) (Pitta, 1998) foi usada para transformar as deflexões em número estrutural, como mostra a Figura 4.24. Pela figura verifica-se que a irregularidade não apresentou uma clara relação com o aumento do número estrutural, porém, quando interagida com tráfego (N/SNC), Figura 4.25, houve um aumento mais acentuado na irregularidade nas seções onde (N/SNC) foi menor.

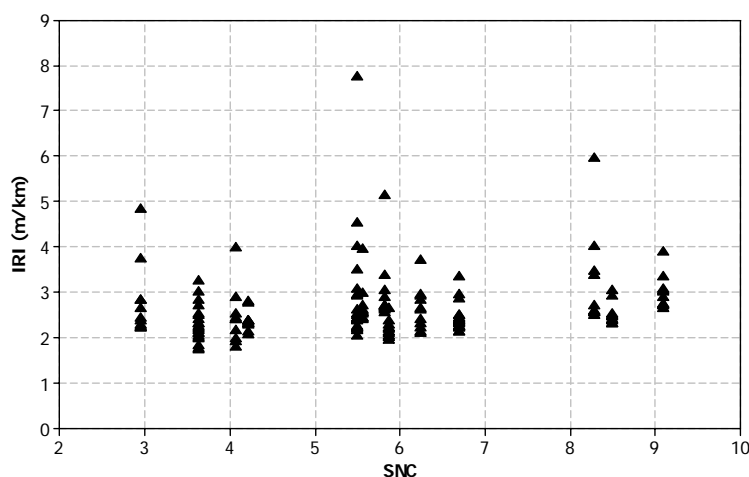


Fig.4.24 – Variação da irregularidade com o número estrutura corrigido.

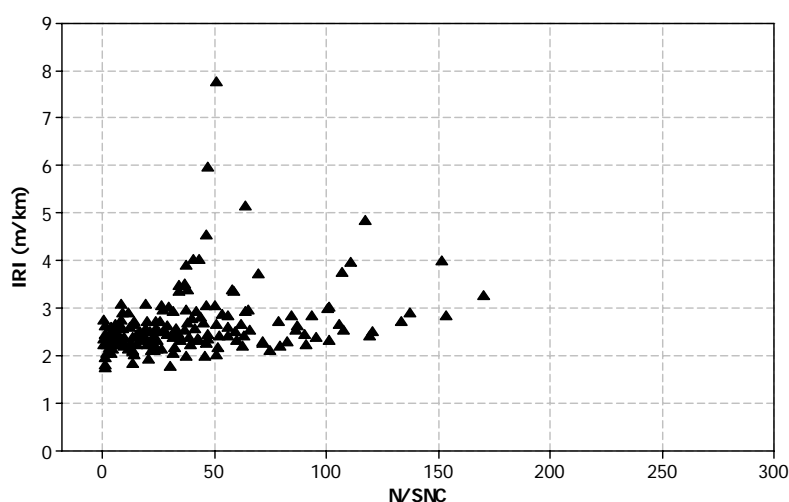


Fig.4.25 – Variação da irregularidade com o número estrutural corrigido e tráfego.

Para verificar a influência do trincamento superficial na irregularidade, a Figura 4.26 mostra que a irregularidade não foi sensível à área de trincamento apresentada sobre as seções, ou seja, para uma seção com área de trincamento superficial menor do que 5%, os valores de irregularidade chegaram a variar de 2 a 6 m/km IRI. No entanto, quando se analisou a irregularidade em seções com presença ou não do defeito, Figura 4.27, os valores de IRI foram bastante sensíveis, ou seja, nas seções sem trincamento, a irregularidade foi constante, variando entre 2 a 3 m/km IRI, e nas seções com trincamento, a irregularidade aumentou com o tráfego.

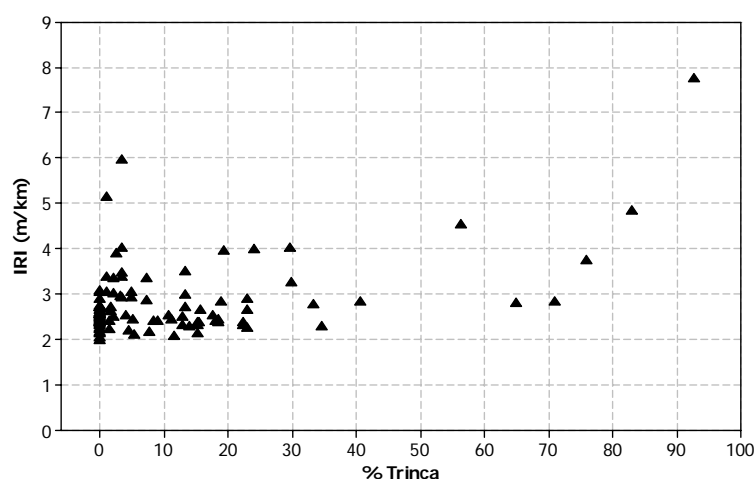


Fig.4.26 – Variação da irregularidade em função da porcentagem da área com trincamento.

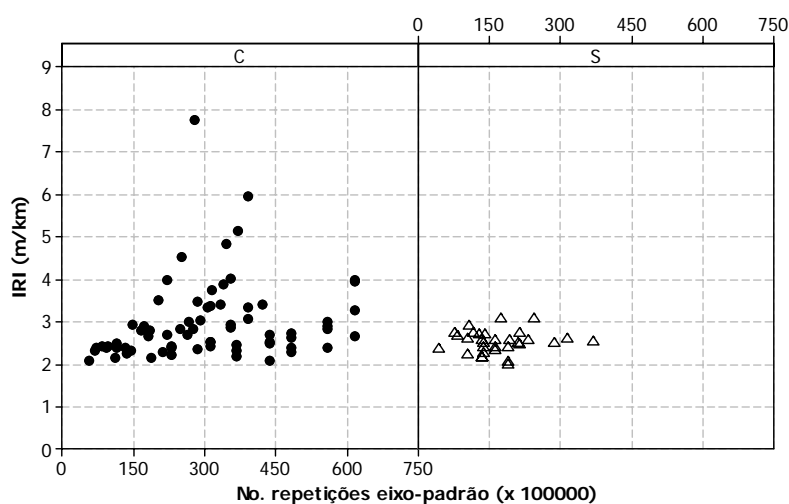


Fig.4.27 – Variação da irregularidade em seções com (C) trincamento e sem (S) trincamento.

4.5 DEFEITOS SUPERFICIAIS

A Figura 4.28 apresenta os resultados dos levantamentos de defeitos superficiais executados em fevereiro de 2002 pela CONCREMAT antes da restauração. O cálculo do Índice de Gravidade Global (IGG) foi feito na forma como é proposto pelo DNER, e pelos critérios de reabilitação, dez seções excediam o limite numérico de IGG de 150, sugerindo a reconstrução destes pavimentos. Com estes dados foi possível fazer uma análise das condições da superfície das seções e identificar as patologias predominantes em cada seção antes de qualquer tipo de intervenção.

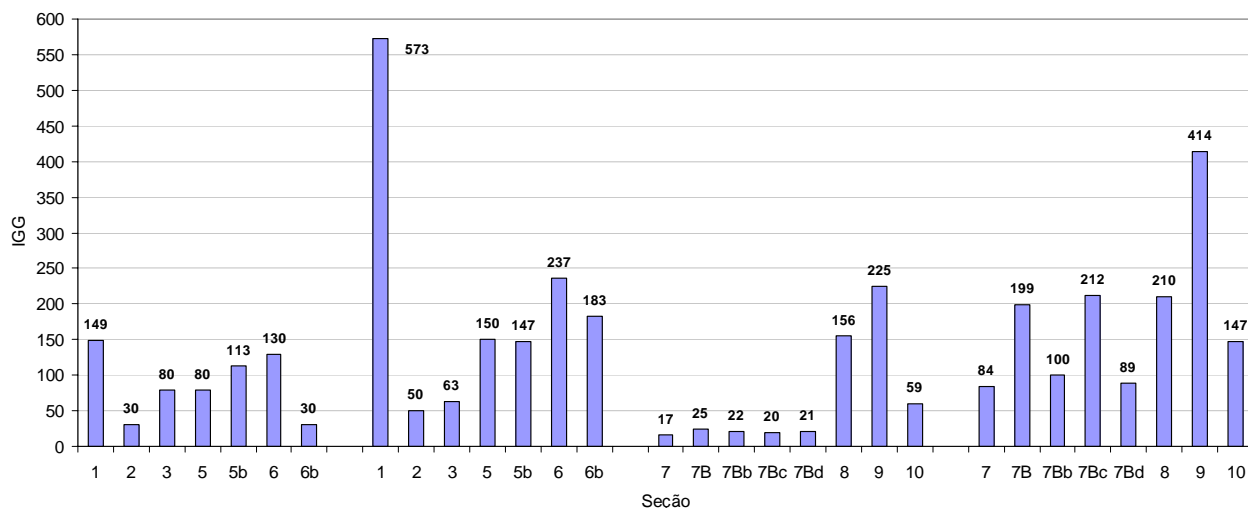


Fig.4.28 – Valores de IGG por seção monitorada antes da restauração (CONCREMAT, 2002).

No levantamento realizado no mês de março de 2002, de 3.330 m² de área avaliada, quatro seções apresentavam 100% da sua área comprometida por defeitos superficiais, conforme Figura 4.29. A porcentagem de trincamento foi bastante elevada, variando 30 a 100% da área total. Nas Seções S5b e S7, 100% dos defeitos superficiais registrados foram de trincamento.

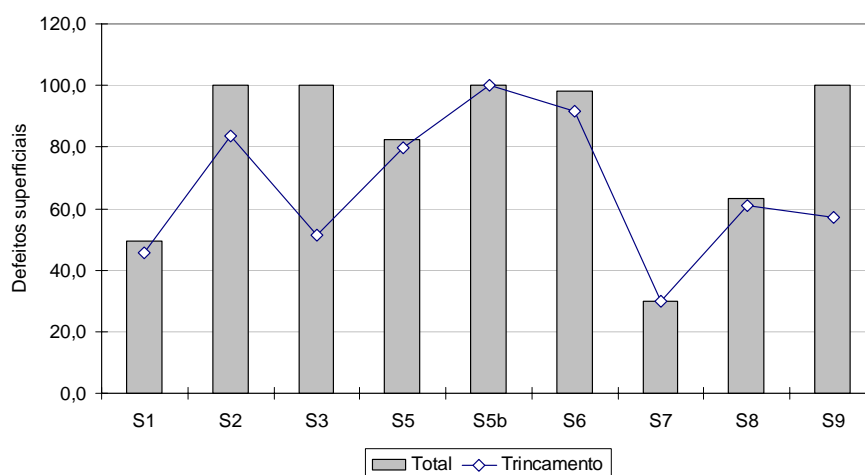


Fig.4.29 – Porcentagem de área com defeitos superficiais antes da restauração.

4.5.1 INÍCIO DO TRINCAMENTO

O acompanhamento dos defeitos superficiais após a restauração iniciou em 22 de fevereiro de 2003, e na ocasião, poucas seções apresentavam defeitos visíveis. Nestas seções, para a determinação do tempo de início do defeito, tomou-se o tempo médio entre a execução do reforço e o levantamento, e

nas restantes, o tempo médio entre o levantamento com registro do primeiro trincamento e o antecessor. A Figura 4.30 apresenta o tráfego atuante, em número de repetições do eixo padrão de 80 kN, em cada seção na época do surgimento do defeito. Quatro seções apresentaram trincamento já nos primeiros levantamentos (S1, S2, S3 e S5b), com o tráfego atuante inferior a 7×10^6 eixos-padrão, todas localizadas na pista em sentido Rodovia dos Imigrantes. Nas seções restantes o trincamento surgiu com tráfego maior que 2×10^7 eixos-padrão. Duas seções em sentido Marginal Pinheiros, as Seções S8 e S10, não apresentaram a presença do defeito até a data do último levantamento.

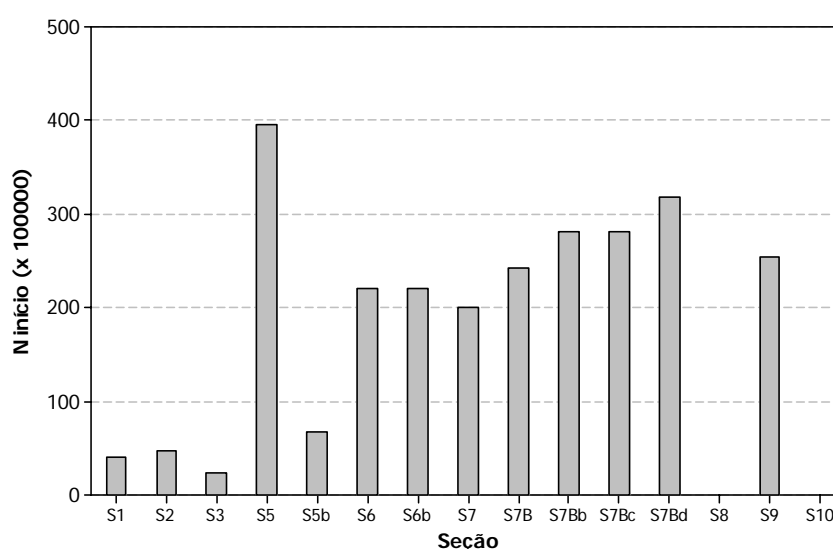


Fig.4.30 – Tráfego no surgimento do trincamento superficial, por seção.

A Figura 4.31 mostra a relação da espessura da camada de reforço no surgimento do trincamento. O aumento da espessura apresentou pouca influência na época do surgimento. As seções que já apresentavam trincamento no primeiro levantamento foram restauradas com espessuras de 5 a 15 cm de reforço. Segundo Rodrigues (1991), o aumento da espessura da camada asfáltica é muito mais eficaz para atrasar o espalhamento horizontal de trincas passantes do que para atrasar a ascensão de trincas através de sua espessura.

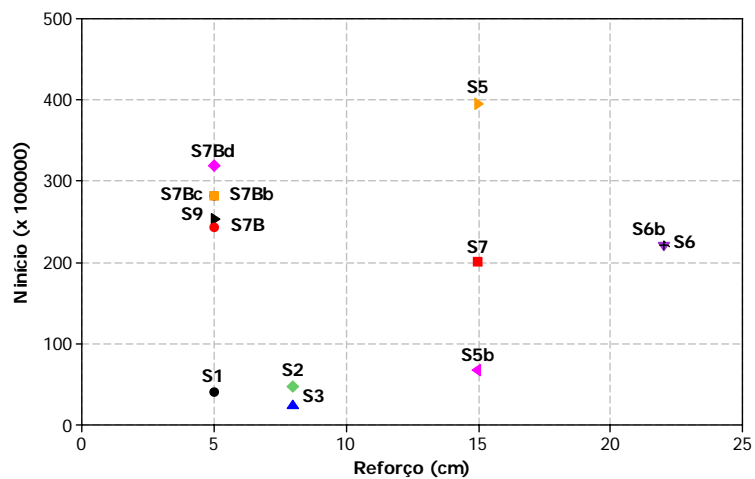


Fig.4.31 – Tráfego no surgimento do trincamento superficial, por espessura de reforço.

Quanto a deflexão, segundo a Figura 4.32, a tendência mostra que quanto maior a deflexão menos tempo levou para o surgimento do trincamento.

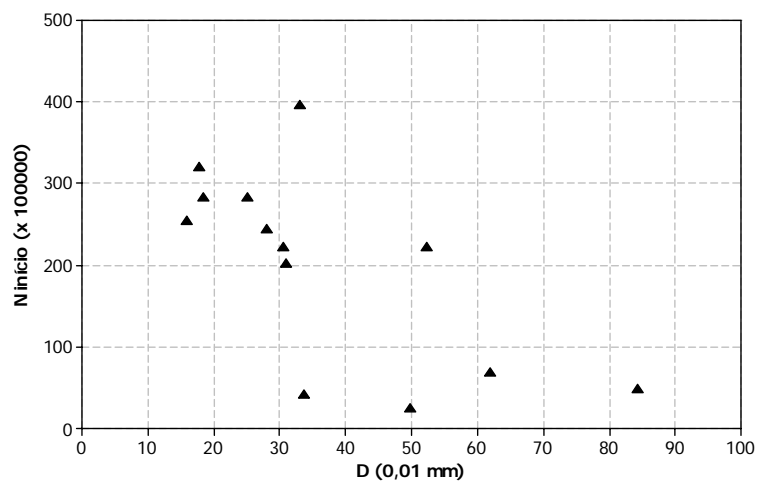


Fig.4.32 – Tráfego no surgimento do trincamento superficial por deflexão.

4.5.2 EVOLUÇÃO DO TRINCAMENTO

As Figuras 4.33 e 4.34 apresentam a evolução da porcentagem de área de trincamento nas faixas de rolamento da direita nas seções monitoradas em função do número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN (critério do DNER). Segundo as figuras, as seções em sentido Rodovia dos Imigrantes apresentaram áreas comprometidas com o trincamento superficial superiores que as em sentido Marginal Pinheiros.

De todas as seções analisadas, as Seções S1, S2 e S3 foram as que apresentaram as piores condições, onde mais de 60% da área de cada seção estava com presença de trincamento. Como o reforço tem seu desempenho marcado pelas fraquezas estruturais do pavimento antigo subjacente, percebe-se na Figura 4.29 que antes da restauração os pavimentos destas seções apresentavam mais de 45% da área com manifestações do defeito, e receberam camadas delgadas de reforço, entre 5 a 8 cm de concreto asfáltico. O fenômeno de reflexão de trincas pode ter ocorrido nestas seções.

Segundo a Figura 4.35, do total de defeitos registrados em todos os levantamentos, as seções em sentido Rodovia dos Imigrantes foram as mais afetadas. Em sentido Marginal Pinheiros, os primeiros registros de defeitos só ocorreram após o quinto levantamento, com um tráfego atuante de 2×10^7 eixos-padrão.

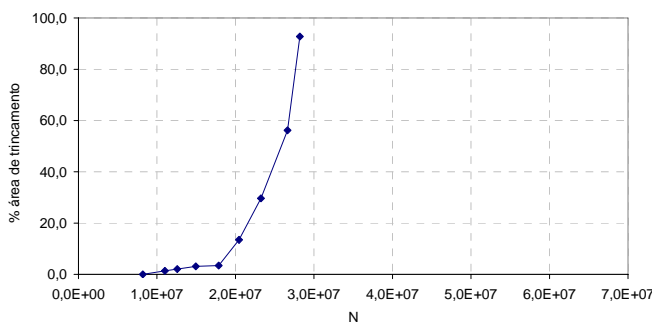
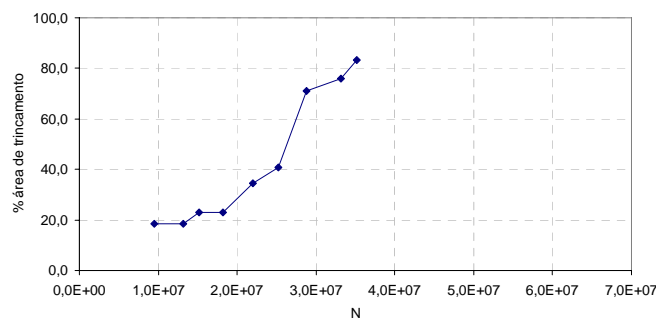
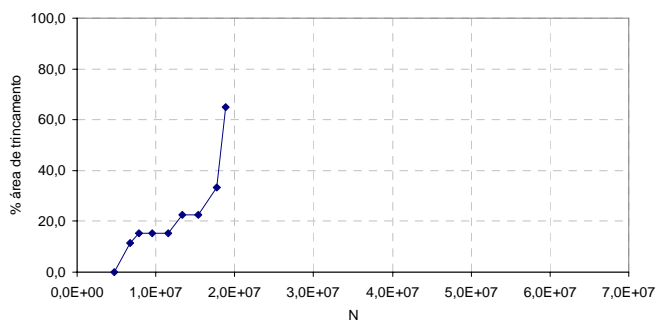
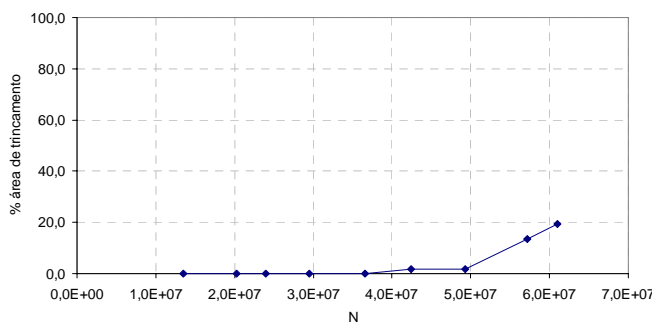
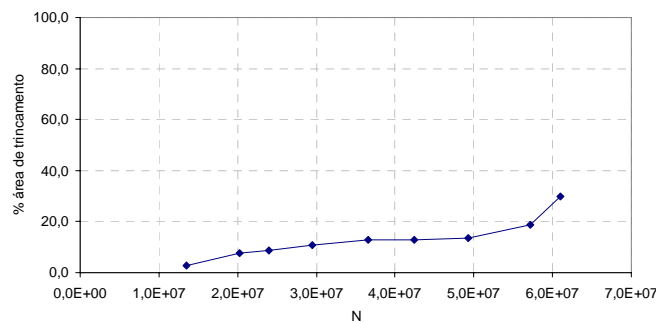
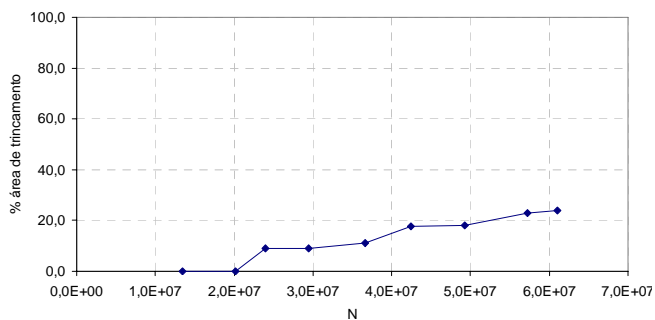
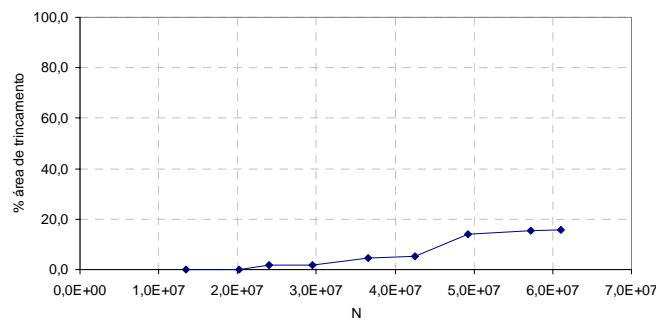
(a) Seção S1 ($h_{ref} = 5$ cm).(b) Seção S2 ($h_{ref} = 8$ cm).(c) Seção S3 ($h_{ref} = 8$ cm).(d) Seção S5 ($h_{ref} = 15$ cm).(e) Seção S5b ($h_{ref} = 15$ cm).(f) Seção S6 ($h_{ref} = 22$ cm).(g) Seção S6b ($h_{ref} = 22$ cm).

Fig.4.33 – Evolução do trincamento nas seções em sentido Rodovia dos Imigrantes (escala vertical de 0 a 100%).

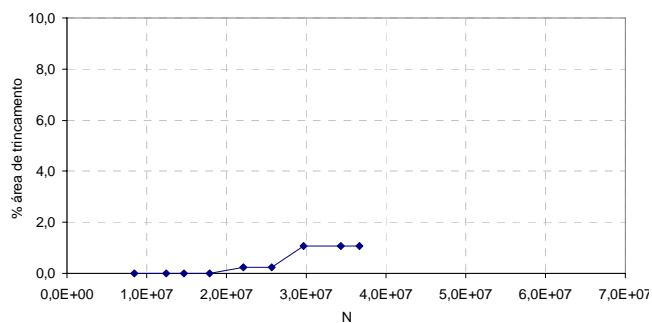
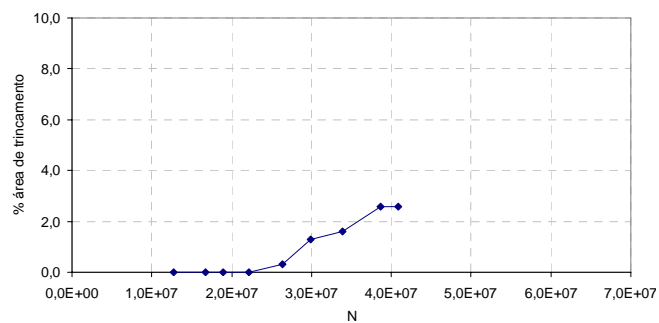
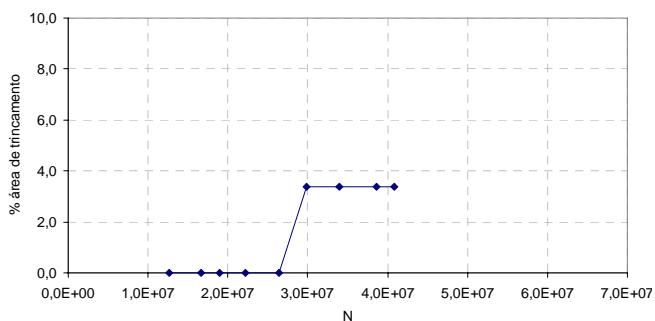
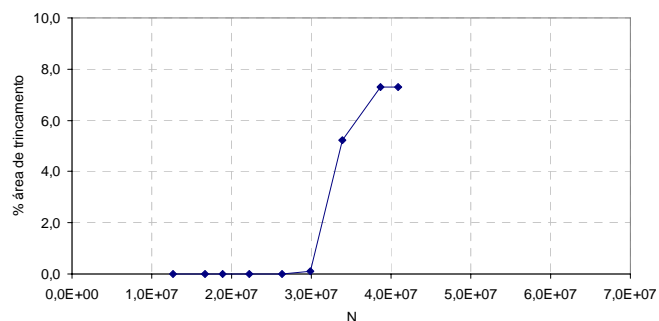
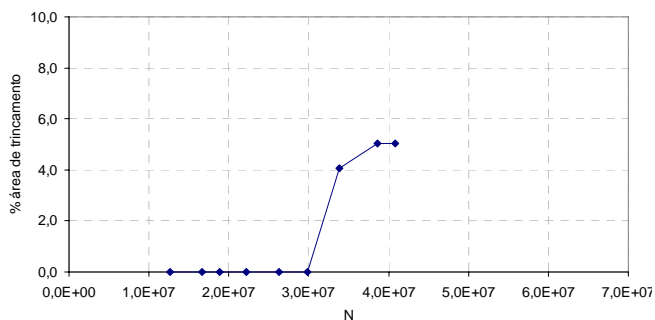
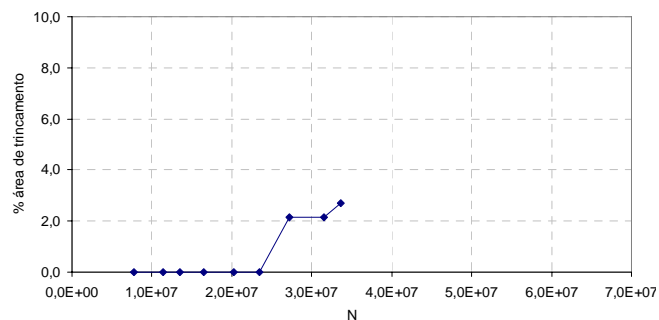
(h) Seção S7 ($h_{ref} = 15$ cm).(i) Seção S7B ($h_{ref} = 5$ cm).(j) Seção S7Bb ($h_{ref} = 5$ cm).(l) Seção S7Bc ($h_{ref} = 5$ cm).(m) Seção S7Bd ($h_{ref} = 5$ cm).(n) Seção S9 ($h_{ref} = 5$ cm).

Fig.4.34 – Evolução do trincamento nas seções em sentido Marginal Pinheiros (escala vertical de 0 a 10%).

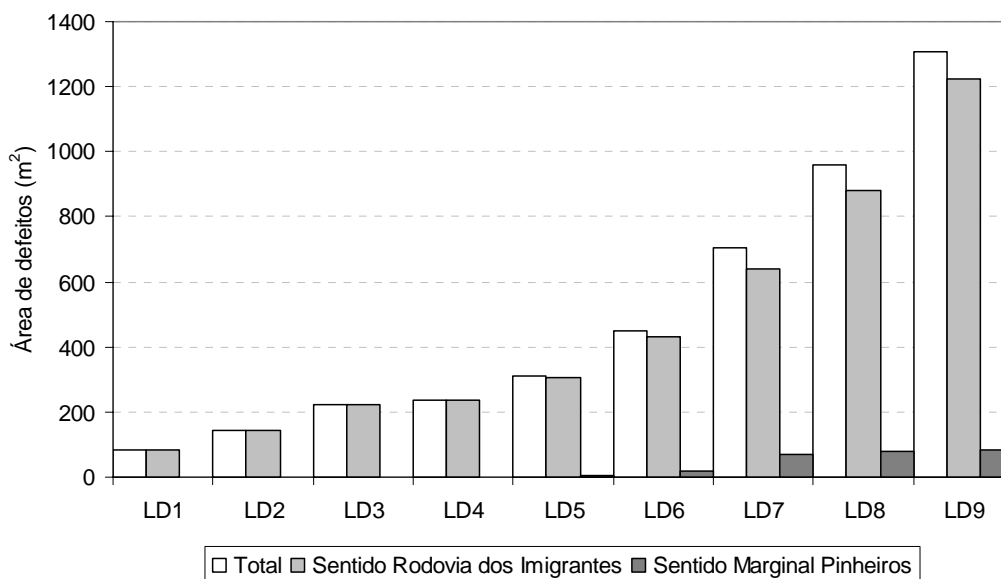


Fig.4.35 – Quantidade total de defeitos superficiais por levantamento.

A Figura 4.36 apresenta o histograma dos dados de trincamento junto com o ajuste da função densidade probabilidade. Conforme o gráfico, a distribuição não foi normal apresentando uma simetria a direita. A média de porcentagem de trincamento na ordem de 7,9%.

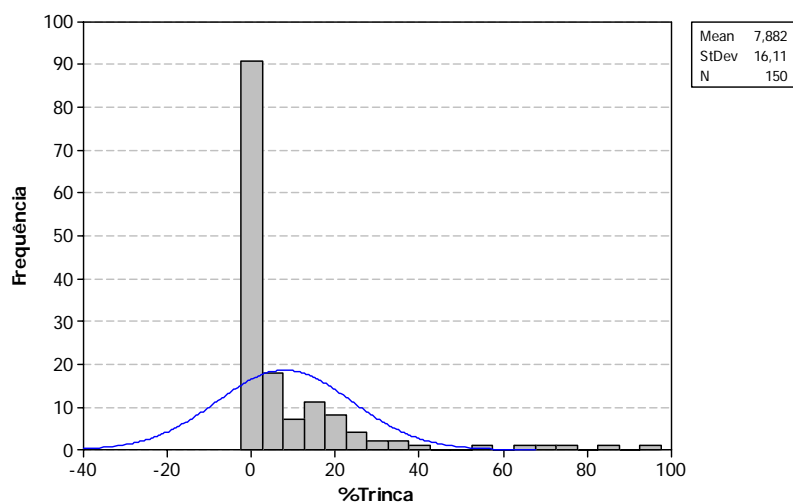


Fig.4.36 – Gráfico de distribuição de probabilidade da porcentagem da área de trincamento.

A Figura 4.37 mostra a relação da porcentagem de área de trincamento com o tráfego. Houve aumento na área de trincamento com o tráfego, porém, um grupo de seções, para um mesmo volume de tráfego, apresentou um aumento mais acentuado na quantidade do defeito.

Levando em consideração o tempo transcorrido desde a restauração, conforme a Figura 4.38, após três anos de monitoramento, em diversas seções a área tomada por trincamento atingiu percentuais próximos a 100%.

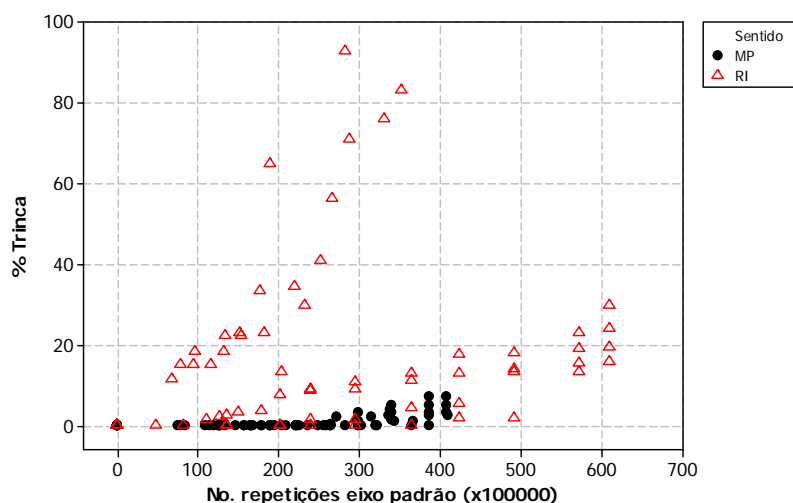


Fig.4.37 – Variação da porcentagem de trincamento com o tráfego.

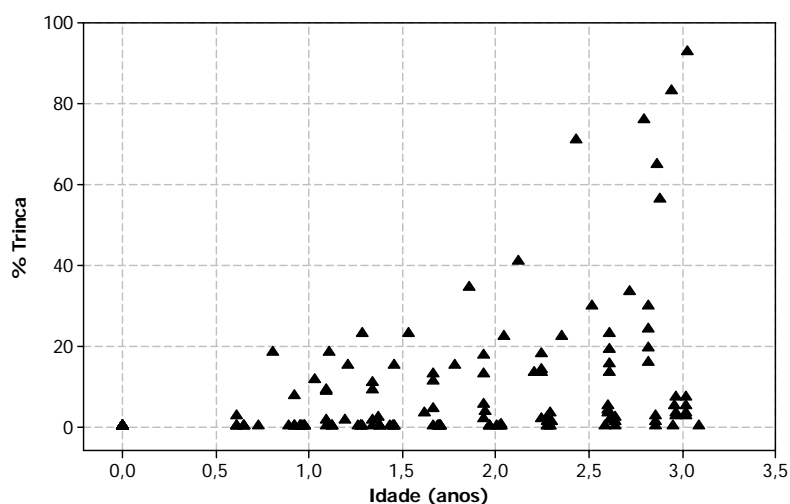


Fig.4.38 – Variação da porcentagem de trincamento com a idade.

Dividindo estas seções segundo a geometria vertical da avenida, a Figura 4.39 mostra que seções em nível e em aclive apresentaram um aumento mais acentuado na quantidade de trincamento que as localizadas em declive. Constatou-se que a variabilidade da porcentagem de trincamento nas seções em nível foi muito superior das observadas no restante dos trechos.

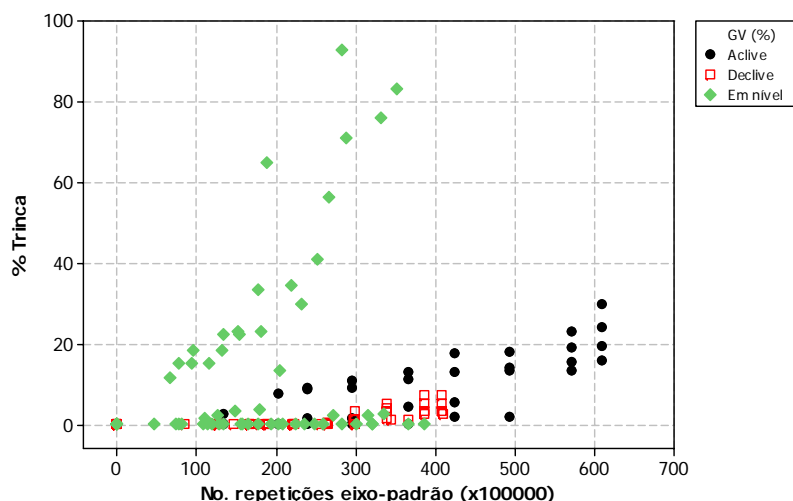


Fig.4.39 – Variação da porcentagem da área de trincamento em função da geometria vertical.

Avaliando a influência da espessura de camada de reforço na evolução do trincamento, percebe-se pela Figura 4.40 que quanto menor foi a espessura aplicada, mais rápido foi a degradação da superfície.

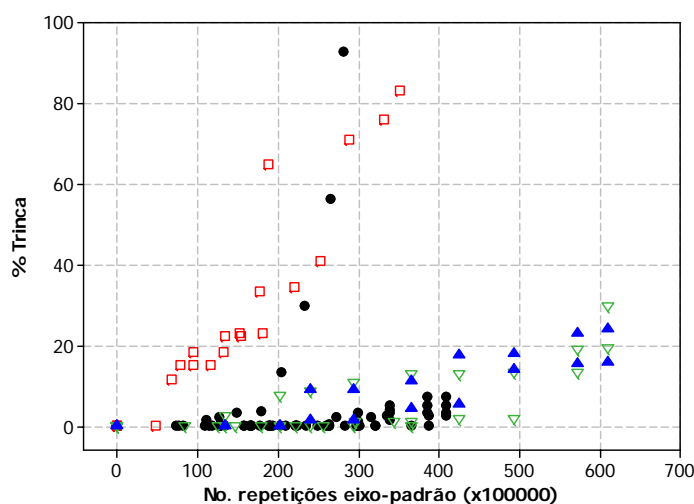


Fig.4.40 – Variação da porcentagem da área de trincamento em função da espessura da camada de reforço.

Segundo a Figura 4.41, em subleitos lateríticos, a quantidade e a taxa de crescimento do trincamento foram inferiores que em subleitos não lateríticos. Para um tráfego de aproximadamente 3×10^7 eixos-padrão, seções sobre subleitos lateríticos apresentaram quantidade de trincamento inferior que algumas seções sobre subleitos não lateríticos, o que corrobora o fato de subleitos menos resilientes garantirem melhor desempenho a fadiga para misturas asfálticas em pavimentos flexíveis.

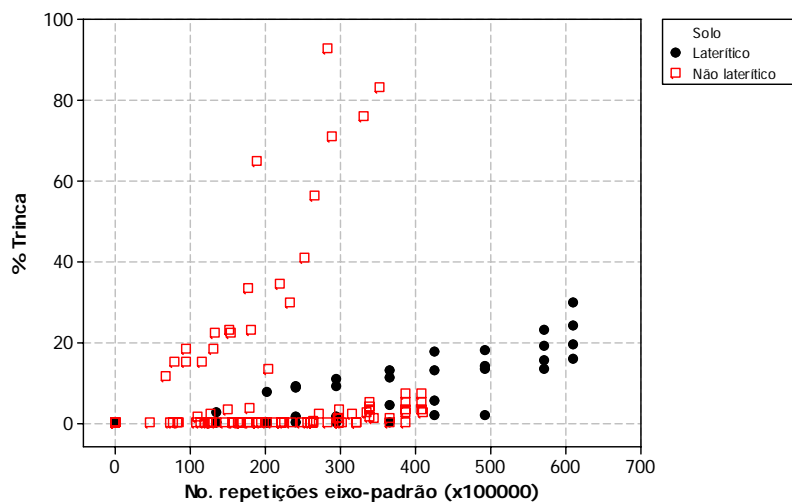


Fig.4.41 – Variação da porcentagem de trincamento em função do tipo de solo do sub-leito.

A Figura 4.42 mostra a influência da época de início do trincamento na evolução do defeito nas seções onde o trincamento já era presente para um tráfego inferior a 5×10^6 eixos-padrão. O aumento na área afetada foi mais acentuado. Confirmando pesquisas anteriores (Queiroz, 1981), a observação dos dados demonstrou que após o aparecimento do trincamento, o processo de deterioração é relativamente rápido.

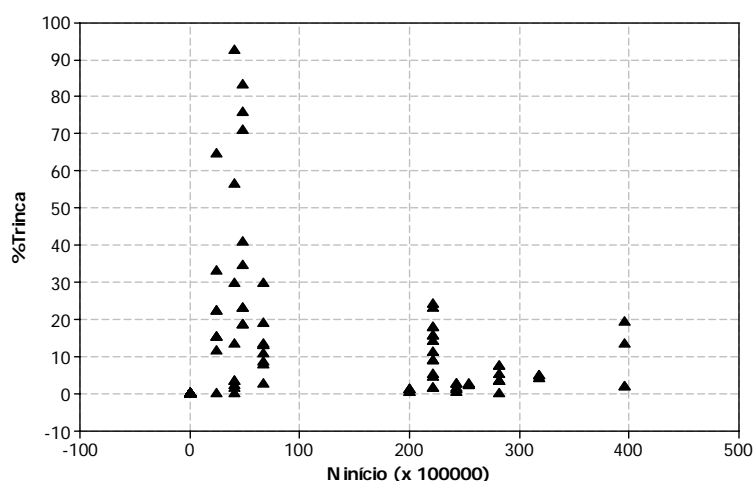


Fig.4.42 – Porcentagem da área de trincamento em função da época de início do defeito.

Segundo a Figura 4.43, a porcentagem da área de trincamento não apresentou relação com a deflexão determinada pelo FWD após a restauração. Para uma deflexão de, aproximadamente, 0,33 mm, a porcentagem variou desde 0% até 93%.

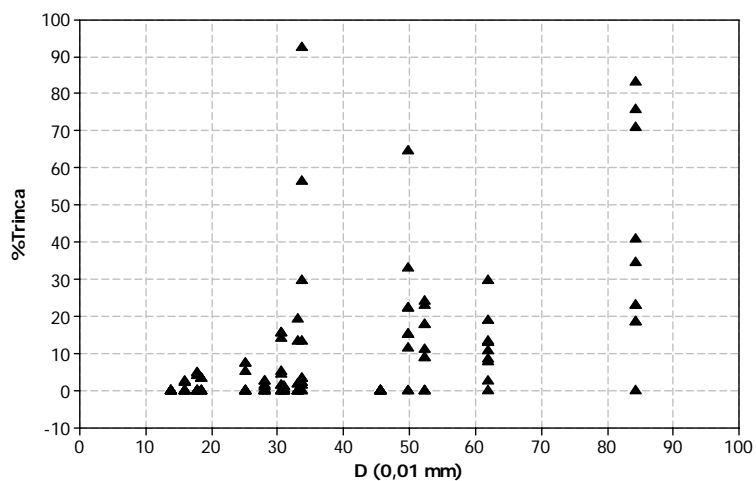


Fig.4.43 – Porcentagem da área de trincamento em função da deflexão.

Segundo a Figura 4.44, ocasionalmente seções com menor valor de SNC apresentaram o aumento mais acelerado na quantidade de trincamento, porém, quanto maior o SNC menor foi a quantidade final do defeito sobre as superfícies monitoradas. Nos trechos com $SNC > 6,0$, a porcentagem de trincamento foi inferior a 10%.

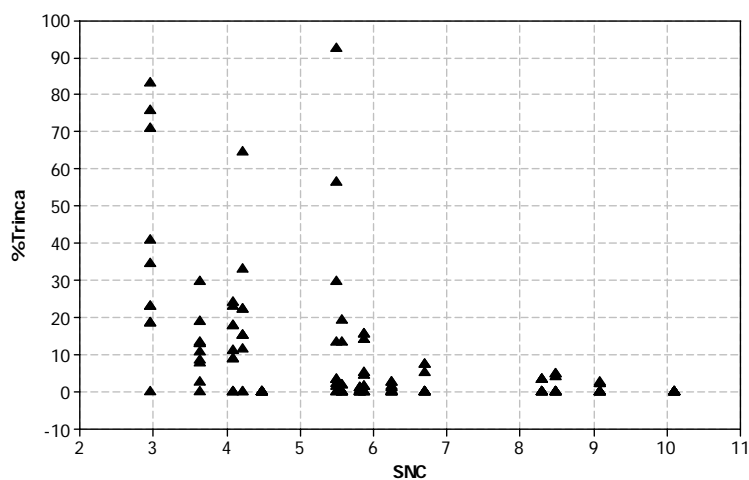


Fig.4.44 – Porcentagem da área de trincamento em função do número estrutural corrigido.

4.6 CONSIDERAÇÕES RELEVANTES

As sondagens rotativas executadas nas seções confirmaram as estruturas dos pavimentos apresentados em projetos anteriores da Avenida dos Bandeirantes. Na maioria das seções, a restauração envolveu a fresagem de parte da camada betuminosa. Pelas espessuras de reforços executadas, conclui-se que as condições da pista em sentido Rodovia dos Imigrantes eram as mais críticas em todas as seções em questão.

No estudo de tráfego verificou-se que, na maior parte dos locais, a faixa mais solicitada pelos veículos pesados foi a central direita. Entre um levantamento e outro, houve um fluxo médio de 4×10^6 de eixos-padrão. Os valores de N comprovaram que o tráfego solicitante na Avenida dos Bandeirantes é do tipo pesado e intenso, atípico de muitas vias urbanas existentes, com carregamento maior que a maioria das rodovias federais e estaduais no país.

A restauração aplicada restituiu a qualidade de rolamento dos pavimentos da avenida onde houve uma melhora considerável na superfície de todas as seções. Após a restauração, a média da irregularidade ficou entre 2 a 2,7 m/km IRI. Os dados de redução da irregularidade após o recapeamento apresentaram uma distribuição normal, com média de redução na ordem 5,5 m/km IRI.

O decréscimo na irregularidade apresentou uma relação linear com as condições existentes antes da restauração, e este decréscimo esteve em torno de 2 m/km IRI. Os dados mostraram que a espessura da camada de reforço usada nas seções teve influência sobre esta redução, ou seja, quanto maior a espessura, maior foi a redução dos valores de IRI.

Para avaliar a evolução da irregularidade, fez-se a eliminação de dados de algumas seções com base em alguns critérios. Dos 248 valores de IRI restantes, a distribuição não foi normal, apresentando uma assimetria à direita. Quando separados por faixa de rolamento, em ambos os sentidos da avenida, a faixa da direita apresentou maior variabilidade de irregularidade.

Relacionando os valores de IRI com o tráfego atuante, os dados mostraram uma relação não linear. A média de aumento entre um levantamento e outro foi de 0,5 m/km IRI, sendo este valor considerado crítico no que diz respeito aos acréscimos acelerados nas irregularidades de todas as seções.

A irregularidade foi relacionada com alguns fatores considerados capazes de influir na deterioração dos pavimentos para investigar a influência destes no desempenho dos pavimentos das seções monitoradas. Verificou-se que:

- Quanto a geometria da avenida, todas as seções retas e em nível apresentaram comportamento bastante heterogêneo, e as seções em curvas a direita e em acive mantiveram-se regulares por mais tempo.
- Existiu uma tendência na diminuição da variação do IRI com o aumento da espessura. Os pavimentos mais espessos obtiveram menor desenvolvimento de irregularidade.
- Os pavimentos construídos sobre solos lateríticos apresentaram comportamento mais homogêneo, apesar de se manifestar nos bombeamentos observados nas seções bastante deterioradas.
- Tanto a deflexão determinada pelo FWD, como o número estrutural corrigido calculado através da Equação (3.1) não apresentaram correlações com a irregularidade; porém, quando interagidos com o tráfego, houve um aumento acentuado na irregularidade nas seções onde estas interações foram menores.
- A irregularidade não foi sensível à área de trincamento apresentada sobre as seções; no entanto, quando se analisou a irregularidade em seções com presença ou não do defeito, os valores de IRI foram bastante sensíveis.

Os levantamentos das condições dos pavimentos proporcionaram informações quantitativas sobre o trincamento superficial das seções monitoradas. A observação dos dados demonstrou que o trincamento surgiu primeiro em seções localizadas em sentido Rodovia dos Imigrantes, após um tráfego de aproximadamente 7×10^6 eixos-padrão. No entanto, até o final desta pesquisa, duas seções em sentido Marginal Pinheiros ainda não apresentavam o defeito.

A observação contínua dos dados mostrou que as seções em sentido Rodovia dos Imigrantes apresentaram áreas comprometidas com o trincamento superficial superiores que as em sentido Marginal Pinheiros. Nas seções com as piores condições pode ter ocorrido o fenômeno de reflexão de trincas. Todos os dados coletados apresentaram uma distribuição não normal.

Houve aumento na área de trincamento com o tráfego, porém, um grupo de seções, para um mesmo volume de tráfego, apresentou um aumento mais acentuado na quantidade do defeito.

O trincamento foi relacionado com alguns fatores para investigar a influência destes no desempenho dos pavimentos das seções monitoradas. Verificou-se que:

- Seções em nível e em aclive apresentaram o aumento mais acentuado na quantidade de trincamento que as às localizadas em declive, e a variabilidade da porcentagem de trincamento nas seções em nível foi muito superior em relação às restantes.
- Quanto menor foi a espessura aplicada, mais rápido foi a degradação da superfície.
- Sobre subleitos lateríticos, a quantidade e a taxa de crescimento do trincamento foram inferiores que em subleitos não lateríticos.
- Para os dados analisados, a porcentagem da área de trincamento apresentou relação com a deflexão determinada pelo FWD após a restauração.
- Seções com menor valor de SNC apresentaram o aumento mais acelerado na quantidade de trincamento, porém, quanto maior o SNC menor foi a quantidade final do defeito sobre as superfícies monitoradas.

As Tabelas 4.3 a 4.17 apresentam um resumo dos parâmetros levados em consideração na avaliação das seções e no desenvolvimento dos modelos de previsão de desempenho dos pavimentos da Avenida dos Bandeirantes.

Tabela 4.3 – Condições da Seção S1.

Sentido	Rodovia dos Imigrantes			
	FD		FCD	
Faixa	FD		FCD	
Estaca	Inicial: 14+0,0	Final: 19+0,0	Inicial: 14+0,0	Final: 19+0,0
Geometria	Horizontal: reta	Vertical: em nível	Horizontal: reta	Vertical: em nível
Estrutura	Camada betuminosa = 55 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NS'		Camada betuminosa = 55 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NS'	
Restauração	1992	2002 (Abril)	1992	2002 (Abril)
	Fresa = 8 cm Binder = 5 cm CBUQ = 4 cm	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm	Fresa = 8 cm Binder = 5 cm CBUQ = 4 cm	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	IGG = 148,9	-	IGG = 573,3	-
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço (Junho)	Antes reforço	Após reforço (Junho)
	IRI = 7,1 m/km	IRI = 2,03 m/km	IRI = 5,5 m/km	IRI = 2,2 m/km
	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	D = 0,16 mm	D = 0,34 mm	D = 0,20 mm	D = 0,34 mm
Avaliação estrutural (FWD)	Módulo: Camada betuminosa = 2240 MPa Camada granular = 105 MPa Reforço = 72 MPa Sub-leito = 148 MPa		Módulo: Camada betuminosa = 1733 MPa Camada granular = 102 MPa Reforço = 32 MPa Sub-leito = 106 MPa	
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 10%		CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 10%	
	SNC = 9,09	SNP = 5,49	SNC = 7,82	SNC = 5,49

Tabela 4.4 – Condições da Seção S2.

Sentido	Rodovia dos Imigrantes			
	FD		FCD	
Faixa	FD		FCD	
Estaca	Inicial: 47+0,0	Final: 52+0,0	Inicial: 47+0,0	Final: 52+0,0
Geometria	Horizontal: reta	Vertical: em nível	Horizontal: reta	Vertical: em nível
Estrutura	Camada betuminosa = 30 cm Camada granular = 40 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'		Camada betuminosa = 30 cm Camada granular = 40 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'	
Restauração	1992	2002 (Junho)	1992	2002 (Junho)
	Fresa = 8 cm Binder = 5 cm CBUQ = 5 cm	Fresa = 8 cm Reforço = 8 cm	Fresa = 8 cm Binder = 5 cm CBUQ = 5 cm	Fresa = 15 cm Reforço = 15 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	IGG = 30	-	IGG = 50	-
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço (Junho)	Antes reforço	Após reforço (Junho)
	IRI = 9,3 m/km	IRI = 2,22 m/km	IRI = 10,4 m/km	IRI = 1,92 m/km
	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	D = 0,32 mm	D = 0,84 mm	D = 0,33 mm	-
Avaliação estrutural (FWD)	Módulo: Camada betuminosa = 2342 MPa Camada granular = 104 MPa Reforço = 28 MPa Sub-leito = 91 MPa		Módulo: Camada betuminosa = 1369 MPa Camada granular = 219 MPa Reforço = 64 MPa Sub-leito = 166 MPa	
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 5%		CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 5%	
	SNC = 5,69	SNP = 2,96	SNC = 5,57	-

Tabela 4.5 – Condições da Seção S3.

Sentido	Rodovia dos Imigrantes			
	FD		FCD	
Faixa	FD		FCD	
Estaca	Inicial: 85+0,0	Final: 90+0,0	Inicial: 85+0,0	Final: 90+0,0
Geometria	Horizontal: reta	Vertical: em nível	Horizontal: reta	Vertical: em nível
Estrutura	Camada betuminosa = 30 cm Camada granular = 40 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'		Camada betuminosa = 30 cm Camada granular = 40 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'	
	1992	2002 (Junho)	1992	2002 (Junho)
Restauração	CBUQ = 15 cm BGTC = 25 cm MH = 15 cm Refç = 45 cm	Fresa = 8 cm Reforço = 8 cm	CBUQ = 15 cm BGTC = 25 cm MH = 15 cm Refç = 45 cm	Fresa = 15 cm Reforço = 15 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço IGG = 80	Após reforço -	Antes reforço IGG = 63,3	Após reforço -
Avaliação da irregularidade	Antes reforço IRI = 4,4 m/km	Após reforço (Junho) IRI = 2,33 m/km	Antes reforço IRI = 8,3 m/km	Após reforço (Junho) IRI = 2,02 m/km
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço D = 0,33 mm Módulo: Camada betuminosa = 1001 MPa Camada granular = 311 MPa Reforço = 47 MPa Sub-leito = 183 MPa	Após reforço D = 0,5 mm	Antes reforço D = 0,41 mm Módulo: Camada betuminosa = 876 MPa Camada granular = 200 MPa Reforço = 50 MPa Sub-leito = 151 MPa	Após reforço -
Avaliação da resistência	Antes reforço CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 5% SNC = 5,57	Após reforço SNP = 4,22	Antes reforço CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 5% SNC = 4,81	Após reforço -

Tabela 4.6 – Condições da Seção S5.

Sentido	Rodovia dos Imigrantes			
	FD		FCD	
Faixa	FD		FCD	
Estaca	Inicial: 150+0,0	Final: 155+0,0	Inicial: 150+0,0	Final: 155+0,0
Geometria	Horizontal: reta	Vertical: +2,8%	Horizontal: reta	Vertical: +2,8%
Estrutura	Camada betuminosa = 21 cm Camada granular = 30 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = LG'		Camada betuminosa = 21 cm Camada granular = 30 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = LG'	
	1992	2002 (Julho)	1992	2002 (Julho)
Restauração	Fresa = 10 cm CBUQ = 10 cm	Fresa = 15 cm Reforço = 15 cm	Fresa = 10 cm CBUQ = 10 cm	Fresa = 10 cm Reforço = 10 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço IGG = 80	Após reforço -	Antes reforço IGG = 150	Após reforço -
Avaliação da irregularidade	Antes reforço IRI = 8,9 m/km	Após reforço (Julho) IRI = 2,42 m/km	Antes reforço IRI = 10,5 m/km	Após reforço (Julho) IRI = 2,06 m/km
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço D = 0,54 mm Módulo: Camada betuminosa = 442 MPa Camada granular = 213 MPa Reforço = 143 MPa Sub-leito = 300 MPa	Após reforço D = 0,33 mm	Antes reforço D = 0,35 mm Módulo: Camada betuminosa = 831 MPa Camada granular = 356 MPa Reforço = 52 MPa Sub-leito = 233 MPa	Após reforço -
Avaliação da resistência	Antes reforço CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 10% SNC = 4,00	Após reforço SNP = 5,57	Antes reforço CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 10% SNC = 5,36	Após reforço -

Tabela 4.7 – Condições da Seção S5b.

Sentido	Rodovia dos Imigrantes			
	FD		FCD	
Faixa				
Estaca	Inicial: 155+0,0	Final: 160+0,0	Inicial: 155+0,0	Final: 160+0,0
Geometria	Horizontal: reta	Vertical: +4,2%	Horizontal: reta	Vertical: +4,2%
Estrutura	Camada betuminosa = 21 cm Camada granular = 30 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = LG'		Camada betuminosa = 21 cm Camada granular = 30 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = LG'	
	1992	2002 (Julho)	1992	2002 (Julho)
Restauração	Fresa = 10 cm CBUQ = 10 cm	Fresa = 15 cm Reforço = 15 cm	Fresa = 10 cm CBUQ = 10 cm	Fresa = 15 cm Reforço = 15 cm
	Antes reforço IGG = 113,3	Após reforço -	Antes reforço IGG = 146,7	Após reforço -
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço (Julho)	Antes reforço	Após reforço (Julho)
	IRI = 9,5 m/km	IRI = 2,03 m/km	IRI = 8,0 m/km	IRI = 1,73 m/km
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço D = 0,52 mm	Após reforço D = 0,62 mm	Antes reforço D = 0,39 mm	Após reforço D = 0,62 mm
	Módulo: Camada betuminosa = 673 MPa Camada granular = 107 MPa Reforço = 85 MPa Sub-leito = 101 MPa		Módulo: Camada betuminosa = 1455 MPa Camada granular = 685 MPa Reforço = 199 MPa Sub-leito = 132 MPa	
	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 10%		CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 10%	
Avaliação da resistência	SNC = 4,10	SNP = 3,64	SNC = 4,98	SNP = 3,64

Tabela 4.8 – Condições da Seção S6.

Sentido	Rodovia dos Imigrantes			
	FD		FCD	
Faixa				
Estaca	Inicial: 160+0,0	Final: 165+0,0	Inicial: 160+0,0	Final: 165+0,0
Geometria	Horizontal: direita	Vertical: +5%	Horizontal: direita	Vertical: +5%
Estrutura	Camada betuminosa = 22 cm Camada granular = 20 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = LG'		Camada betuminosa = 22 cm Camada granular = 20 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = LG'	
	1992	2002 (Julho)	1992	2002 (Julho)
Restauração	Fresa = 10 cm CBUQ = 10 cm	Fresa = 22 cm Reforço = 22 cm	Fresa = 10 cm CBUQ = 10 cm	Fresa = 15 cm Reforço = 15 cm
	Antes reforço IGG = 30	Após reforço -	Antes reforço IGG = 236,7	Após reforço -
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço (Julho)	Antes reforço	Após reforço (Julho)
	IRI = 10,2 m/km	IRI = 1,78 m/km	IRI = 10,1 m/km	IRI = 1,79 m/km
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço D = 0,30 mm	Após reforço D = 0,52 mm	Antes reforço D = 0,23 mm	Após reforço -
	Módulo: Camada betuminosa = 2241 MPa Camada granular = 208 MPa Reforço = 31 MPa Sub-leito = 190 MPa		Módulo: Camada betuminosa = 2718 MPa Camada granular = 604 MPa Reforço = 201 MPa Sub-leito = 172 MPa	
	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 10%		CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 10%	
Avaliação da resistência	SNC = 5,94	SNP = 4,08	SNC = 7,11	-

Tabela 4.9 – Condições da Seção S6b.

Sentido	Rodovia dos Imigrantes			
	Faixa	FD		FCD
Estaca	Inicial: 165+0,0	Final: 170+0,0		Inicial: 165+0,0 Final: 170+0,0
Geometria	Horizontal: reta	Vertical: +6,3%		Horizontal: reta Vertical: +6,3%
Estrutura	Camada betuminosa = 22 cm Camada granular = 20 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = LG'		Camada betuminosa = 22 cm Camada granular = 20 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = LG'	
	1992	2002 (Julho)		1992 2002 (Julho)
Restauração	Fresa = 10 cm CBUQ = 10 cm	Fresa = 22 cm Reforço = 22 cm	Fresa = 10 cm CBUQ = 10 cm	Fresa = 15 cm Reforço = 15 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	-	-	-	-
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço (Julho)	Antes reforço	Após reforço (Julho)
	-	IRI = 1,96 m/km	-	IRI = 1,9 m/km
	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	D = 0,53 mm	D = 0,31 mm	D = 0,20 mm	-
Avaliação estrutural (FWD)	Módulo: Camada betuminosa = 740 MPa Camada granular = 160 MPa Reforço = 65 MPa Sub-leito = 208 MPa		Módulo: Camada betumin. = 12000 MPa Camada granular = 105 MPa Reforço = 47 MPa Sub-leito = 65 MPa	
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 10%		CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 10%	
	SNC = 5,94	SNP = 5,87	SNC = 7,82	-

Tabela 4.10 – Condições da Seção S7.

Sentido	Marginal Pinheiros			
	Faixa	FD		FCD
Estaca	Inicial: 134+0,0	Final: 129+0,0		Inicial: 134+0,0 Final: 129+0,0
Geometria	Horizontal: reta	Vertical: - 2,3%		Horizontal: reta Vertical: -2,3%
Estrutura	Camada betuminosa = 28 cm Camada granular = 30 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'		Camada betuminosa = 28 cm Camada granular = 30 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'	
	1992	2002 (Julho)		1992 2002 (Julho)
Restauração	Fresa = 6 cm CBUQ = 10 cm	Fresa = 15 cm Reforço = 15 cm	Fresa = 6 cm CBUQ = 10 cm	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	IGG = 16,7	-	IGG = 84,3	-
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço (Julho)
	IRI = 6,06 m/km	IRI = 2,63	IRI = 2,42 m/km	IRI = 1,90 m/km
	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	D = 0,43 mm	D = 0,31 mm	D = 0,18 mm	-
Avaliação estrutural (FWD)	Módulo: Camada betumin. = 947 MPa Camada granular = 245 MPa Reforço = 93 MPa Sub-leito = 354 MPa		Módulo: Camada betuminosa = 2361 MPa Camada granular = 476 MPa Reforço = 26 MPa Sub-leito = 444 MPa	
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 5%		CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 5%	
	SNC = 4,66	SNP = 5,82	SNC = 8,40	-

Tabela 4.11 – Condições da Seção S7B.

Sentido	Marginal Pinheiros			
	FD		FCD	
Faixa	FD		FCD	
Estaca	Inicial: 124+0,0	Final: 119+0,0	Inicial: 124+0,0	Final: 119+0,0
Geometria	Horizontal: Esquerda	Vertical: -2,3%	Horizontal: esquerda	Vertical: -2,3%
Estrutura	Camada betuminosa = 29 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'		Camada betuminosa = 29 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'	
Restauração	1992	2002 (Março)	1992	2002 (Março)
	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	IGG = 24,9	-	IGG = 199,2	-
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço (Maio)	Antes reforço	Após reforço (Maio)
	-	IRI = 3,62 m/km	-	IRI = 2,22 m/km
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	D = 0,21 mm	D = 0,28 mm	D = 0,27 mm	D = 0,28 mm
	Módulo: Camada betuminosa = 2185 MPa Camada granular = 1030 MPa Reforço = 180 MPa Sub-leito = 214 MPa		Módulo: Camada betuminosa = 1777 MPa Camada granular = 547 MPa Reforço = 113 MPa Sub-leito = 180 MPa	
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20%		CBR _{sub-base} = 20%	
	CBR _{sub-leito} = 5%		CBR _{sub-leito} = 5%	
	SNC = 7,56	SNP = 6,24	SNC = 6,36	SNP = 6,24

Tabela 4.12 – Condições da Seção S7Bb.

Sentido	Marginal Pinheiros			
	FD		FCD	
Faixa	FD		FCD	
Estaca	Inicial: 119+0,0	Final: 114+0,0	Inicial: 119+0,0	Final: 114+0,0
Geometria	Horizontal: Esquerda	Vertical: -1,6%	Horizontal: esquerda	Vertical: -1,6%
Estrutura	Camada betuminosa = 29 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'		Camada betuminosa = 29 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'	
Restauração	1992	2002 (Março)	1992	2002 (Março)
	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	IGG = 21,8	-	IGG = 99,9	-
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço (Maio)	Antes reforço	Após reforço (Maio)
	-	IRI = 2,58 m/km	-	IRI = 2,25 m/km
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	D = 0,19 mm	D = 0,18 mm	D = 0,22 mm	D = 0,18 mm
	Módulo: Camada betuminosa = 3096 MPa Camada granular = 323 MPa Reforço = 29 MPa Sub-leito = 246 MPa		Módulo: Camada betuminosa = 2610 MPa Camada granular = 298 MPa Reforço = 27 MPa Sub-leito = 218 MPa	
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20%		CBR _{sub-base} = 20%	
	CBR _{sub-leito} = 5%		CBR _{sub-leito} = 5%	
	SNC = 8,09	SNP = 8,29	SNC = 7,33	SNP = 8,29

Tabela 4.13 – Condições da Seção S7Bc.

Sentido	Marginal Pinheiros			
	FD		FCD	
Faixa				
Estaca	Inicial: 114+0,0	Final: 109+0,0	Inicial: 114+0,0	Final: 109+0,0
Geometria	Horizontal: Esquerda	Vertical: -1,6%	Horizontal: esquerda	Vertical: -1,6%
Estrutura	Camada betuminosa = 29 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'		Camada betuminosa = 29 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'	
Restauração	1992	2002 (Março)	1992	2002 (Março)
	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	IGG = 20	-	IGG = 212,2	-
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço (Maio)	Antes reforço	Após reforço (Maio)
	-	IRI = 2,12 m/km	-	IRI = 2,24 m/km
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	D = 0,21 mm	D = 0,25 mm	D = 0,24 mm	D = 0,25 mm
	Módulo: Camada betuminosa = 12000 MPa Camada granular = 208 MPa Reforço = 50 MPa Sub-leito = 179 MPa	Módulo: Camada betuminosa = 2283 MPa Camada granular = 356 MPa Reforço = 87 MPa Sub-leito = 197 MPa		
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 5%		CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 5%	
	SNC = 7,56	SNP = 6,69	SNC = 6,72	SNP = 6,69

Tabela 4.14 – Condições da Seção S7Bd.

Sentido	Marginal Pinheiros			
	FD		FCD	
Faixa				
Estaca	Inicial: 109+0,0	Final: 104+0,0	Inicial: 109+0,0	Final: 104+0,0
Geometria	Horizontal: Esquerda	Vertical: -1,6%	Horizontal: esquerda	Vertical: -1,6%
Estrutura	Camada betuminosa = 29 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'		Camada betuminosa = 29 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'	
Restauração	1992	2002 (Março)	1992	2002 (Março)
	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	IGG = 20,8	-	IGG = 88,5	-
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço (Maio)	Antes reforço	Após reforço (Maio)
	-	IRI = 2,3 m/km	-	IRI = 2,69 m/km
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	D = 0,25 mm	D = 0,17 mm	D = 0,18 mm	D = 0,17 mm
	Módulo: Camada betuminosa = 1597 MPa Camada granular = 2173 MPa Reforço = 390 MPa Sub-leito = 178 MPa	Módulo: Camada betuminosa = 12000 MPa Camada granular = 266 MPa Reforço = 61 MPa Sub-leito = 226 MPa		
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 5%		CBR _{sub-base} = 20% CBR _{sub-leito} = 5%	
	SNC = 6,23	SNP = 8,49	SNC = 7,11	SNP = 8,49

Tabela 4.15 – Condições da Seção S8.

Sentido	Marginal Pinheiros			
	FD		FCD	
Faixa	FD		FCD	
Estaca	Inicial: 69+0,0	Final: 64+0,0	Inicial: 69+0,0	Final: 64+0,0
Geometria	Horizontal: reta	Vertical: nível	Horizontal: reta	Vertical: nível
Estrutura	Camada betuminosa = 29 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'		Camada betuminosa = 29 cm Camada granular = 15 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'	
Restauração	1992	2002 (Julho)	1992	2002 (Julho)
	CBUQ = 4 cm	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm	CBUQ = 4 cm	Fresa = 10 cm Reforço = 10 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	IGG = 155,5	-	IGG = 209,5	-
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço (Julho)	Antes reforço	Após reforço (Julho)
	IRI = 9,3 m/km	IRI = 5,54 m/km	IRI = 7,17 m/km	IRI = 2,75 m/km
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	D = 0,47 mm	D = 0,46 mm	D = 0,36 mm	-
	Módulo: Camada betuminosa = 1130 MPa Camada granular = 129 MPa Reforço = 28 MPa Sub-leito = 231 MPa		Módulo: Camada betuminosa = 933 MPa Camada granular = 147 MPa Reforço = 44 MPa Sub-leito = 149 MPa	
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20%		CBR _{sub-base} = 20%	
	CBR _{sub-leito} = 5%		CBR _{sub-leito} = 5%	
	SNC = 4,33	SNP = 4,48	SNC = 7,11	-

Tabela 4.16 – Condições da Seção S9.

Sentido	Marginal Pinheiros			
	FD		FCD	
Faixa	FD		FCD	
Estaca	Inicial: 55+0,0	Final: 50+0,0	Inicial: 55+0,0	Final: 50+0,0
Geometria	Horizontal: reta	Vertical: nível	Horizontal: reta	Vertical: nível
Estrutura	Camada betuminosa = 28 cm Camada granular = 30 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'		Camada betuminosa = 28 cm Camada granular = 30 cm Reforço = 40 cm Tipo solo = NA'	
Restauração	1992	2002 (Julho)	1992	2002 (Julho)
	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm	NI	Fresa = 10 cm Reforço = 10 cm
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	IGG = 225,3	-	IGG = 414	-
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço (Julho)	Antes reforço	Após reforço (Julho)
	IRI = 5,95 m/km	IRI = 2,75 m/km	IRI = 7,66 m/km	IRI = 1,97m/km
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	D = 0,17 mm	D = 0,16 mm	D = 0,16 mm	-
	Módulo: Camada betuminosa = 7368 MPa Camada granular = 205 MPa Reforço = 25 MPa Sub-leito = 201 MPa		Módulo: Camada betumin. = 12000 MPa Camada granular = 101 MPa Reforço = 36 MPa Sub-leito = 156 MPa	
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço
	CBR _{sub-base} = 20%		CBR _{sub-base} = 20%	
	CBR _{sub-leito} = 5%		CBR _{sub-leito} = 5%	
	SNC = 8,73	SNP = 9,09	SNC = 9,09	-

Tabela 4.17 – Condições da Seção S10.

Sentido		Marginal Pinheiros			
Faixa	FD		FCD		
Estaca	Inicial: 30+0,0	Final: 25+0,0	Inicial: 30+0,0	Final: 25+0,0	
Geometria	Horizontal: reta	Vertical: nível	Horizontal: reta	Vertical: nível	
Estrutura	Camada betuminosa = 28 cm		Camada betuminosa = 28 cm		
	Camada granular = 30 cm		Camada granular = 30 cm		
	Reforço = 40 cm		Reforço = 40 cm		
	Tipo solo = NA'		Tipo solo = NA'		
Restauração	1992	2002 (Março)	1992	2002 (Março)	
	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm	NI	Fresa = 5 cm Reforço = 5 cm	
Avaliação de defeitos	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço	
	IGG = 59,2	-	IGG = 146,6	-	
Avaliação da irregularidade	Antes reforço	Após reforço (Julho)	Antes reforço	Após reforço (Julho)	
	-	IRI = 2,01	-	IRI = 2,03	
Avaliação estrutural (FWD)	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço	
	D = 0,13 mm	D = 0,14 mm	D = 0,13 mm	D = 0,14 mm	
	Módulo: Camada betumin. = 12000 MPa		Módulo: Camada betumin. = 12000 MPa		
	Camada granular = 143 MPa		Camada granular = 113 MPa		
	Reforço = 65 MPa		Reforço = 48 MPa		
	Sub-leito = 209 MPa		Sub-leito = 302 MPa		
Avaliação da resistência	Antes reforço	Após reforço	Antes reforço	Após reforço	
	CBR _{sub-base} = 20%		CBR _{sub-base} = 20%		
	CBR _{sub-leito} = 5%		CBR _{sub-leito} = 5%		
	SNC = 11,04	SNP = 10,09	SNC = 11,04	SNP = 10,09	

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Após a análise descritiva dos dados no capítulo anterior, procedeu-se o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho. Este capítulo apresenta os resultados de análises dos dados coletados, principalmente os relacionados aos efeitos dos principais fatores sobre as variáveis independentes. O capítulo apresenta, também, uma discussão sobre as variáveis e interações mais significativas a serem consideradas na modelagem. O principal objetivo deste capítulo foi o de encontrar modelos de previsão de desempenho que respeitem os princípios físicos que governam a deterioração dos pavimentos, levando em consideração a adequação estatística dos fatores e a estrutura de covariância existente entre os dados observados.

5.1. SELEÇÃO DOS MODELOS

O objetivo deste capítulo foi propor modelos de previsão de irregularidade e do trincamento superficial dos pavimentos, em função da estrutura e do tráfego, para as condições climáticas predominantes na área de estudo. O meio usado para geração dos dados de desenvolvimento dos modelos de desempenho, como já discutidos nos capítulos anteriores, foi a observação sistemática das seções selecionadas na Avenida dos Bandeirantes entre os meses de março de 2002 a abril de 2005. Todas as seções analisadas apresentam pavimentos reabilitados com uma prévia fresagem e reposição de mesma espessura de material betuminoso. As seções encontram-se em uma área geográfica relativamente pequena, onde houve poucas variações nos parâmetros ambientais, dados pluviométricos e temperatura, de modo que estes fatores não foram considerados na análise.

Numa etapa inicial, selecionou-se um conjunto de modelos para prever a irregularidade longitudinal e o trincamento superficial das seções monitoradas. Esta análise permitiu identificar os fatores e as interações mais relevantes e coerentes, e estimar os parâmetros utilizando o método dos mínimos quadrados para representar os modelos de previsão de desempenho.

Os resíduos dos modelos (diferença entre observação real e valor ajustado) desempenharam um importante papel no julgamento da adequação. A análise dos resíduos permitiu a verificação da

suposição de que os erros foram distribuídos de forma aproximadamente normal e com variância constante. Foram usados valores de resíduos padronizados no intervalo [-2, +2] para identificar os valores fora do intervalo (*outlier*).

Todas as variáveis independentes foram medidas nas seções, e foram as seguintes: a) espessura do reforço; b) deflexão após recapeamento; c) resistência do pavimento após recapeamento; d) geometria; e) tipo de solo do subleito; f) tráfego médio diário; g) irregularidade longitudinal antes da restauração; e h) idade desde a restauração. Houve a tentativa de incluir nas análises variáveis relacionadas ao controle tecnológico das misturas asfálticas aplicadas nos locais monitorados (por exemplo, o grau de compactação); no entanto, os dados disponíveis não contemplavam a totalidade da avenida.

Evitou-se selecionar em um mesmo modelo variáveis consideradas colineares como a idade e tráfego atuante. Como a resistência dos pavimentos, representada pelo número estrutural corrigido, foi determinada a partir dos dados deflectométricos (Equação 3.1), as variáveis SNC e D não foram testadas nos mesmos modelos. A Tabela 5.1 apresenta os símbolos e a definição das variáveis utilizadas. Algumas foram divididas em níveis, de modo a abranger uma ampla faixa de condições existentes na avenida.

Tabela 5.1 – Definição das variáveis utilizadas na análise de irregularidade.

Variável	Definição
IRI	Irregularidade longitudinal (m/km)
IRI _{antes}	Irregularidade longitudinal antes da restauração (m/km)
dIRI	Acréscimo na irregularidade em relação ao IRI inicial (%)
ΔIRI	Decréscimo da irregularidade devido a restauração (em m/km)
%Trinca	Porcentagem de área de trincamento (%)
h _{ref}	Espessura da camada de reforço (cm)
D	Deflexão após recapeamento (0,01 mm)
SNC	Número estrutural corrigido
N	Número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN (eixos-padrões/dia)
N _{início}	Número de repetições equivalentes ao eixo padrão de início de trincamento
idade	Idade do pavimento desde a restauração (anos)

O modelo linear generalizado,

$$\mathbf{Y}_n = \mathbf{X}_{ik} \beta_i + \mathbf{W}_j \gamma_j + \varepsilon \quad (5.1)$$

foi proposto, onde: \mathbf{Y}_n = vetor de variáveis respostas de interesse com $n = 1, \dots, 5$; \mathbf{X}_{ik} = vetor de covariáveis com $i = 1, \dots, 8$ e $k = 1, \dots, 26$; \mathbf{W}_j = vetor de variáveis categóricas (variáveis *dummy*) com $j = 1, \dots, 4$; β_i, γ_j = matrizes de parâmetros desconhecidos com $i = 1, \dots, 8$ e $j = 1, \dots, 4$; ε = vetor de erros

aleatórios. Assumem-se ε independentes e com distribuição $\varepsilon \sim N(0, \Sigma)$, sendo Σ é uma matriz simétrica positiva definida. A Tabela 5.2 apresenta os valores dos vetores Y_n e X_{ik} .

Tabela 5.2 – Conjunto de variáveis numéricas utilizado no modelo proposto.

Y_n	X_{ik}							
	i = 1	i = 2	i = 3	i = 4	i = 5	i = 6	i = 7	i = 8
IRI	IRI _{ante}	h_{ref}	N	D.N	idade	%Trinca	D	SNC
dIRI	ln IRI		ln N	D. ln N	exp (idade)		D^{-1}	$(1+SNC)^{-1}$
Δ IRI			log N	$(D \cdot \ln N)^2$				$(1+SNC)^{-2}$
%Trinca			$(\ln N)^2$	$(D \cdot \ln N)^3$				$(1+SNC)^{-3}$
$N_{início}$				N/SNC				$(1+SNC)^{-4}$
				ln N/SNC				$(1+SNC)^{-5}$
				$(\ln N/SNC)^2$				SNC^{-1}

O conjunto do vetor W_j inclui:

- W_1 é a variável categórica relacionada a espessura do reforço;
- $W_2 = (W_{21} \ W_{22} \ W_{23})$ é o vetor de variáveis categóricas relacionadas com a geometria vertical;
- W_3 é a variável categórica relacionada com o tipo de solo;
- W_4 é a variável categórica relacionada com a presença ou não de trincamento

Para verificar o ajuste da Equação (5.1), foram testadas as seguintes hipóteses nulas:

$$H_0 : \beta_i = 0$$

$$H_0 : \gamma_j = 0$$

O Apêndice D apresenta algumas das possíveis combinações feitas entre as covariáveis. Alguns componentes estruturais foram adaptados a partir dos modelos desenvolvidos no Brasil (Queiroz, 1981). No total, testaram-se 398 combinações para modelar a evolução da irregularidade e 215 combinações para modelar a evolução do trincamento superficial. Após a seleção preliminar dos modelos reduzidos (H_0 é rejeitado), teve-se o cuidado de verificar se as formas das equações respeitavam as condições limites ou os princípios físicos que governam a deterioração dos pavimentos. Das equações que se encontravam nessas condições, e somente nessas situações, foram selecionadas algumas baseadas em medidas estatísticas, como o coeficiente de determinação (R^2), e na análise dos resíduos padronizados.

Assim, a seleção dos modelos, onde todas as variáveis foram relevantes, seguiu os seguintes critérios:

- Optou-se por selecionar somente modelos que obtiveram $R^2 > 30\%$;

- Entre modelos que tratavam com variáveis do mesmo vetor, decidiu-se pelo modelo que apresentou os menores resíduos e o maior valor de R^2 ;
- Selecionaram-se modelos que relacionam a variável resposta ao tráfego e à idade do pavimento desde a restauração.

Como as medições de irregularidade ou de trincamento superficial foram feitas em um mesmo levantamento sobre cada seção isto implica na existência de correlações entre as medições. A análise estatística adequada deve ser feita, então, levando-se em conta esta possível correlação existente entre as medições, o que corresponde a uma estrutura de covariância diferente da usual dada por:

$$\Sigma (\mathbf{Y}_n) = \sigma^2 \mathbf{I} = \sigma^2 \begin{vmatrix} 1 & 0 & . & . & . & 0 \\ 0 & 1 & . & . & . & 0 \\ . & . & . & . & . & . \\ 0 & 0 & . & . & . & 1 \end{vmatrix} \quad (5.2)$$

Assim, a estrutura de covariância auto-regressiva de ordem 1 (AR1) foi testada, onde as condições de avaliação são equidistantes, para um levantamento de campo avaliada em T tempos, ou seja:

$$\Sigma (\mathbf{Y}_n) = \sigma^2 \begin{vmatrix} 1 & \rho & \rho^2 & \dots & \rho^{|T-1|} \\ \rho & 1 & \rho & \dots & \rho^{|T-2|} \\ \rho^2 & \rho & 1 & \dots & \rho^{|T-3|} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho^{|T-1|} & \rho^{|T-2|} & \rho^{|T-3|} & \dots & 1 \end{vmatrix} \quad (5.3)$$

onde: $\rho = \text{corr}(y_t, y_{t-1})$; $\sigma = \text{variância}$. A estrutura é razoável quando a influência do passado mais próximo seja maior que a influência mais distante, como não preconizava a estrutura simétrica.

Os detalhes desta análise estatística, Análise de Medidas Repetidas ou Longitudinal, são apresentados no Apêndice E. Para testar as estruturas de covariância utilizou-se o procedimento PROC MIXED no programa estatístico SAS Versão 8.2 (www.SAS.com) que lida com os efeitos aleatórios e permite utilizar uma infinidade de arranjos de estruturas de covariância. A seleção final foi apreciada segundo uma sugestão apresentada por Khattree e Naik (1999): a estrutura que apresentar os maiores valores de AIC (*Akaike's Information Criterion*) e BIC (*Schwarz's Bayesian Criterion*) é a estrutura mais adequada para o conjunto de dados analisado. Ambos os valores são fornecidos pelo programa. Assim, os modelos finais considerados foram os que respeitaram devidamente a estrutura de covariância existente entre os dados medidos.

5.2 MODELOS PARA IRREGULARIDADE SUPERFICIAL ANTES E APÓS A RESTAURAÇÃO

O teste de hipótese mostrou que as variáveis independentes relevantes foram a espessura do reforço, h_{ref} , e irregularidade longitudinal antes da restauração, IRI_{antes} . O modelo reduzido após a tiragem é da seguinte forma:

$$\Delta IRI = a + b * h_{ref} + c * IRI_{antes} \quad (5.4)$$

onde, $\Delta IRI = (IRI_{antes} - IRI_{após})$ = decréscimo da irregularidade devido a restauração; h_{ref} = espessura da camada de reforço, em cm; e IRI_{antes} = irregularidade longitudinal antes da restauração, em m/km. Na Tabela 5.3 estão as estimativas dos parâmetros e a Figura 5.1 o gráfico com os valores observados e os valores previstos pelo modelo. A análise de resíduos padronizados encontra-se no Apêndice F.

Tabela 5.3 – Estimativas dos parâmetros da Equação (5.4).

Equação	R ²	Parâmetro	Estimativa	DP	Valor-p
(5.4)	90,36	a	-2,383	0,692	0,004
		b	0,102	0,046	0,042
		c	0,862	0,103	0,000

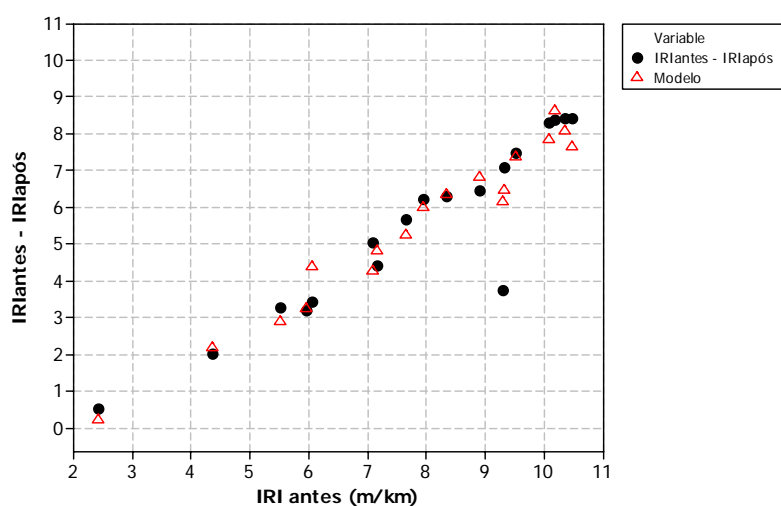


Fig.5.1 – Valores observados e valores previstos pela Equação (5.4).

O modelo ajustou-se bem aos dados observados em campo, e diferente do que foi encontrada por Perera e Kohn (1999), a espessura do reforço foi relevante na redução de irregularidade devido à restauração.

Para um trecho restaurado com um reforço de 5 cm, a Figura 5.2 apresenta uma comparação entre o modelo proposto e dois modelos existentes na literatura; a Equação (1.28) (Lerch, 2002) e a Equação (1.14) (Coelho e Queiroz, 1985), que deu origem a norma técnica DNER PRO 159-85 (DNER, 1985).

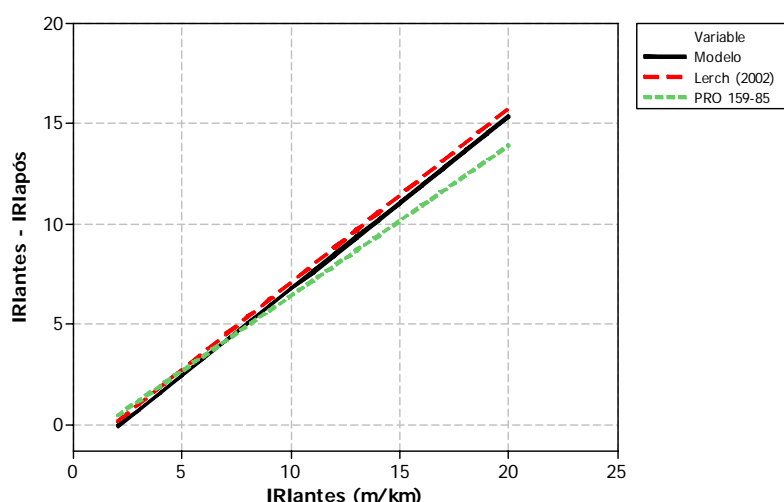


Fig.5.2 – Comparação entre o modelo proposto e os modelos existentes na literatura.

O exemplo comparativo mostra que os modelos apresentam previsões similares, lembrando que os modelos de Lerch (2002) e da norma PRO 159-85 foram desenvolvidos para pavimentos não fresados.

5.3 MODELOS PARA A EVOLUÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

As combinações do Apêndice D com as variáveis respostas IRI e dIRI apresentaram coeficientes de determinação baixos ($R^2 < 24,7\%$). Para melhorar as medidas estatísticas relacionadas a estas combinações, testou-se a transformação das variáveis respostas. Segundo a Figura 5.3, a transformação $1/dIRI$ não apresentou uma relação bem definida com o tráfego, sendo descartada da análise.

Os testes de hipóteses, onde houve rejeição de H_0 , resultaram em 13 modelos de previsão de irregularidade. O Apêndice F apresenta a estimativa dos parâmetros dos modelos. A idade ou o tráfego são variáveis independentes comuns a todos os modelos. Os modelos apresentaram coeficientes de determinação variando entre 31,9 a 54,3%. Em todos os modelos, a irregularidade aumentou com a idade ou o tráfego, e diminuiu com o aumento da capacidade estrutural, sendo que

em muitos modelos, o efeito do tráfego foi maior que o efeito do número estrutural, resultado similar ao encontrado por Yshiba (2003).

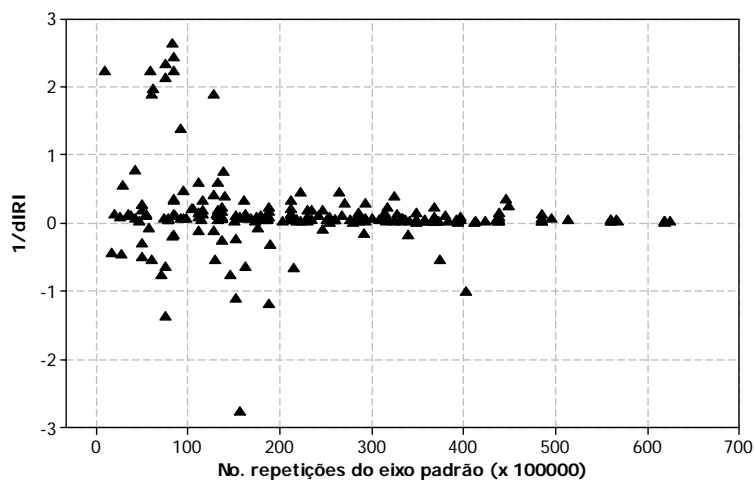


Fig.5.3 – Variação de 1/dIRI com o tráfego.

Levando em consideração covariância $cov(y_i, y_j) \neq 0$, cinco modelos ajustaram-se bem aos dados medidos em campo, e os parâmetros estimados e os gráficos correspondentes de cada modelo estão presentes no Apêndice F. No entanto, utilizando o princípio da parcimônia, os modelos de previsão de evolução de irregularidade selecionados foram os seguintes:

$$IRI = \frac{1}{[0,497 + 0,086 * REF - 7,800 \times 10^{-9} * D * N]} \quad (5.5)$$

$$IRI = \frac{1}{[0,486 + 0,031 * REF - 9,290 \times 10^{-3} * \exp(idade)]} \quad (5.6)$$

onde: D = deflexão medida pelo FWD, em mm; REF = variável indicadora da espessura de reforço (-1, se $h_{ref} < 10$ cm, ou, 0, se $h_{ref} \geq 10$ cm); $idade$ = idade do pavimento desde a restauração, em anos; N = número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN, segundo o critério do DNER, em eixos-padrão/dia.

O modelo relacionado com o tráfego apresentou uma estrutura de covariância do tipo auto-regressiva de ordem 1 (Equação 5.3), onde a covariância de um levantamento de irregularidade em relação ao anterior vai decrescendo entre os intervalos de observações. As Figuras 5.4 e 5.5 apresentam comparações entre os valores previstos pelos modelos resultantes com os valores observados.

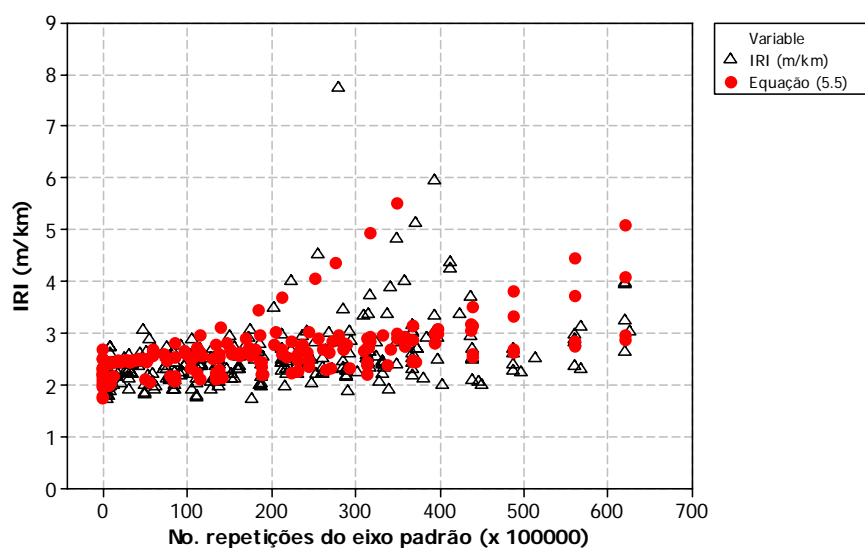


Fig.5.4 – Valores observados e valores previstos pela Equação (5.5).

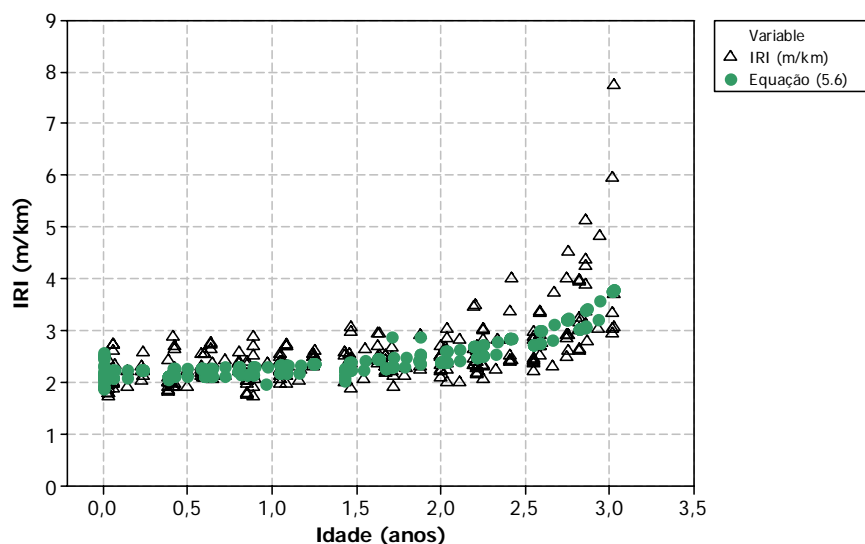


Fig.5.5 – Valores observados e valores previstos pela Equação (5.6).

Levando em consideração os valores dos fatores de veículos calculados com base nos fatores de equivalência de operações preconizados pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), ($FV_{AASHTO} = 3,297$ – sentido Rodovia dos Imigrantes e $FV_{AASHTO} = 3,508$ – sentido Marginal Pinheiros), o modelo determinado a partir dos números de repetições de carga do eixo padrão de 80 kN calculados (N_{AASHTO}), segundo o critério da AASHTO foi o seguinte:

$$IRI = \frac{1}{\left[0,675 + 0,076 * REF - 1,570 \times 10^{-8} * D * N_{AASHTO} - 0,012 * \ln N_{AASHTO}\right]} \quad (5.7)$$

A Figura 5.6 apresenta uma comparação entre o modelo desenvolvido neste trabalho e as Equações (1.9) e (1.25), estabelecidas por Queiroz (1981) e Paterson (1987) (modelo simplificado), respectivamente, para condições de contorno idênticas, ou seja, para uma seção restaurada com espessura de reforço < 10 cm, com irregularidade inicial de 2 m/km IRI, deflexão de 0,60 mm, número estrutural de 3,72 e para um tráfego médio de 1×10^6 eixos/padrão durante o primeiro ano de análise.

O modelo de Queiroz (1981) manteve-se menos conservador, talvez porque considere no mesmo modelo a deflexão, o número estrutural, o estado de restauração, o tipo de revestimento e variáveis colineares, como a idade e o tráfego. Quanto ao modelo simplificado de Paterson (1987), no exemplo comparativo as previsões foram similares as do modelo proposto, embora a deflexão considerada no modelo do autor é em função da viga Benkelman.

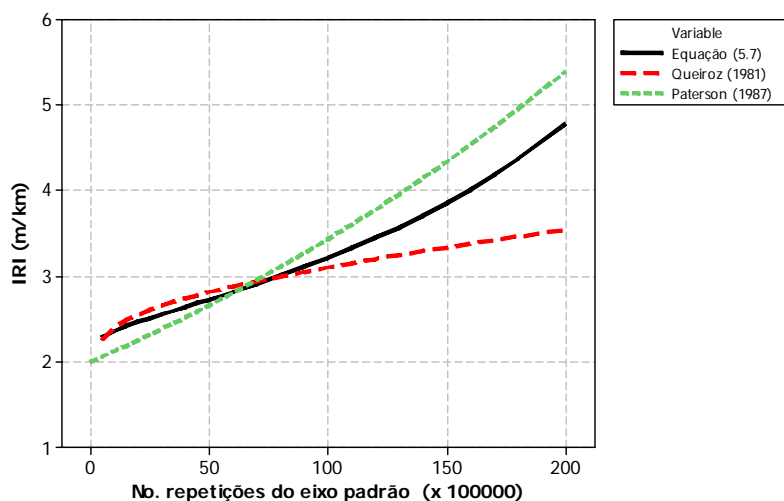


Fig.5.6 – Confronto entre os modelos existentes e o modelo proposto na presente pesquisa, em função do tráfego.

É importante salientar que os modelos de Queiroz (1981) e de Paterson (1987) foram desenvolvidos para condições de contorno diferentes das apresentadas neste trabalho. Os pavimentos da Avenida dos Bandeirantes foram fresados antes da reposição do material betuminoso, o que não foi levado

em consideração nos modelos dos autores. Além disso, o medidor de irregularidade utilizado também foi diferente, embora todos do tipo resposta.

Quando relacionados com a idade dos pavimentos desde a restauração, Figura 5.7, os modelos de Queiroz (1981) e Paterson (1987) foram menos conservadores prevendo pouca variação na irregularidade com o aumento da idade. Para uma idade de 10 anos, o modelo proposto prevê uma irregularidade de 9 m/km IRI, uma diferença muito grande em relação a previsão dos outros modelos (média de 3,5 m/km IRI).

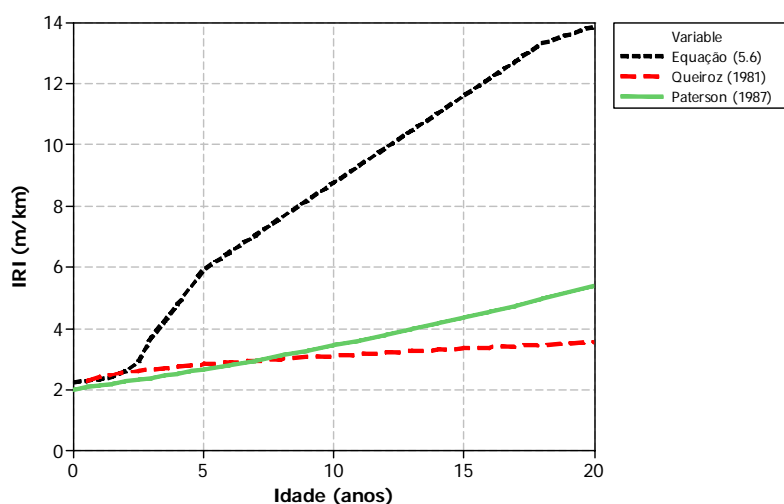


Fig.5.7 – Confronto entre os modelos existentes e os modelos propostos na presente pesquisa, em função da idade do reforço.

Usando o mesmo exemplo comparativo, as Figuras 5.8 e 5.9 apresentam uma comparação entre o modelo proposto e os modelos empíricos mais recentemente; Marcon (1996), para trechos de três regiões geologicamente diferentes (Regiões de 1, 2 e 3, da Tabela 1.14), e Yshiba (2003), para pavimentos reabilitados em duas épocas distintas (1995 e 1998, da Tabela 1.15).

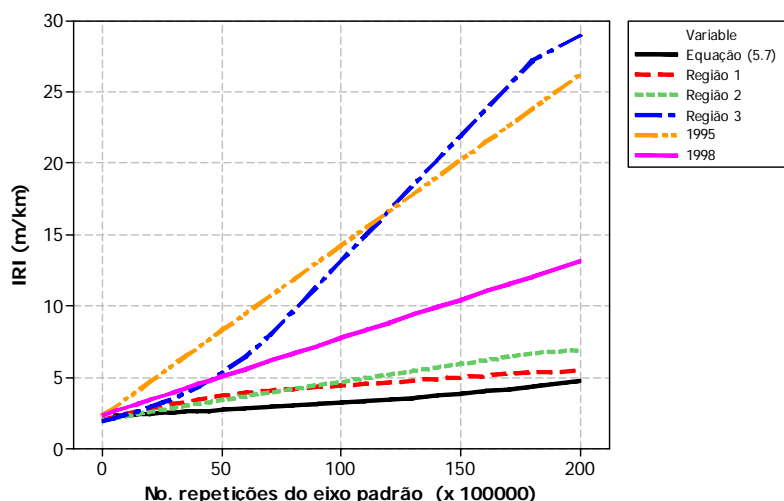


Fig.5.8 – Comparação entre o modelo desenvolvido e os modelos de Marcon (1996) e Yshiba (2003), em função do tráfego.

Segundo a Figura 5.8, o modelo proposto foi o menos conservador, e a diferença na previsão de irregularidade foi grande quando comparados com os modelos de Yshiba (2003) e da Região 3 de Marcon (1996). Em função da idade dos pavimentos desde a restauração, segundo a Figura 5.9, as previsões entre o modelo proposto e o modelo de Yshiba (2003), para o ano de 1998, foram similares. As diferenças em relação aos outros modelos surgem devido ao tipo de modelos utilizados – empíricos e específicos para cada conjunto analisado. Como recomendou Marcon (1996), o uso dos modelos de previsão empíricos pode ser adotado, mas com a interpretação adequada dos resultados e conhecimento dos limites de aplicação de cada modelo.

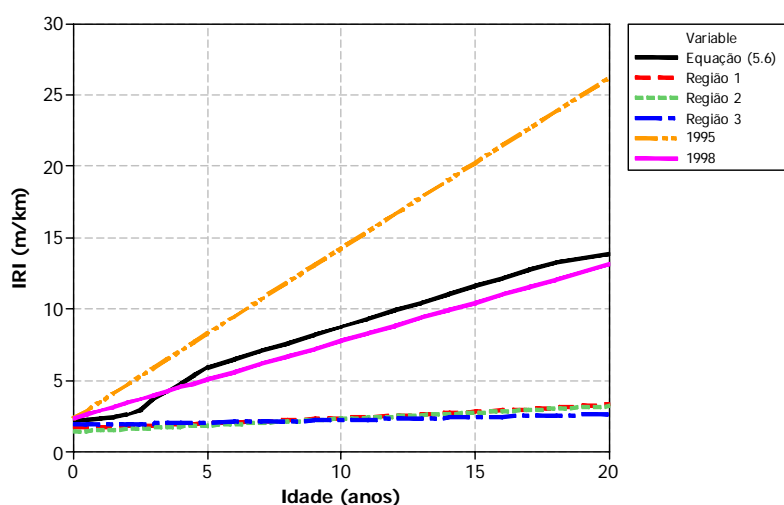


Fig.5.9 – Comparação entre o modelo desenvolvido e os modelos de Marcon (1996) e Yshiba (2003), em função da idade dos pavimentos desde a restauração.

5.4 MODELO DE INÍCIO DO TRINCAMENTO

O método adotado para o estudo do trincamento foi a inspeção sistemática da porcentagem de área trincada nas seções monitoradas e as medidas das variáveis independentes foram discutidas nos capítulos anteriores.

A observação dos dados mostrou que o surgimento das primeiras trincas na Avenida dos Bandeirantes levou alguns meses, mas depois o processo de deterioração foi relativamente rápido principalmente para as seções em sentido Rodovia dos Imigrantes. Portanto, como sugerido também em outras pesquisas (Queiroz, 1981), foi necessário o desenvolvimento de dois tipos de modelos: um para prever quando o trincamento aparece e outro, para prever a evolução do defeito.

A variável resposta usada nesta análise foi o número de eixos equivalentes suportado pelas seções até o aparecimento do trincamento. Algumas relações foram testadas, porém, as variáveis independentes relevantes foram a espessura do reforço e o número estrutural corrigido. O modelo que melhor se ajustou aos dados foi o seguinte:

$$\log_{10} N_{início} = a + b * SNC + c * h_{ref} \quad (5.8)$$

onde: $\log_{10} N_{início}$ = logaritmo de base 10 do número de repetições de carga de eixo padrão de 80 kN, segundo o critério do DNER, no início do trincamento, em eixos-padrão/dia; SNC = número estrutural corrigido; e, h_{ref} = espessura da camada de reforço, em cm.

A Tabela 5.4 apresenta as estimativas dos parâmetros e a Figura 5.10 uma comparação entre valores observados e valores previstos pelo modelo proposto. A análise dos resíduos encontra-se no Apêndice F.

Tabela 5.4 – Estimativas dos parâmetros da Equação (5.8).

Modelo	R ²	Parâmetro	Estimativa	DP	Valor-p
(5.8)	64,4	a	5,716	0,372	0,000
		b	0,189	0,045	0,002
		c	0,033	0,013	0,029

O teste de hipótese também foi executado com a variável N calculado pelo critério da AASHTO, no entanto, H_0 não foi rejeitado. Outras variáveis independentes foram testadas no desenvolvimento de modelos, porém, nenhuma foi capaz de explicar o fenômeno de início de trincamento superficial.

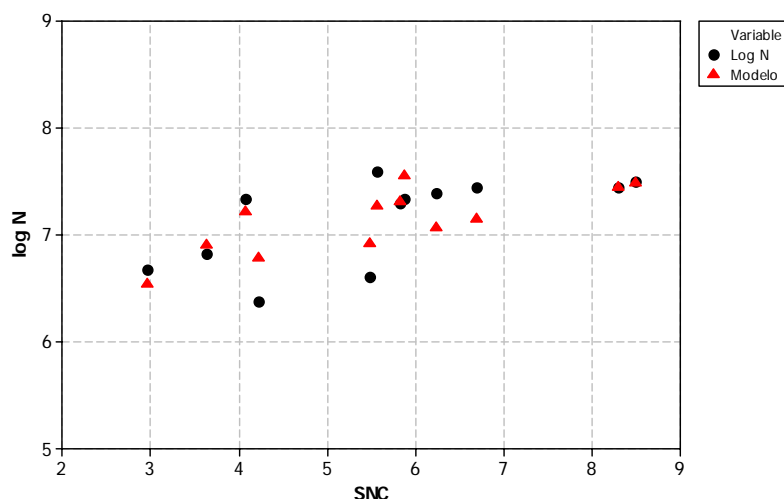


Fig.5.10 – Comparação entre valores observados e valores previstos pela Equação (5.8).

5.5 MODELOS DE EVOLUÇÃO DO TRINCAMENTO

A primeira variável resposta utilizada nesta análise foi a porcentagem de área com trincamento a uma idade determinada, % Trinca. Segundo Queiroz (1981), modelos desenvolvidos a partir desta variável dependente são úteis quando o engenheiro quer prever a condição de trincamento de um pavimento daqui a t anos, havendo conservação dos pavimentos, sendo que os números resultantes poderiam ser usados como argumento para requerer recursos adicionais para novos projetos.

A partir de uma primeira análise, resultaram vários modelos onde todas as variáveis independentes testadas foram relevantes. No entanto, o resultado da análise dos resíduos do exemplo apresentado na Figura 5.11 ocorreu em diversos modelos. Neste gráfico os resíduos variam linearmente em relação a diferentes níveis do valor previsto, fornecendo evidências de um possível efeito curvilíneo em pelo menos uma das variáveis explicativas e/ou a necessidade de transformação da variável independente.

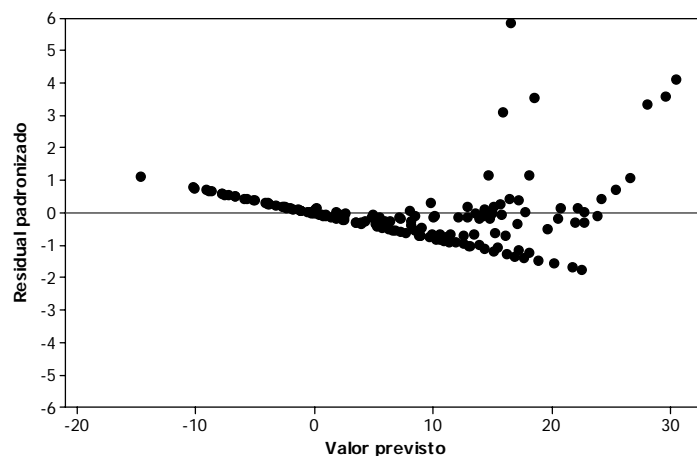


Fig.5.11 – Exemplo de análise dos resíduos dos modelos de evolução de trincamento.

Na determinação da transformação adequada verificou-se, como mostra a Figura 5.12, que a variável $(\%Trinca)^{-1}$ não apresentou uma relação bem definida com o tráfego, sendo, portanto descartada nas análises subsequentes.

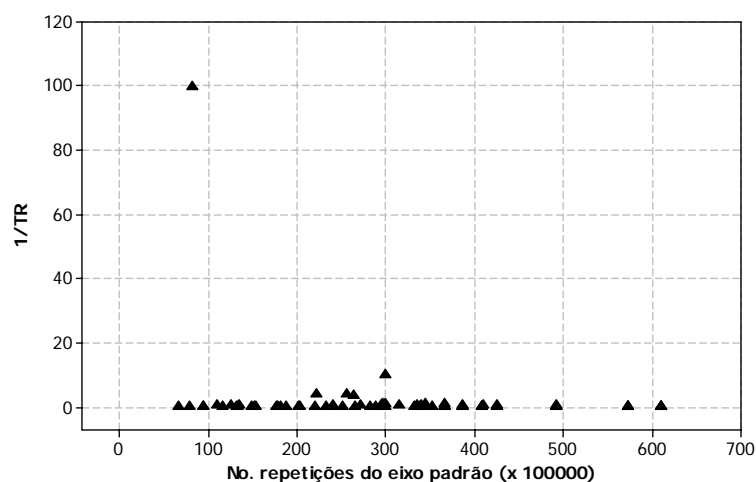


Fig.5.12 – Variação de $1/\%Trinca$ com o tráfego.

Os testes de hipóteses, onde houve rejeições de H_0 , resultaram em sete modelos de previsão de trincamento. O Apêndice F apresenta as estimativas dos parâmetros dos modelos de trincamento. Os coeficientes de determinação foram elevados, variando entre 50,2 a 69,1%.

Levando em consideração covariância $cov(y_i, y_j) \neq 0$, três modelos se ajustam bem aos dados médios em campo, e os parâmetros estimados e os gráficos correspondentes de cada modelo estão

presentes no Apêndice F. No entanto, usando o princípio da parcimônia, o modelo de previsão de trincamento selecionado foi o seguinte:

$$\% \text{ Trinca} = \exp \left[-3,994 + 3,102 * \ln IRI + 0,354 * D * \ln N \right] \quad (5.9)$$

sendo $R^2 = 54,8\%$ e onde: D = deflexão medida pelo FWD, em mm; IRI = irregularidade longitudinal, em m/km; N = número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN, segundo o critério do DNER; e, $\ln N$ = logaritmo natural de N . Levando em consideração os valores de N calculados a partir do critério da AASHTO, chegou-se ao seguinte modelo:

$$\% \text{ Trinca} = \exp \left[-3,988 + 3,092 * \ln IRI + 0,377 * D * \ln N_{AASHTO} \right] \quad (5.10)$$

A Figura 5.13 apresenta uma comparação entre os valores observados em campo e os valores previstos pela Equação (5.9).

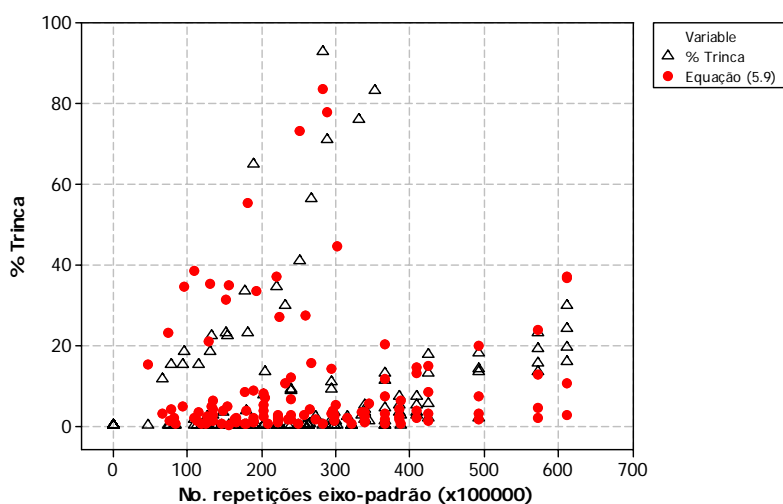


Fig.5.13 – Comparação entre valores observados e valores previstos pelo modelo proposto, em função do tráfego.

Devido a tendência apresentada pelo trincamento nas modelagens usadas em outras pesquisas (Parterson, 1987; Balbo, 1999), além do modelo linear generalizado da Equação (5.1), um modelo de regressão logística foi também proposto, onde:

$$\pi(Y) = \frac{\exp\left(\beta_0 + \beta_1 W_1 + \sum_{i=1}^4 \beta_{2i} X_{2i}\right)}{1 + \exp\left(\beta_0 + \beta_1 W_1 + \sum_{i=1}^4 \beta_{2i} X_{2i}\right)} \quad (5.11)$$

onde: $\pi(Y)$ = distribuição logística; W_1 = variável categórica relacionada a espessura do reforço. O conjunto de covariáveis foi selecionado em função dos coeficientes relevantes dos modelos anteriores, ou seja:

- X_{21} = deflexão, em mm;
- X_{22} = número estrutural corrigido;
- X_{23} = irregularidade longitudinal, em m/km IRI;
- X_{24} = número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN, pelo critério do DNER.

Para verificar o ajuste dos modelos, foi testada a seguinte hipótese nula:

$$H_0 : \begin{cases} \beta_1 = 0 \\ \beta_{21} = \dots = \beta_{24} = 0 \end{cases}$$

O Apêndice F apresenta a estimativa dos parâmetros e os gráficos correspondentes após a rejeição da hipótese nula. Dois modelos apresentaram bons ajustes com os valores medidos em campo. Embora nestes modelos a geometria vertical (GV) ter sido relevante, suas previsões foram bastante similares àquelas da Equação (5.9). Assim, levando em conta o princípio da parcimônia, para previsão da porcentagem de trincamento superficiais, o modelo selecionado foi o apresentado na Equação (5.9).

A Figura 5.14 apresenta uma comparação entre o modelo de trincamento proposto e o modelo apresentado por Queiroz (1981), a Equações (1.41), para uma seção em nível com espessura de reforço < 10 cm, irregularidade longitudinal de 3 m/km IRI, deflexão de 0,60 mm e número estrutural de 3,72.

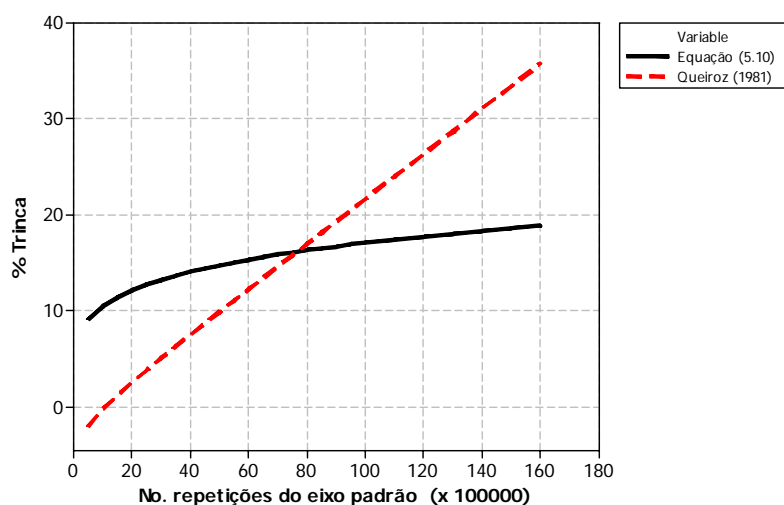


Fig.5.14 – Comparação entre o modelo proposto e o modelo de Queiroz (1981), em função do tráfego.

O modelo de Queiroz (1981), que deu origem a norma técnica DNER PRO 159/85, prevê o aumento da porcentagem de trincamento de forma mais acelerada. Para um aumento de 1×10^7 eixos-padrão, o trincamento previsto pelo modelo de Queiroz (1981) foi aproximadamente 27% maior que o trincamento previsto pelo modelo proposto neste trabalho.

A Figura 5.15, usando o mesmo exemplo comparativo, mostra os modelos desenvolvidos por Marcon (1996) para três regiões geológicas junto com o modelo proposto neste trabalho. Apesar da modelagem de Marcon (1996) levar em consideração somente fator tráfego nos seus modelos, o modelo desenvolvido para a Região 3 foi bastante similar ao proposto nesta pesquisa. A Região 3 é um agrupamento de trechos que foram construídos na região vulcânica do estado de Santa Catarina onde os solos resultaram da decomposição de basaltos e que apresentou sinais de degradação mais precocemente que as outras regiões.

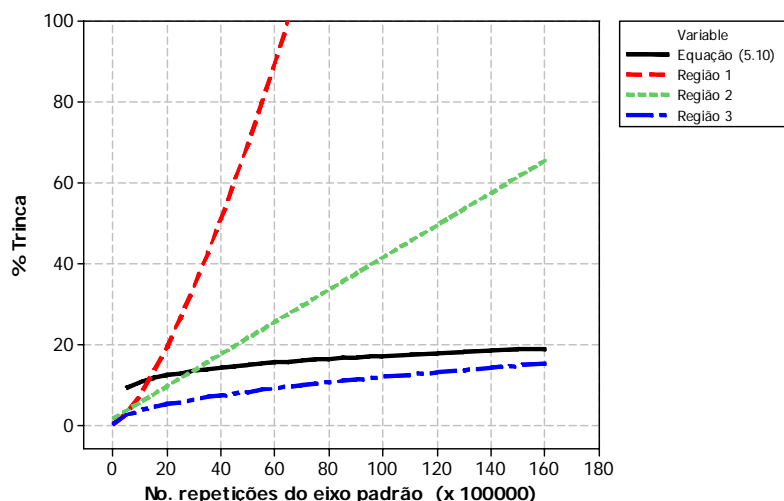


Fig.5.15 – Comparação entre o modelo proposto e os modelos de Marcon (1996), em função do tráfego.

5.6 CONFRONTO COM MODELOS DO HDM-4

Após a apresentação dos modelos de previsão desenvolvidos neste trabalho, fez-se o confronto destes com os modelos do programa HDM-4 Versão 1.0, de agosto de 2000, licenciado para a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para o uso no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos. O Apêndice A apresenta a estrutura detalhada dos modelos de previsão do HDM-4, para pavimentos asfálticos.

No programa, foram utilizadas características físicas de quatro seções da Avenida dos Bandeirantes, conforme a Tabela 5.5. Os pavimentos destas seções são de concreto asfáltico convencionais com misturas asfálticas densas sobre camada de base granular. O tráfego diário de cada seção foi inserido em termos do número de repetições equivalentes calculados pelo critério da AASHTO, com a taxa de crescimento mínima definida pelo programa, ou seja, de 0,01% ao ano. A frota de veículos foi baseada nos dados de contagens volumétricas fornecidos pelo projeto da CONCREMAT (2002).

As análises de custos não foram feitas neste trabalho, embora estudos feitos por Jung *et al.*, (2002) (*apud* Campos, 2004) verificaram que uma das maiores desvantagens do programa, quanto à irregularidade longitudinal, é a dificuldade de comparar os custos aos quais os usuários estão sujeitos em diferentes alternativas que contemplem pavimentos de alta qualidade (aproximadamente de 2 m/km IRI), visto que o HDM-4 foi elaborado em países em desenvolvimento.

Tabela 5.5 – Seções utilizadas no confronto com os modelos do HDM-4.

Seção	Faixa	Sentido	Extensão	Reforço
S1	Direita	Rodovia dos Imigrantes	100 m	5 cm
S2	Direita	Rodovia dos Imigrantes	100 m	8 cm
S7	Direita	Marginal Pinheiros	100 m	15 cm
S7	Central direita	Marginal Pinheiros	100 m	5 cm

Foram testadas duas estratégias de manutenção; a execução de camada de reforço precedido por fresagem de mesma espessura e uma opção básica, onde as seções permaneceram no seu estado de degradação encontrado antes da manutenção. A previsão da deterioração dos pavimentos foi analisada para um intervalo de 10 anos.

O HDM-4 simulou, conforme apresentado no Apêndice G, as condições de degradação das seções de ano a ano, para cada estratégia utilizada. A Figura 5.16 apresenta os valores observados em campo da irregularidade após a restauração junto com os valores previstos pelo modelo proposto nesta pesquisa (Equação 5.4) e os valores fornecidos pelo HDM-4 para o primeiro ano de análise. A média dos valores previstos pela Equação (5.4) foi próxima à media dos valores observados nestas seções. O HDM-4 chegou a prever um IRI após a restauração de 3,2 m/km na faixa da direita da Seção S7, 20% a cima do valor encontrado em campo.

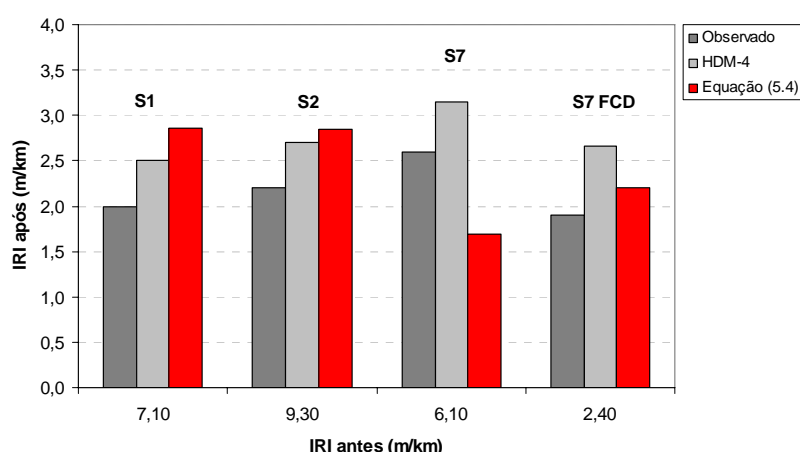


Fig.5.16 – Comparação entre os valores observados de irregularidade após a restauração e valores previstos pela Equação (5.4) e pelo modelo do HDM-4.

Segundo a Figura 5.17, o maior decréscimo na irregularidade devido a restauração medido em campo e previstos pelos modelos ocorreu na Seção S2, e o menor ocorreu na faixa central direita da

Seção S7. Nesta última seção, o HDM-4 ajustou uma irregularidade após a restauração maior que a existente antes, prevendo um decréscimo negativo.

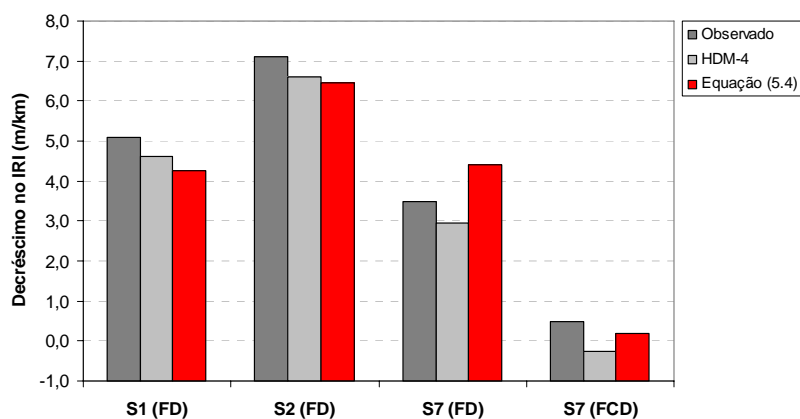


Fig.5.17 – Comparação entre os valores observados de decréscimo de irregularidade devido a restauração e valores previstos pela Equação (5.4) e pelo modelo do HDM-4.

Quanto à evolução da irregularidade, as Figuras 5.18 a 5.21 apresentam os gráficos comparativos entre os valores observados e os valores previstos pelo modelo proposto (Equação 5.7) e pelo modelo do HDM-4. Para a faixa central direita da Seção S7, a simulação com a Equação (5.7) foi feita para uma deflexão de 0,31 mm.

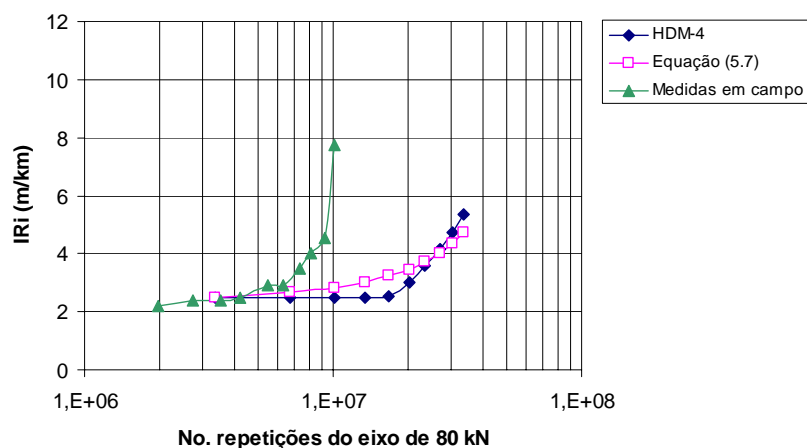


Fig. 5.18 – Comparação entre valores observados e valores previstos de irregularidade pelo modelo proposto e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S1 ($h_{ref} = 5$ cm).

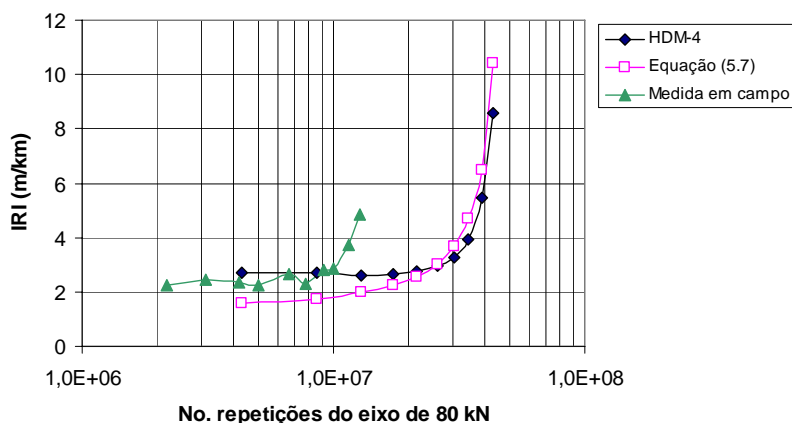


Fig. 5.19 – Comparação entre valores observados e valores previstos de irregularidade pelo modelo proposto e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S2 ($h_{ref} = 8$ cm).

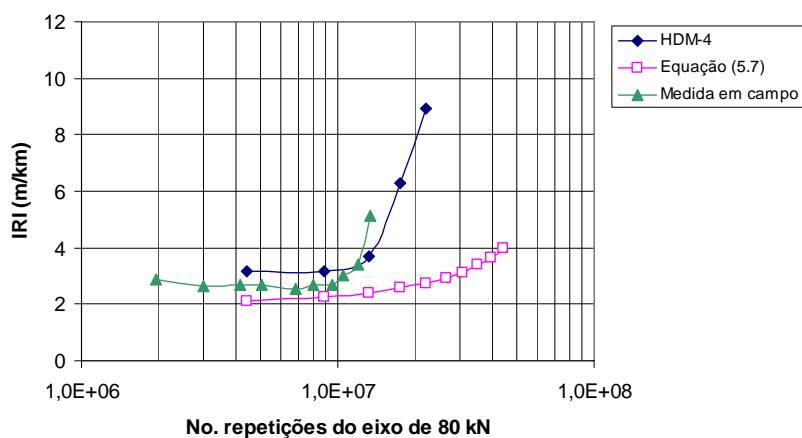


Fig. 5.20 – Comparação entre valores observados e valores previstos de irregularidade pelo modelo proposto e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S7 ($h_{ref} = 15$ cm)

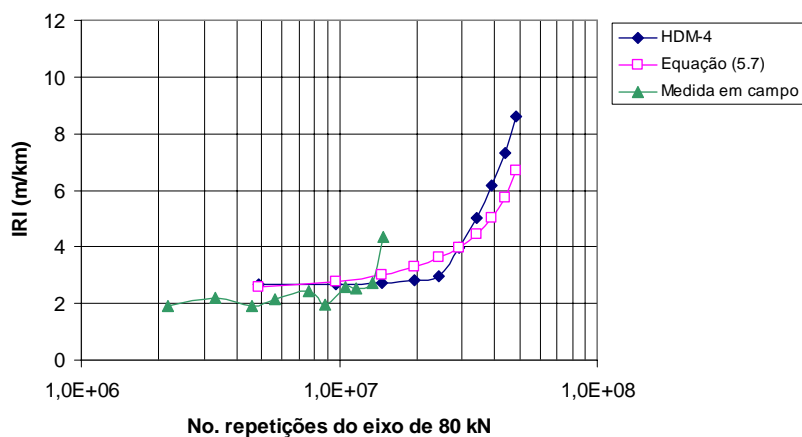


Fig. 5.21 – Comparação entre valores observados e valores previstos de irregularidade pelo modelo proposto e pelo modelo do HDM-4, para a faixa central direita da Seção S7 ($h_{ref} = 5$ cm)

O modelo proposto apresentou previsões similares às do modelo do HDM-4 nas seções onde a espessura de reforço < 10 cm (REF = -1, na Equação 5.7). No entanto, o aumento real acelerado na irregularidade verificado em campo nas seções analisadas ocorreu antes das previsões feitas pelos modelos. Na Seção S1, para 10 anos de análise, os modelos não prognosticaram a irregularidade máxima medida em campo, de 7,8 m/km IRI.

Para espessura de reforço ≥ 10 cm (REF = 0, na Equação 5.7), segundo a Figura 5.20, o modelo proposto foi menos conservador. A previsão feita pelo HDM-4 ajustou-se bem aos dados observados em campo, porém, a irregularidade após o recapeamento prevista foi superior à medida. Para um tráfego aproximado de $1,3 \times 10^7$ eixos-padrão, a diferença encontrada entre o valor previsto pelo modelo do HDM-4 e o observado foi de aproximadamente 1,5 m/km IRI, enquanto que, a diferença entre o valor previsto pela Equação (5.7) e o observado foi de 2,7 m/km IRI.

A Figura 5.22 apresenta uma comparação entre os valores medidos dos números de repetições do eixo padrão no início do trincamento e os valores previstos pela Equação (5.8) e pelo modelo do HDM-4, lembrando que a porcentagem de área de trincamento foi medida somente nas seções da faixa da direita. As previsões feita pelo HDM-4 foram menos rigorosas, por exemplo, nas Seções S2 e S7, o programa não prevê o surgimento do defeito em 10 anos de análise. O modelo proposto nesta pesquisa ajustou-se melhor aos valores medidos em campo. Para a faixa central direita da Seção S7, a simulação com a Equação (5.8) foi feita para um número estrutural corrigido de 5,8.

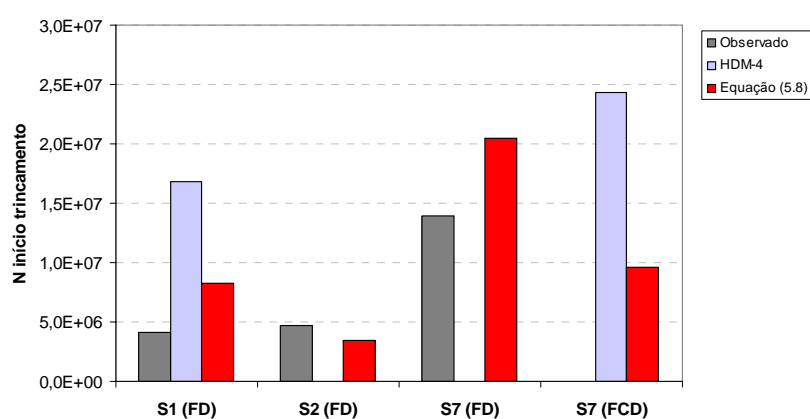


Fig.5.22 – Comparação entre os valores observados do número de repetições do eixo de 80 kN no início do trincamento e valores previstos pela Equação (5.8) e o modelo do HDM-4.

Quanto à evolução do trincamento, as Figuras 5.23 a 5.26 apresentam gráficos comparativos entre valores medidos em campo e valores previstos pela Equação (5.10) e pela simulação do modelo do HDM-4 apresentado no Apêndice G.

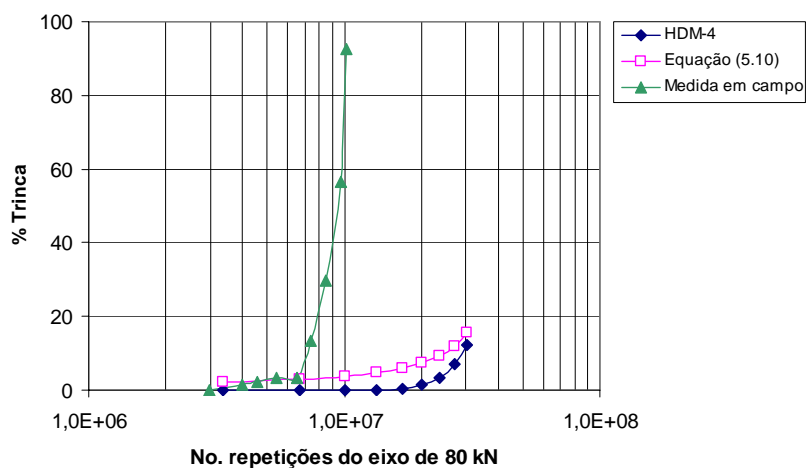


Fig. 5.23 – Comparação entre valores observados e valores previstos de trincamento pela Equação (5.10) e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S1 ($h_{ref} = 5$ cm)

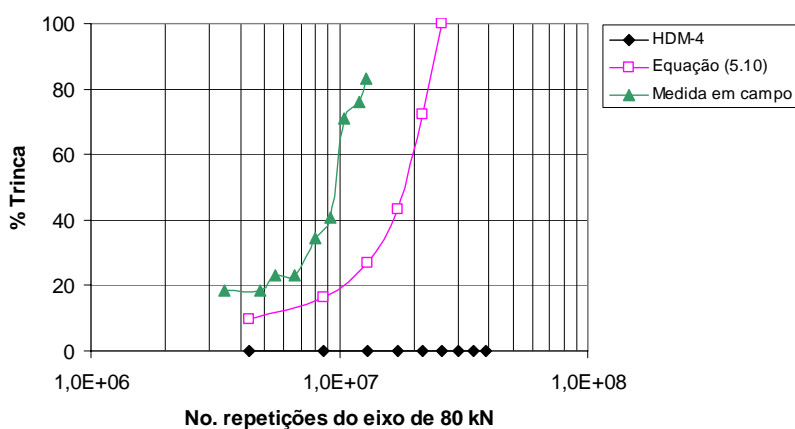


Fig. 5.24 – Comparação entre valores observados e valores previstos de trincamento pela Equação (5.10) e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S2 ($h_{ref} = 8$ cm)

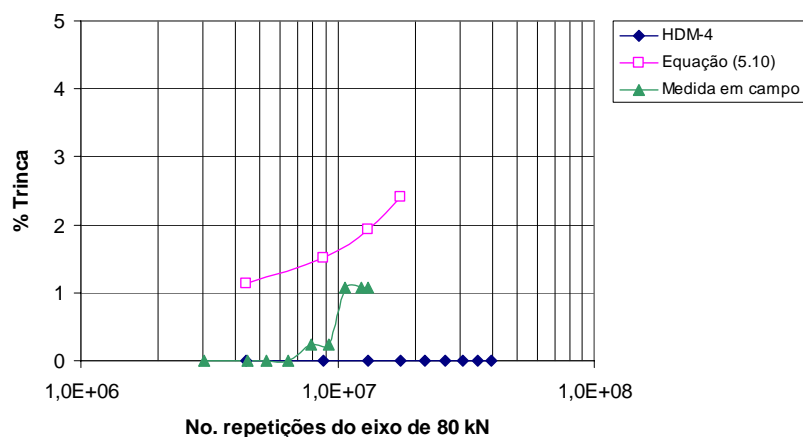


Fig. 5.25 – Comparação entre valores observados e valores previstos de trincamento pela Equação (5.10) e pelo modelo do HDM-4, para a faixa da direita da Seção S7 ($h_{ref} = 15$ cm)

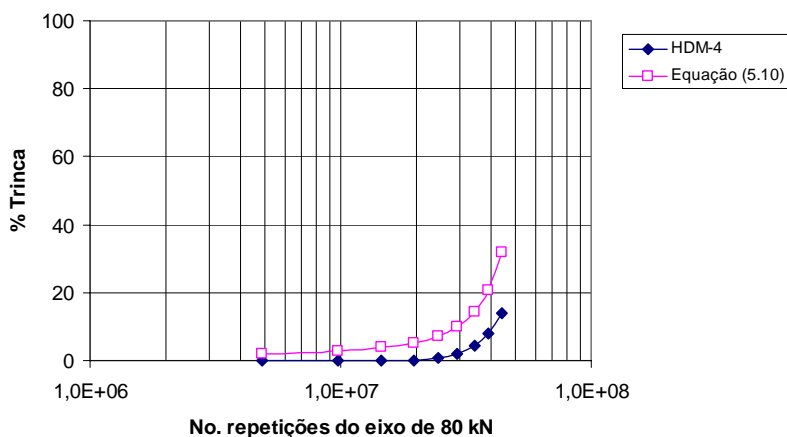


Fig. 5.26 – Comparação entre valores previstos de trincamento pela Equação (5.10) e pelo modelo do HDM-4, para a faixa central direita da Seção S7 ($h_{ref} = 5$ cm)

Nos três primeiros gráficos apresentados, o modelo do HDM-4 foi menos conservador chegando a não prever o surgimento do defeito durante os 10 anos de análise nas faixas da direita das Seções S2 e S7. Na Seção S1, Figura 5.23, os valores medidos em campo foram bem mais superiores que os valores previstos – as porcentagens máximas previstas pelos modelos ficaram em torno de 12 a 15% nos 10 anos de análise, enquanto que o medido chegou a 93% em 3 anos de monitoramento.

Na Figura 5.25, para uma seção com 15 cm de reforço, as porcentagens de área de trincamento foram inferiores a 3%, tanto nos valores medidos como nos previsto pela Equação (5.10).

Apesar de considerar a irregularidade longitudinal na previsão do trincamento, o modelo proposto (Equação 5.10) foi o que mais se aproximou aos valores medidos em campo.

CONCLUSÕES

Com o desenvolvimento deste trabalho, de avaliação do processo de degradação de reforços asfálticos de via com elevado volume de tráfego pesado, inserida em meio urbano (com o estudo histórico e o acompanhamento sistemático dos pavimentos da Avenida dos Bandeirantes durante os anos desta pesquisa), foi possível o entendimento, como um todo, do acelerado estado de degradação que a via vem apresentando desde a sua construção.

Os modelos de desempenho são necessários para prever a tendência das condições dos pavimentos com o tempo, de maneira que se possa estimar os custos futuros de manutenção e a qualidade desses serviços com relação ao conforto e segurança do usuário da via. Esta pesquisa foi direcionada para o desenvolvimento de modelos relacionados com dois tipos de degradação: a irregularidade longitudinal e o trincamento superficial. Pesquisas anteriores têm mostrado que a irregularidade longitudinal é a característica mais relevante nos estudos econômicos devido à sua influência nos custos operacionais dos veículos. Por outro lado, no Brasil, o trincamento superficial é a principal causa de degradação, penalizando paulatinamente o desempenho ou nível de serventia dos pavimentos asfálticos.

Para uma futura implantação destes modelos em algum sistema de gerência, teve-se o cuidado de utilizar parâmetros que possam ser mensuráveis fisicamente e que possam ser obtidos dentro de qualquer política orçamentária, principalmente por municípios de grande porte como São Paulo.

Os modelos de previsão da evolução da irregularidade e do trincamento foram elaborados sobre uma base empírica e de aplicabilidade principal sobre a região de interesse, onde o tráfego, o clima, os materiais utilizados e os métodos de construção foram devidamente qualificados. Fez-se a comparação destas previsões com àquelas geradas pelos modelos de desempenho do programa HDM-4.

Um método utilizado para que os modelos apresentassem previsões mais confiáveis possíveis foi o estudo matemático mais profundo do comportamento apresentado pelas seções da avenida, ou seja, testaram-se métodos de modelagem que consideram efeitos aleatórios entre as variáveis de

interesse, principalmente os efeitos entre as medições consecutivas executadas (Análises de Medidas Repetidas considerando-se diferentes estruturas de covariância).

Com base no estudo realizado, a seguir são apresentadas as principais conclusões que podem contribuir ao presente estado do conhecimento sobre deterioração de reforços asfálticos em vias semelhantes àquela presentemente estudada.

Quanto a análise dos projetos e condições existentes:

1. Proposta inicial de assentamento do traçado sobre a região foi feita com base em diretrizes de projetos não aconselháveis nos dias atuais:

A Avenida dos Bandeirantes foi construída às margens do Córrego Traição, na década de 1970, dentro do programa de obras de canalização da Prefeitura Municipal de São Paulo, com o traçado baseado no aproveitamento do fundo de vale, induzindo aos graves problemas de drenagem superficial e profunda que continuam até os dias atuais. Nas sondagens rotativas de reconhecimento executadas no ano de 2002 ainda foram encontrados solos orgânicos (turfas) no trecho inicial da avenida.

2. O método de dimensionamento utilizado não foi adequado:

O método utilizado foi a MD-1 de 1967, para vias de tráfego pesado do Tipo-2. Conforme pesquisas posteriores, o método apresenta falhas principalmente no que se refere ao estudo geotécnico, que podem ser as causadoras da pouca durabilidade apresentada pelos pavimentos da avenida. O projeto inicial comportava características de via residencial; no entanto, com o passar do tempo, a avenida sofreu uma mudança considerável no tipo e na quantidade de veículos que por ela circulam. A estrutura inicial projetada não suportou adequadamente ao novo uso da via.

3. Ocorreram poucas intervenções de grande porte na avenida desde a sua construção, apesar do estado avançado de degradação apresentado durante toda a sua vida de serviço:

Desde sua construção, ocorreram somente três intervenções na Avenida dos Bandeirantes: em 1978, onde passou a ser uma via expressa após a abertura da Ponte Engenheiro Ary Torres, com aumento considerável no seu volume de tráfego diário; em 1992, com fresagens, execuções de camadas de reforços asfálticos e mudanças nas camadas de base em alguns locais restritos da avenida; e em 2002, com fresagens e reposições de mesma espessura de reforços asfálticos, rebaixamento do perfil sob o Viaduto Santo Amaro e mudanças nas camadas de base em alguns

pontos da avenida. Entre estas intervenções alguns trabalhos de conservação foram executados para sanar problemas de degradação superficial temporariamente, o que pôde ser confirmado pelas espessas camadas de material betuminoso encontradas nas sondagens rotativas.

4. Houve pouca atenção direcionada ao problema estrutural principal, problema este comprovado pelos tipos de defeitos manifestados na superfície dos pavimentos:

Segundo relatórios que datam desde a década de 70, o problema que se perpetua na Avenida dos Bandeirantes é a excessiva e irremediável contaminação por finos da camada de base. As deficiências nesta camada surgiram ainda na fase da sua construção, ocasionando problemas de baixa capacidade de suporte e aceleração dos defeitos superficiais, principalmente no que se refere ao bombeamento de finos pelas trincas. O tipo de material usado na sua construção (macadames hidráulicos e betuminosos), as deficiências da drenagem, a falta de tratamento adequado durante as intervenções e o elevado volume de tráfego pesado que as estruturas estão sujeitas justificam o mau desempenho apresentado pelos pavimentos da avenida.

5. O tipo de tráfego solicitante na Avenida dos Bandeirantes é totalmente atípico para uma via urbana incorporada em uma região com características residenciais:

Os estudos de tráfego têm mostrado que, segundo os valores dos números de repetições equivalentes ao eixo padrão (N), o tráfego solicitante na Avenida dos Bandeirantes é do tipo muito pesado, atípico de vias urbanas, com carregamento maior que a maioria das rodovias federais e estaduais no país. Entre os levantamentos de campo executados recentemente (entre cada 3 a 5 meses), o aumento do fluxo médio diário foi de 4 milhões de eixos-padrão.

6. As condições superficiais e estruturais da pista em sentido Rodovia dos Imigrantes sempre se apresentaram como as mais críticas:

Segundo o projeto de 1991, no que diz respeito às condições superficiais e aos aspectos de deformabilidade, a pista em sentido Rodovia dos Imigrantes era a que se encontrava em situação crítica. A pista em sentido Marginal Pinheiros apresentava quantidades pouco significativas de defeitos. Em 1998, o relatório com o cadastramento das condições mostrou que a pista em sentido Rodovia dos Imigrantes apresentava-se em piores condições, principalmente devido ao trincamento de classe FC-3. Apesar de apresentar deflexões elevadas em alguns pontos, a pista em sentido Marginal Pinheiros estava em melhores condições quanto à deformabilidade. Em 2002, em sentido Rodovia dos Imigrantes, a média do Índice de Gravidade Global (IGG) ficou em 201, e em sentido Marginal Pinheiros, em 122. A pista em sentido Rodovia dos Imigrantes encontrava-se em pior estado quanto à deformabilidade.

Quanto a irregularidade longitudinal:

1. A restauração aplicada em 2002 restituiu a qualidade de rolamento dos pavimentos, com melhorias na irregularidade longitudinal das seções monitoradas:

A restauração com fresagem e reposição de material asfáltico fez melhorar em 82,5% a irregularidade longitudinal da avenida. Após restauração, a irregularidade na pista em sentido Rodovia dos Imigrantes ficou com valor médio de 2 m/km IRI, e na pista em sentido Marginal Pinheiros, com valor médio de 2,7 m/km IRI. O valor de irregularidade de 5,5 m/km IRI ocorrida na Seção S8 é somente explicada por imperfeições no processo construtivo desta seção. As reduções de irregularidade apresentadas pelos pavimentos estão de acordo com os valores previstos pelo programa HDM-4.

2. A quantidade de redução na irregularidade devido à restauração teve influência da irregularidade existente antes da intervenção:

Pela Equação (5.4) cujas constantes de regressão encontram-se na Tabela 5.3, verifica-se claramente um maior nível de significância do parâmetro IRI_{antes} que a própria espessura de reforço empregada durante a restauração. Note-se que a espessura de reforço seria a princípio menos significativa na redução de irregularidade, do que convencionalmente, porque todos os trechos restaurados foram objetos de fresagem prévia.

3. A taxa média de progressão anual de irregularidade verificada nesta pesquisa foi similar à encontrada em outros estudos feitos no Brasil:

A taxa média de aumento na irregularidade foi negativa entre alguns poucos levantamentos, que podem estar relacionados com a calibração do medidor tipo resposta. A taxa média de progressão anual encontrada nas seções da Avenida dos Bandeirantes foi de 26% (mínima de 7% na faixa da direita da Seção S3 e máxima de 97% na faixa da direita da Seção S1) – taxa esta inferior àquela encontrada em estudos do Reino Unido, de 46% ao ano, e similar àquela encontrada nos estudos realizados no Brasil-PNUD, de 22 a 29% ao ano (Paterson, 1987).

4. O crescimento da irregularidade foi influenciado pela espessura do reforço, tipo de solo, deflexão e número estrutural:

Existiu uma tendência na diminuição da variação do IRI com o aumento da espessura de reforços utilizados, e os pavimentos mais espessos (por exemplo, a Seção S6b, com 22 cm de reforço) resultaram em menor desenvolvimento de irregularidade. Os pavimentos construídos sobre solos lateríticos apresentaram comportamento mais homogêneo, apesar deste solo se manifestar nos

bombeamentos observados nas seções bastante deterioradas. A deflexão e o número estrutural corrigido, quando interagidos com o tráfego (N), apresentaram influência na variação dos valores de IRI. A irregularidade longitudinal não foi sensível à porcentagem de trincamento apresentada pelas seções; no entanto, quando se analisou a irregularidade em seções com presença ou não do defeito, os valores de IRI foram bastante sensíveis.

Quanto ao trincamento superficial:

1. O trincamento surgiu primeiro nas seções em sentido Rodovia dos Imigrantes e podem estar relacionadas com o fenômeno de reflexão de trincas:

A observação dos dados demonstrou que o trincamento surgiu primeiro em seções localizadas em sentido Rodovia dos Imigrantes. Nas seções com as piores condições podem ter ocorrido o fenômeno de reflexão de trincas. Houve aumento na área de trincamento com o tráfego, porém, um grupo de seções, para um mesmo volume de tráfego, apresentou um aumento mais acentuado na quantidade do defeito. Dada a velocidade de ocorrência do trincamento, não poderia o mesmo estar associado tão somente a processos de fadiga em misturas asfálticas. Neste aspecto, a simples reposição de espessura de fresagem não se revela como técnica mais apropriada para evitar a progressão de fissuras nos pavimentos analisados.

2. O trincamento foi influenciado pela espessura do reforço, tipo de solo, geometria, deflexão e número estrutural:

A espessura de reforço utilizada nas seções apresentou pouca influência na época do surgimento do trincamento; todavia, quanto menor foi a espessura de reforço aplicada, mais rápido foi o aumento da degradação da superfície das seções. As análises comprovaram que quanto maior a deflexão após a restauração menos tempo levou para o surgimento do trincamento. As seções localizadas em nível e em aclive apresentaram o aumento mais acentuado na quantidade de trincamento que àquelas localizadas em declive, e a variabilidade da porcentagem de trincamento nas seções em nível foi superior em relação às seções restantes. Sobre subleitos lateríticos, a quantidade e a taxa de crescimento do trincamento foram inferiores que nos casos de pavimentos com subleitos não lateríticos.

Quanto aos modelos desenvolvidos:

De modo pioneiro, uma via urbana com elevadíssimo volume de tráfego comercial foi monitorada sistematicamente, procedendo-se avaliações de irregularidade longitudinal e de trincamento em reforços de superfícies asfálticas (com emprego prévio de fresagem da mesma espessura do reforço). Tais avaliações permitiram a modelagem empírica do desempenho dos pavimentos, tendo-se, quanto aos modelos, chegado às seguintes conclusões:

1. A partir de um modelo linear generalizado e após a verificação do seu ajuste (teste de hipóteses) selecionaram-se, preliminarmente, 13 modelos de evolução de irregularidade e sete modelos de evolução de trincamento:

Os modelos de evolução de irregularidade apresentaram coeficientes de determinação variando entre 31,9 a 54,3%, enquanto que, os modelos de evolução de trincamento de 50,2 a 69,1%. Em todos os modelos a espessura do reforço foi relevante e os defeitos modelados aumentaram com a idade ou com o tráfego e progrediram com taxas menores com o aumento da capacidade estrutural.

2. Verificou-se a existência de correlações não constantes e dependentes entre as medições de irregularidade:

Foi testada, entre os dados de irregularidade, uma estrutura de covariância diferente da usual e verificou-se que, entre as medições existem correlações do tipo auto-regressiva de ordem 1, onde as variâncias entre uma medida e outra decrescem entre os intervalos de observações, ou seja, a dependência de uma medição em relação a anterior vai diminuindo com o tempo.

3. Levando em consideração as estruturas de covariância existentes entre as medições e o princípio da parcimônia, selecionaram-se dois modelos de evolução de irregularidade e um modelo de evolução de trincamento:

Após a verificação da estrutura de covariância existente entre as medições, cinco modelos apresentaram bons ajustes aos valores observados em campo (Modelos 3, 5, 8, 10 e 12, da Tabela F.2); todavia, levando-se em conta o princípio da parcimônia, dois modelos finais de previsão de irregularidade foram selecionados – Equações (5.5) e (5.6). Foram relevantes, nestes modelos, a espessura da camada de reforço, a deflexão após a restauração, o tráfego e a idade do pavimento desde a restauração. Os modelos foram divididos em dois grupos diferenciados pela espessura de fresagem e reforços utilizados (< 10 cm e ≥ 10 cm).

Três modelos apresentaram bons ajustes aos valores de porcentagem de trincamento observados em campo (Modelos 2, 4 e 5, da Tabela F.5), todos em função do tráfego atuante. Não houve ajustes adequados entre os modelos relacionados com a idade e os valores medidos em campo, pois para

pequenas variações na idade, os modelos previram grandes quantidades de porcentagens de área com trincamento. Levando-se em conta o princípio da parcimônia foi selecionado um modelo final de evolução de trincamento – Equação (5.9), onde a deflexão após a restauração, o tráfego e a irregularidade longitudinal foram variáveis relevantes.

4. Dois modelos do tipo regressão logística se ajustaram bem aos dados de trincamento superficial:

Devido à tendência apresentada pelo trincamento nas modelagens usadas em outras pesquisas, a modelagem de regressão logística foi testada nos dados da avenida. Dois modelos apresentaram bons ajustes com os valores medidos em campo. As previsões destes modelos foram bastante similares àquelas da Equação (5.9). Assim, levando em conta o princípio da parcimônia, para previsão da porcentagem de trincamento superficiais, o modelo selecionado foi o apresentado na Equação (5.9).

5. Quando relacionado com o tráfego atuante, as previsões do modelo de irregularidade proposto foram similares aos modelos tradicionais existentes na literatura:

Apesar da similaridade encontrada com um modelo existente da literatura, é importante lembrar que as condições de contorno existentes nas modelagens foram diferentes. O modelo de previsão de irregularidade proposto foi desenvolvido para pavimentos fresados e restaurados com camadas de material asfáltico de mesma espessura da fresagem.

6. Quando relacionados com a idade, as previsões do modelo de irregularidade proposto foram mais conservadoras que as previsões dos modelos tradicionais (década de 1980):

Os modelos existentes foram poucos sensíveis ao aumento da idade. No exemplo comparativo apresentado, para uma idade de 10 anos, o modelo proposto chegou a prever uma irregularidade três vezes maior que a média da irregularidade prevista pelos outros modelos.

7. O modelo proposto quando comparado com modelos mais recentes (década de 1990 e 2000) apresentou previsões diferentes quanto à evolução de irregularidade:

O modelo proposto foi menos conservador. As diferenças encontradas entre as previsões do modelo proposto e dos modelos existentes surgiram, principalmente, por se tratarem de modelos empíricos e específicos para cada conjunto analisado. O uso destes modelos deve ser feito com uma interpretação adequada dos resultados e conhecimento dos limites de aplicação de cada modelo.

8. A irregularidade após a restauração (fresagem e o reforço de mesma espessura) dependeu da irregularidade existente antes da restauração e da espessura de reforço utilizada:

No modelo desenvolvido nesta pesquisa, Equação (5.4), a espessura da camada de reforço e a irregularidade longitudinal existente antes da intervenção foram relevantes na determinação do decréscimo de irregularidade devido à restauração. O modelo proposto ajustou-se bem aos dados medidos em campo e apresentou previsões similares àquelas de modelos existentes na literatura.

9. O início de trincamento superficial depende da espessura de reforço aplicado e do número estrutural corrigido:

O modelo proposto (Equação 5.8) previu o número de repetições equivalentes ao eixo padrão (calculado pelo critério do DNER) no surgimento do trincamento superficial. O modelo ajustou-se bem aos dados medidos em campo, com coeficiente de determinação de 64,4%.

10. O modelo de evolução de trincamento desenvolvido nesta pesquisa prevê taxa de aumento da área de trincamento inferior àquela prevista pelo modelo da norma do DNER:

O modelo que deu origem à norma técnica DNER PRO 159/85 prevê o aumento da porcentagem de trincamento de forma mais acelerada. Para um aumento de 1×10^7 eixos-padrão, a área de trincamento prevista foi aproximadamente 27% superior à área prevista pelo modelo proposto neste trabalho.

11. Usando o resultado da simulação feita no programa HDM-4 para quatro seções da Avenida dos Bandeirantes, verificou-se que o modelo de redução de irregularidade proposto nesta pesquisa ajustou-se melhor aos dados medidos em campo que o modelo do HDM-4:

A média dos valores previstos pela Equação (5.4) foi próxima à media dos valores observados nestas seções. O HDM-4 chegou a prever um IRI após a restauração de 3,2 m/km na Seção S7, 20% a cima do valor encontrado em campo.

12. Para as seções analisadas no programa HDM-4, a espessura de reforço foi relevante na comparação entre as previsões feitas pelo modelo de irregularidade proposto e as previsões feitas pelo modelo do HDM-4:

O modelo proposto apresentou previsões similares às do modelo do HDM-4 nas seções onde a espessura de reforço foi menor do que 10 cm (REF = -1, na Equação 5.7); todavia, para espessura de reforços maiores que 10 cm (REF = 0, na Equação 5.7), o modelo proposto foi menos conservador.

13. O modelo proposto e o modelo do HDM-4 foram mais otimistas nas previsões do início do aumento acelerado na irregularidade longitudinal das seções analisadas:

O aumento real acelerado na irregularidade verificado em campo nas seções ocorreu antes das previsões feitas pelos modelos. Na Seção S1, para 10 anos de análise, os modelos não prognosticaram a irregularidade máxima medida em campo, de 7,8 m/km IRI.

14. Usando o resultado da simulação feita no programa HDM-4 para quatro seções da Avenida dos Bandeirantes, verificou-se que o modelo de previsão de início de trincamento proposto nesta pesquisa ajustou-se melhor aos dados medidos em campo que o modelo do HDM-4:

As previsões feita pelo modelo do HDM-4 foram bem menos rigorosas chegando a não prever o surgimento do trincamento na superfície de seções com 8 e 15 cm de fresagem e reforço mesmo após 10 anos de análise.

15. A espessura da camada de reforço teve influência nas previsões feitas pelo modelo de trincamento proposto e pelo modelo do HDM-4:

Na seção onde a camada de reforço aplicada foi maior que 10 cm, os valores previstos ficaram próximos à área de trincamento medida em campo (< 3%). Nas seções onde a camada de reforço aplicada foi menor que 10 cm, o modelo do HDM-4 foi menos conservador. Na Seção S1, os valores medidos em campo foram bem superiores que os valores previstos – as porcentagens máximas previstas pelos modelos ficaram em torno de 12 a 15% nos 10 anos de análise, enquanto que o medido chegou a 93% em 3 anos de monitoramento.

Diante dos questionamentos (óbvios) entre os técnicos da área rodoviária, em especial aqueles ligados a agências viárias urbanas, sobre a aplicabilidade do programa HDM-4 em vias urbanas, posto que seus modelos intrínsecos foram desenvolvidos com base em bancos de dados de pavimentos rodoviários, o trabalho de pesquisa aponta para o fato de que, em termos de análises de

custos, quando a irregularidade torna-se o principal parâmetro técnico para as avaliações econômicas, não haveriam restrições importantes quanto às previsões feitas pelo HDM-4. Inclusive, na maioria dos casos as previsões do HDM-4, dentro dos limites dos estudos, apresentou-se mais conservadora neste aspecto.

Quanto à evolução do trincamento, os modelos desenvolvidos resultaram mais apropriados que as simulações pelo HDM-4, pois neste último caso, o programa não foi capaz de prever o excessivo e prematuro trincamento que as seções apresentaram. Tais discrepâncias estão possivelmente ligadas ao fenômeno de reflexão de fissuras presentes nas misturas asfálticas remanescentes, mesmo após a fresagem, que por sua vez, mostrou-se, portanto, pouco eficiente no controle do fenômeno. Do ponto de vista de manutenção preventiva, portanto, o modelo HDM-4 seria inadequado no caso dos pavimentos estudados.

Destaca-se, finalmente, que os modelos de previsão de irregularidade e de trincamento oferecidos pelo HDM-4, por se tratarem de modelos genéricos para uma ampla faixa de tipos de pavimentos, climas, etc., apresentam uma formulação bastante complexa em termos de variáveis. Nos modelos propostos neste trabalho, em especial para evolução de irregularidade, uma simplicidade maior é encontrada, pois com poucas variáveis estruturais e categóricas, os modelos apresentaram ajustes estatísticos bastante satisfatórios tendo em conta o número e a variabilidade de parâmetros que governam o comportamento funcional e estrutural de pavimentos.

Após a conclusão deste estudo, como sugestões e recomendações para a continuidade das pesquisas, destacam-se aquelas que se seguem:

- Foram testados somente efeitos fixos nos modelos, junto com a estrutura de covariância adequada. Porém, existem efeitos aleatórios (modelos mistos) onde com uma estrutura de covariância adequada consegue-se determinar até quando a influência da medida anterior tem na posterior;
- Continuar com as medições de irregularidade longitudinal, ou com o mesmo equipamento ou com outro de maior precisão, para melhorar ou até mesmo calibrar os modelos de previsão de desempenho desenvolvidos nesta pesquisa. O banco de dados construído até o momento é de importância fundamental e não deve ser ignorado e abandonado. Deve-se enriquecê-lo, sim, com outros parâmetros como medidas laboratoriais dos materiais usados nas seções;
- Expandir a quantidade das seções de monitoração, estabelecendo novas seções em vias com características similares à Avenida dos Bandeirantes;
- Continuar com o monitoramento da evolução do trincamento;
- Elaborar um sistema de gestão de manutenção específico para o conjunto das vias urbanas com características similares à Avenida dos Bandeirantes, ou seja, ao menos aquelas

pertencentes ao Mini-Anel Viário de São Paulo, que compreende as Avenidas Marginais Tietê e Pinheiros, a avenida Salim Farah Maluf, a avenida Juntas Provisórias, etc. Devido à grande importância que esta avenida apresenta para a economia nacional, não se deve tratá-la como uma mera avenida-padrão do sistema urbano de São Paulo. Este sistema de gerência deverá fazer parte das operações da Secretaria responsável pelas vias em questão;

- Calibrar os modelos de previsão de desempenho desenvolvidos neste trabalho com dados de outras vias com características similares à Avenida dos Bandeirantes;
- Desenvolver modelos de previsão de desempenho para pavimentos cuja infra-estrutura é mantida com atividades de manutenção e conservação periódicas e rotineiras desde a sua construção e/ou restauração;
- Aprofundar na avaliação dos outros modelos sugeridos neste trabalho que se ajustaram bem aos dados medidos em campo e que apresentaram boas medidas estatísticas – cinco modelos de previsão da evolução de irregularidade e três modelos de previsão da evolução de trincamento superficial, incluindo os modelos de regressão logística apresentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

AL-OMARI, B.; DARTER, M. I. Relationships between International Roughness Index and Present Serviceability Rating. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1435, p.130-136, 1994.

AL-OMARI, B.; DARTER, M.I. Effect of pavement deterioration types on IRI and rehabilitation. **Transportation Research Record**, Washington D.C., n.1505, p.57-65, 1995.

AL-SWAILMI, S. Framework for municipal maintenance management systems. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1442, p.3-37, 1994.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO Guide for design of pavement structures**. Washington, D. C.: AASHTO. 1993. 579 p.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. Status of the Nation's highway, bridges, and transit: conditions and performance report. Disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/policy/1999cpr/report.htm>. Acesso em: 25 fev. 2003.

ARCHILLA, A. R.; MADANAT, S. Development of a pavement rutting model from experimental data. **Journal of Transportation Engineering**, v.126, n.4, p.291-299, 2000.

BALBO, J. T. **Estudo das propriedades mecânicas das misturas de brita e cimento e sua aplicação aos pavimentos semi-rígidos**. 1993. 196p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

BALBO, J. T. **Contribuição à análise estrutural de reforços com camadas ultradelgadas de concreto de cimento Portland sobre pavimentos asfálticos (Whitetopping Ultradelgado)**. 1999. 195p. Tese (Livre Docente) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

BALBO, J. T. **Pavimentos asfálticos – patologias e manutenção**. São Paulo: Plêiade, 1997. 103p.

BARROS, O. M. **Análise de segurança do uso de faixas de tráfego estreitas em vias arteriais urbanas**. 2002. 210p. Tese (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

BARROS, S. T.; PREUSSLER, E. S. **Metodologia para o Projeto de Pavimentos Urbanos. Primeira Parte: Método de Dimensionamento**. São Paulo: Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRÔ, 1985.

BENNET, C. R. **Road measurement data acquisition system: ROMDAS – Version 5.2 user's guide**. Highway and Traffic Consultants Ltda, 2000. 280p.

BENNET, C.; PATERSON, W. D. O. **A guide to calibration and adaptation (Highway Development and Management, HDM-4)**. Birmingham, United Kingdom: Highway Development and Management Series, Version 1.0, v.5, 2000. 214p.

BODI, J. **Aplicação do conceito de serventia na priorização dos serviços de manutenção de pavimentos urbanos**. 1998. 145p. Tese (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

BOTTURA, E. J. **Contribuição para o estudo da calibração e controle de sistemas medidores de irregularidade rodoviária tipo resposta**. 1998. 317p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

BRANDÃO, T. D. S. **Dimensionamento de pavimentos flexíveis – MD-1: Método da Prefeitura de São Paulo**. São Paulo: PMSP, 1967. 15p.

BRUSCELLA, B.; ROUILLAD, V.; SEK, M. A. Analysis of road surface profiles. **Journal of Transportation Engineering**, v.125, n.1, p.55-59, 1999.

BUTT, A. A.; SHAHIN, M. Y.; FEIGHAN, K. J.; CARPENTER, S. H. Pavement performance prediction model using the Markov Process. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1123, p.12-19, 1987.

CAMPOS, A. C. R. **Métodos de previsão de desempenho de irregularidade longitudinal para pavimentos asfálticos: aplicação e proposição de critérios de ajuste**. 2004. 212p. Tese (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

COELHO, P. S. M.; QUEIROZ, C. A. V. **Experimental models for the performance of asphalt concrete overlays**. Rio de Janeiro: Brazilian Road Institute, 1985.

CAREY, W. N.; IRICK, P. E. The pavement serviceability: Performance concept. **Highway Research Bulletin**, Washington, D. C., n.250, 1960.

CARNAHAN, J. V.; DAVIS, W. J.; SHAHIN, M. Y.; WU, M. Optimal maintenance decisions for pavement management. **Journal of Transportation Engineering**, v.113, n.5, p.554-572, 1987.

COMPANHIA DE ENGENHARIA DE TRÁFEGO DE SÃO PAULO - CET. Características dos volumes de tráfego em São Paulo / 1998. São Paulo: CET-SP, 1999.

COMPANHIA DE ENGENHARIA DE TRÁFEGO DE SÃO PAULO - CET. Disponível em: <http://www.cet.com.br>. Acesso em: 7 out. 2002.

CONCREMAT ENGENHARIA E TECNOLOGIA S.A. **Projeto de Restauração do Pavimento da Avenida dos Bandeirantes**. São Paulo: CONCREMAT, 2002.

COUTINHO, J. M. V.; COZZOLINO, V. M.; MASSAD, F. **Aspectos geológicos e geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Sociedade Brasileira de Geologia - ABGE-SBG, 1980.

COZZOLINO, V. M. N. **Tipos de sedimentos que constituem a Bacia de São Paulo**. 1972. 116p. Tese (Doutoramento) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1972.

COZZOLINO, V. M. N.; CHIOSSI, N. J. **Condições geotécnicas da Bacia Sedimentar de São Paulo**. São Paulo: DLP, 1969.

DARTER, M. I. Requirements for reliable predictive pavement models. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.766, p.25-31, 1980.

DEPARTAMENTO DE ÁGUAS E ENERGIA ELÉTRICA. **Banco de dados pluviométricos do Estado de São Paulo**. São Paulo: Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica. Secretaria de Recursos Hídricos, Saneamento e Obras, Governo do Estado de São Paulo, 1997.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER PRO 008/78**: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Rio de Janeiro, 1978.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER PRO 010/79**: Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis – Volume I. Rio de Janeiro, 1979.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER PRO 011/79**: Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro, 1979.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 061/79**: Pavimento – delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da viga Benkelman. Rio de Janeiro, 1979.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ES 128/83**: Levantamento da condição de superfície de segmentos-testemunha de rodovias de pavimento flexível ou semi-rígido para gerência de pavimentos a nível de rede. Rio de Janeiro, 1983.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER PRO 159/85**: Projeto de restauração de pavimentos flexíveis semi-rígidos. Rio de Janeiro, 1985.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER PRO 164/85**: Calibração e controle de sistemas medidores de irregularidade tipo resposta. Rio de Janeiro, 1985.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ES 173/86**: Método de nível e mira para calibração de sistemas medidores de irregularidade tipo resposta. Rio de Janeiro, 1986.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER PRO 007/94**: Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos. Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER PRO 269/94**: Projeto de restauração de pavimentos flexíveis – TECNAPAV. Rio de Janeiro, 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de reabilitação de pavimentos asfálticos**. Rio de Janeiro, 1998. 85p.
- DOMINGUES, F. A. A. **Integrador de deslocamentos IPR/USP - 1ª Fase**. São Paulo: NDTT/USP, 1982.
- DOMINGUES, F. A. A. **Integrador de deslocamentos IPR/USP - 2ª Fase**. São Paulo: NDTT/USP, 1982.
- DONNELLY, D. E.; KILJAN, J. P. Volume I: Data Seminar Overview. Demonstration Project No.72 – Automated Pavement Data Collection Equipment. Report No. FHWA DP-88-072-003, Proceeding. In: PAVEMENT PROFILE MEASUREMENT SEMINAR. Fort Collins: Colorado Department of Highway, 1988.
- DOUGAN, C. E. et al. Variation of pavement smoothness between adjacent: implications for performance based contracting. In: 82th ANNUAL MEETING TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 2003. 1 CD-ROM.
- EMPRESA METROPOLITANA DE TRANSPORTES URBANOS DE SÃO PAULO S/A. **Manual técnico de pavimentação – PAVIURB**. São Paulo: Empresa Metropolitana de Transportes Urbanos de São Paulo S/A, 1980. v.1.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Distress identification manual for the Long-Term Pavement Performance Program**. U. S. Department of Transportation, 2003. 154p. (Publication No. FHWA-RD-03-031).

GEIPOT. **Research on the Interrelationships between Costs of Highway Construction, Maintenance and Utilization (PICR). Final Report, 12 volumes.** Brasília: Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes – GEIPOT, Ministério dos Transportes, 1982.

GEORGE, K. P.; RAJAGOPAL, A. S.; LIM, L. K. Models for predicting pavement deterioration. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1215, p.1-9, 1989.

GILLESPIE, T. D. Everything you always wanted to know about the IRI, but were afraid to ask. In: Road Profile Users Group Meeting. Lincoln, Nebraska. 1992. 13p.

GREENWOOD, I. D. Improved modeling, better accuracy, better management. Disponível em: http://www.opus.co.nz/detail_pages/news5.htm#highways. Acesso em: 10 jul. 2003.

HARRAL, C. G.; FAIZ, A. **Road deterioration in developing countries: causes and remedies.** Washington D. C.: The International Bank for Reconstruction and Development -The World Bank, 1988. 61p.

HAAS, R.; HUDSON, W. R. **Pavement management system.** New York: McGraw-Hill Book Company, 1978. 457p.

HAAS, R.; HUDSON, W. R.; ZANIEWSKI, J. **Modern pavement management.** Malabar, Florida: Krieger Publishing Company, 1994. ?? 583p.

HIGHWAY RESEARCH BOARD. **The AASHO Road Test.** Washington D. C.: National Academy of Science, 1962. 352p. (Special Report n.61E).

HODGES, J. W.; ROLT, J.; JONES, T. E. **The Kenya Road Transport Cost Study: research on road deterioration.** Crowthorne, England: Transport and Research Laboratory, 1975. (Laboratory Report 673).

HOSMER, D. W.; LEMESHOW, S. **Applied logistic regression.** Canada: John Wiley & Sons, Inc., 1989. 307p.

HUDSON, W. R. Outline of a generalized road roughness index for worldwide use. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.702, p.249-259, 1979.

INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS / DNER. **Research on the structural evaluation of pavements.** Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisa Rodoviária e Departamento de Estradas de Rodagem - Brazilian Road Research Institute, 1984.

JANOFF, M. S.; NICK, J. B.; DAVIT, P. S. **Pavement roughness and rideability.** Washington, D.C.: National Cooperative Highway Research Program - Transportation Research Board, National Research Council, 1985. 69p. (Report n.275)

JIANG, Y.; SAITO, M.; SINHA, K. C. Bridge performance prediction model using the Markov chain. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1180, p.25-32, 1988.

KARAN, M. A.; CHRISTON, T. S.; CHEETHAM, A.; BERDAHL, G. Development and implementation of Alberta's pavement information and needs system. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.938, 1983.

KEANE, P. L.; KEANE, M. I. **An integrated decision-making methodology for optimal maintenance strategies.** 1985,. Universidade de Illinois, Urbana, 1985.

KHATTREE, R.; NAIK, D. N. **Applied multivariate statistics with SAS® Software. 2nd Edition.** Cary, NC: SAS Institute Inc., 1999. 360 p.

- KULKARNI, R. B. Dynamic decision model for a pavement system. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.997, p.11-18, 1984.
- LABORATÓRIO DE ENGENHARIA E CONSULTORIA S/C LTDA - LENC. **Projeto de Restauração do Pavimento da Avenida dos Bandeirantes**. São Paulo: LENC, 1998.
- LA TORRE, F.; BALLERINI, L.; DI VOLO, N. Correlation between longitudinal roughness and user perception in urban areas. In: 81ST ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, Washington, D. C., 2002. 18p.
- LI, N.; HAAS, R.; XIE, W-C. Investigation of relationship between deterministic and probabilistic prediction models in pavement management. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1592, p.70-79, 1997.
- LI, N.; XIE, W-C.; HAAS, R. Reliability-based processing of Markov chains for modeling pavement network deterioration. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1524, p.203-213, 1996.
- LI, N.; KAZMIEROWSKI, T.; SHARMA, B. Verification of network level pavement roughness measurements. In: 80TH ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Washington, D. C, 2001. 1 CD-ROM
- LERCH, R. L. **Previsão de irregularidade pós-recape em rodovias do RS: ajuste do modelo HDM-4**. 2002. 93p. Tese (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.
- LUCAS, J.; VIANO, A. **Systematic measurement of surface evenness on the road network**. Paris: Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1979. (Bulletin de Liaison n.101).
- LYTTON, R. L. Concepts of pavement performance prediction and modeling. In: 2ND NORTH AMERICAN CONFERENCE ON MANAGING PAVEMENTS. 1987. p.2.1-2.19, v.2.
- LYTTON, R. L.; MICHALAK, C. H.; SCULLION. The Texas Flexible Pavement System. In: PROCEEDINGS OF FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, V.1. Ann Arbor: UNIVERSITY OF MICHIGAN AND DELFT UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, 1982.
- MADANAT, S.; IBRAHIM, W. H. W. Poisson regression models of infrastructure transition probabilities. **Journal of Transportation Engineering**, v.121, n.3, p.267-272, 1995.
- MADANAT, S.; MISHALANI, R.; IBRAHIM, W. H. W. Estimation of infrastructure transition probabilities from condition rating data. **Journal of Infrastructure System**, v.1, n.2, p.120-125.
- MADANAT, S.; KARLAFTIS, M. G.; McCARTHY, P. S. Probabilistic infrastructure deterioration models with panel data. **Journal of Infrastructure System**, v.3, n.1, p.4-9, 1997.
- MAHMOOD, S. A.; KSAIBATI, K. Utilizing the LTPP data in evaluating the smoothness of asphalt pavements. In: 80TH ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, Washington, D.C.: Transportation Research Board, 2001. 23p.
- MARCON, A. F. **Contribuição ao desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimentos para a malha rodoviária estadual de Santa Catarina**. 1996. 392p. Tese (Doutorado) – Instituto de Aeronáutica, São José dos Campos, 1996.
- MASSAD, F. **Características e propriedades geotécnicas de alguns solos da bacia de São Paulo. Aspectos geológicos e geotécnicos da bacia sedimentar de São Paulo - Mesa Redonda**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Sociedade Brasileira de Geologia – ABGE-SBG, 1980. p.53-94.

MATTARAIA, L. E. V.; DOMINGUES, F. A. A. Intervenções rápidas em pavimentos urbanos com utilização de base de rachão. In: 6^ª REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO – ABPv, Santos: Associação Brasileira de Pavimentação, ABPv, 1995. p.165-190

MAUCH, M.; MADANAT, S. Semi parametric hazard rate models of reinforced concrete bridge deck deterioration. **Journal of Infrastructure System**, v.7, n.2, p.49-57, 2001.

NOGAMI, J. S.; ALVAREZ NETO, L. **Pavimentação. Solos da Cidade de São Paulo. Mesa Redonda**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS e Associação Brasileira de Engenharia de Fundações e Serviços – ABEF, 1992.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA - COPPE/UFRJ – CNPq – ABMS. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ – CNPq – ABMS, 1981. p.30-40.

ODOKI, J. B.; KERALI, H. G. R. **Analytical framework and model descriptions (Highway Development and Management - HDM-4)**. Birmingham, United Kingdom. Highway Development and Management Series, Version 1.0, v.4, 2000. 1184p.

PATERSON, W. D. O. **Road deterioration and maintenance effects – Models for planning and management**. Baltimore: The Johns Hopkins University Press, 1987. 454p. (The Highway Design and Maintenance Standards Series).

PATERSON, W. D. O. International Roughness Index: relationship to other measures of roughness and riding quality. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1084, p.49-59, 1987b.

PATERSON, W. D. O.; CHESHER, A. D. On predicting pavement surface distress with empirical models of failure times. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1095, p.45-56, 1986.

PERERA, R. W.; KOHN, S. D. International Roughness Index of asphalt concrete overlays – Analysis of data from Long-Term Pavement Performance Program SPS-5 Projects. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1655, p.100-109, 1999.

PATIÑO, M. C. A.; ANGUAS, P. G. **Índice Internacional de Rugosidad, aplicación en la red carretera de México**. Sanfandila, Querétaro, México: Instituto Mexicano del Transporte, 1998. 52p. (Publicación Técnica n.108)

PINTO, C. S.; BOSKOV, M. E. G.; MOURA, P. R. M. Estudo comparativo de estabilização com cimento e com cal de solo saprolítico e de solo laterítico. In: 25^º REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. São Paulo: Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, 1991. v.2, p.487-507.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. **Pavimentação Rodoviária. Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro: Copiarte, Copiadora e Artes Gráficas Ltda, 2001.

PITTA, D. M. **Contribuição à retroanálise das superfícies deformadas em pavimentos asfálticos típicos da região sul do Brasil**. 1998. 127p. Tese (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. **Relação de Especificações Gerais, Detalhes Técnicos e Instruções para Projeto de Pavimentação e Drenagem**. São Paulo: Prefeitura Municipal de São Paulo, 1967.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. **Dimensionamento de pavimentos flexíveis para vias de tráfego muito leve – MD-3T**. São Paulo: Prefeitura Municipal de São Paulo, 1979.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. **Instruções de projeto e de reparação de pavimentos urbanos – IP e IR**. São Paulo: Prefeitura Municipal de São Paulo, 2004 (a ser publicado).

PREUSSLER, E. S.; MEDINA, J.; PINTO, S. Resiliência de solos tropicais e sua aplicação à Mecânica dos Pavimentos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA - COPPE/UFRJ – CNPq – ABMS. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ – CNPq – ABMS, 1981.

PREUSSLER, E. S.; PINTO, S. Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis, considerando a resiliência. In: 17ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. São Paulo: Associação Brasileira de Pavimentação, ABPv, 1982. v.1, p.205-244.

PROTRAN. Disponível em: <http://www.ambiente.sp.gov.br>. Acesso em: 21 maio 2003.

PROZZI, J. A. **Modeling pavement performance by combining field and experimental data**. 2001. 126p. Tese (Doutorado), Graduate Division of the University of California, Berkeley, 2001.

PROZZI, J. A.; MADANAT, S. Using duration models to analyze experimental pavement failure data. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1699, p.87-94, 2000.

QUEIROZ, C. A. V. **Performance prediction models for pavement management in Brazil**. 1981. 317p. Tese (Doutorado), Faculty of the Graduate School of the University of Texas, Austin, 1981.

RIOS, R. C. **Introducción a la auscultación de firmes**. Madrid, España: AEPO Ingenieros Consultores, 1997. 42p. (Cuaderno AEPO n.40)

ROCHA, H. C.; ALVAREZ NETO, L.; STEFANI, S. C. B. Características geotécnicas de alguns solos típicos da Região Metropolitana de São Paulo. In: 23ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. São Paulo: Associação Brasileira de Pavimentação, ABPv, 1988. v.1, p.431-446.

ROCHA FILHO, N. **Estudo de técnicas para avaliação estrutural de pavimentos por meio de levantamentos deflectométricos**. 1996. 170p. Tese (Mestrado) – Instituto de Aeronáutica, São José dos Campos, 1996.

RODRIGUES, R. M. **Estudo do trincamento dos pavimentos**. 1991. 208p. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

ROUILLARD, V.; BRUSCELLA, B.; SEK, M. (2000). Classification of road surface profiles. **Journal of Transportation Engineering**, v.126, n.1, p.41-45, 2000.

SALEH, M. F.; MAMLOUK, M. S.; OWUSU-ANTWI, E. B. Mechanistic roughness model based on vehicle-pavement interaction. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1699, p.114-120, 2000.

SAYERS, M. W. On the calculation of International Roughness Index from longitudinal road profile. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1501, p.1-12, 1995.

SAYERS, M. W.; GILLESPIE, T. D. Report FHWA/RD-86/100, FHWA. In: THE ANN ARBOR ROAD PROFILOMETER MEETING. Ann Arbor: U.S. Department of Transportation, 1986. 237p.

SAYERS, M. W.; GILLESPIE, T. D.; PATERSON, W. D. O. **Guidelines for conducting and calibrating road roughness measurement**. Washington D.C.: World Bank, 1986. 86p. (World Bank Technical Paper n.46)

SAYERS, M. W.; GILLESPIE, T. D.; QUEIROZ, C. The International Road Roughness Experiment: a basis for establishing a standard scale for road roughness measurements. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1084, p. 76-85, 1986b.

SAYERS, M. W.; KARAMIHAS, S. M. **The little book of profiling: basic information about measuring and interpreting road profiles**. Ann Arbor: University of Michigan, Transportation Research Institute, 1998. 100p.

SESTINI, V. M.; SÓRIA, M. H. A; QUEIROZ, C. Previsão do IRI: Adaptação do HDM à Região Centro de São Paulo. In: 31ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. São Paulo: Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv, 1998. p.935-952.

SILVA, F. M.; VAN DAM, T. J.; BULLEIT, W. M.; YLITALO, R. Proposed pavement performance models. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1699, p.81-86, 2000.

SMITH, K. D.; HOERNER, T. E.; DARTER, M. I. Effect of initial pavement smoothness on future smoothness and pavement live. **Transportation Research Record**, Washington D. C., n.1570, p.60-67, 1997.

SOUZA, M. L. **Método de dimensionamento para pavimentos flexíveis. Método do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER, 1ª. Edição**. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER, 1966. 164p.

SOUZA, R. O.; FARIAS, M. M.; SHIMOISHI, J. M. Análise comparativa entre os índices de irregularidade longitudinal do pavimento. In: XVI CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, ANPET. Natal: Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes - ANPET, 2002. v.1, p.81-92.

SUGUIO, K. **Síntese dos conhecimentos sobre a sedimentação da bacia de São Paulo. Aspectos geológicos e geotécnicos da bacia sedimentar de São Paulo - Mesa Redonda**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia - ABGE, e Sociedade Brasileira de Geologia - SBG, 1980. p.25-32.

SUN, L.; ZHANG, Z.; RUTH, J. Modeling indirect statistics of surface roughness. **Journal of Transportation Engineering**, v.127, n.2, p.105-111, 2001.

TARGAS, D. N. Pavimentação urbana: a evolução das normas de pavimentação da Prefeitura do Município de São Paulo. **Revista Engenharia - Editora Engenho**, n.531, p.40-47, 1999.

TARIFA, J. R.; ARMANI, G. **Unidades climáticas urbanas da cidade de São Paulo. Atlas Ambiental do Município de São Paulo, Secretaria do Verde e do Meio Ambiente – SVMA/PMSP, e Secretaria de Planejamento – SEMPLA/PMSP**. São Paulo: Laboratório de Climatologia, Universidade de São Paulo – USP, 2000. 74p.

TECNOLOGIA PAULISTA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA – TECNACON. **Projeto de Restauração e Drenagem da Avenida dos Bandeirantes**. São Paulo: TECNACON, 1991. 133p.

TECNOLOGIA PAULISTA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA LTDA – TECNACON. **Projeto de Reabilitação da Avenida dos Bandeirantes**. São Paulo: TECNACON, 1992. 95p.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Transportation Management for Major Highway Reconstruction**. Washington D. C., TRB Special Report 212, 1987.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. Novo critério para a escolha de solos arenosos finos para bases de pavimentos. In: 17ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Brasília: Associação Brasileira de Pavimentação, ABPv, 1982. v.2, p.107-127.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. Características e desempenho de segmentos de pavimentos rodoviários com base de argila laterítica. In: 24º REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Belém: Associação Brasileira de Pavimentação, ABPv, 1990. v.1, p.291-304.

VON QUINTUS, H. L.; ELTAHAN, A.; YAU, A. Smoothness models for HMA-surfaced pavements developed from LTPP performance data. In: 80TH ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Washington, D.C.: Transportation Research Board, 2001. 1 CD-ROM, 44p.

WATANATADA, T. et al. **The highway design and maintenance standards models. Highway Design and Maintenance Standards Series. 2v.** Maryland: The Johns Hopkins University Press, 1987.

WEED, R. W. Mathematical modeling of pavement smoothness. In: 81ST ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Washington, D. C.: Transportation Research Board, 2002.

WOLDEN, T. **Sub-Saharan Africa Transport Program – The road maintenance initiative: building capacity for policy reform.** Washington D.C.: The International Bank for Reconstruction and Development - World Bank, 1991. v.2, 207p.

WOODSTROM, J. H. **Measurements, specifications, and achievement of smoothness for pavement construction. National Cooperative Highway Research Program.** Washington, D.C.: Transportation Research Board, National Research Council, 1990. 34p. (Synthesis of Highway Practice, n.167)

YSHIBA, J. K. **Modelos de desempenho de pavimentos: estudo de rodovias do Estado do Paraná.** 2003. 222p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Departamento de Transportes, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

ZUPPOLINI NETO, A. et al. Proposta de estudo geotécnico do subleito para fins de pavimentação urbana. In: 25ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. São Paulo: Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv, 1991. v.1, p.1357-1380.

APÊNDICE A

MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO DO HDM-4

Os modelos de previsão foram construídos a partir de diferentes fatores. Muitos foram criados em função do tipo de revestimento e de base, enquanto que outros, em função do tipo de material da superfície (NDLI, 1995 – *apud* Odoki e Kerali, 2000).

A irregularidade longitudinal foi modelada em função de vários componentes, sendo o aumento total da irregularidade a soma destes componentes. Assim, com base nos estudos feitos por Paterson (1987), as Tabelas A.1, A.2, A.3 e A.4 apresentam a estruturação de cada componente do modelo para a progressão da irregularidade no HDM-4 e as definições das variáveis utilizadas.

O componente estrutural, Equação (A.1), relaciona-se com a irregularidade superficial devido às deformações plásticas das camadas do pavimento, sob tensões cisalhantes impostas pelo tráfego, que frequentemente aparecem nas trilhas de roda. Geralmente este componente está associado aos defeitos que ocorrem nas camadas inferiores do pavimento como mostra a Tabela A.1.

O número estrutural ajustado (Parkman e Rolt, 1997 – *apud* Odoki e Kerali, 2000) usado no componente estrutural, Equação (A.2), é o parâmetro de resistência procedente do número estrutural corrigido, SNC da Equação (1.10), ou seja, é aplicado no número estrutural um fator peso que faça diminuir com a profundidade, as contribuições da sub-base e do sub-leito, de maneira que a resistência dos pavimentos de grande profundidade não seja superestimada (a desvantagem de se usar SNC).

Os efeitos climáticos (sazonal e drenagem) têm sido incluídos nos modelos de deterioração. A resistência média anual é estimada durante a estação seca e a estação úmida, através do parâmetro f (Equação A.10). Caso não estejam disponíveis os valores de resistência para as duas estações, f poderá ser estimado através da Equação (A.11) (Riley, 1996 – *apud* Odoki e Kerali, 2000).

Tabela A.1 – Primeiro componente no modelo de irregularidade longitudinal do HDM-4.

Componente estrutural	
$\Delta RI_s = 134 \exp(m K_{gm} AGE3)(1 + SNP_k)_b^{-5} YE4$	(A.1)
$SNPK_b = \max[(SNP_a - dSNPK); 1,5]$	(A.2)
$dSNPK = K_{snpk} 0,0000758 \{ \min(63; ACX_a) HSNEW + \max[\min(ACX_a - PACX; 40); 0] HSOLD \}$	(A.3)
$SNP_s = SNBASU_s + SNSUBA_s + SNSUBG_s$	(A.4)
$SNBASU_s = 0,0394 \sum_{i=1}^n a_{is} h_i$	(A.5)
$SNSUBA_s = 0,0394 \sum_{j=1}^m a_{js} \left[\left(\frac{1,6 \exp(-0,00207 z_j)}{-0,00207} + \frac{0,6 \exp(-0,01007 z_j)}{0,01007} \right) - \left(\frac{1,6 \exp(-0,00207 z_{j-1})}{-0,00207} + \frac{0,6 \exp(-0,01007 z_{j-1})}{0,01007} \right) \right]$	(A.6)
$SNSUBG_s = [1,6 - 0,6 \exp(-0,008 z_m)] [\exp(-0,00207 z_m)] \left[\frac{3,51 \log CBR_s}{-0,85(\log CBR)^2 - 1,43} \right]$	(A.7)
$SNP = f_s SNP_d$	(A.8)
$f_s = \frac{f}{\left[(1-d) + d(f^5)^{\frac{1}{5}} \right]}$	(A.9)
$f = \frac{SNP_w}{SNP_d}$	(A.10)
$f = K_f \left\{ 1 - \frac{[1 - \exp(-0,01 MMP)]}{10} (1 - 0,25 DF_a) (1 + 0,02 ACRA_a + 0,05 APOT_a) \right\}$	(A.11)
$SNP_s = 3,2 (DEF_s)^{-0,63} + dSNPK$	(A.12)

a_{is} = coeficiente estrutural da camada i de revestimento ou de base para estação s ;
 a_{js} = coeficiente estrutural da camada j de sub-base ou de reforço para a estação s ;
 $ACRA_a$ = área total de trincamento no início do ano em análise, em %área total da seção;
 ACX_a = área de trincamento indexada no início do ano em análise, em %área total da seção ($ACX_a = 0,62ACA + 0,39ACW$);
 $AGE3$ = idade do pavimento desde a última reabilitação, reconstrução ou nova construção, em anos;
 $APOT_a$ = área de painéis no início do ano em análise, em %área total da seção;
 CBR_s = Índice de Suporte Califórnia *in situ* do sub-leito para estação s ;
 d = comprimento da estação seca, em fração do ano;
 $dSNPK$ = redução no número estrutural ajustado devido ao trincamento;
 DEF_s = deflexão determinada pela viga Benkelman, em mm;
 DF_a = fator de drenagem no início do ano em análise (tabelado em função do tipo e das condições de drenagem);
 h_i = espessura do revestimento e da base, em mm;
 $HSNEW$ = espessura da camada de rolamento mais recente, em mm;
 $HSOLD$ = espessura total das camadas de rolamento subjacentes antigas, em mm;
 K_f = fator de calibração para f (varia de 0,1 a 10);
 K_{gm} = fator de calibração para o coeficiente ambiental;
 K_{snpk} = fator de calibração para o $SNPK$;
 m = coeficiente ambiental (tabelado em função das zonas climáticas);
 m = número de camadas de sub-base ou de reforço ($j = 1, 2, \dots, m$);
 MMP = precipitação média mensal, em mm/mês;
 n = número de camadas de revestimento e base ($i = 1, 2, \dots, n$);
 $PACX$ = área de trincamento indexada da camada de rolamento antiga, em %área total da seção ($PACX = 0,62PCRA + 0,39PCRW$);
 $SNBASU_s$ = contribuição da camada de rolamento e da base para estação s ;
 SNP = média anual do número estrutural ajustado;
 SNP_a = número estrutural ajustado no início do ano em análise;
 SNP_d = SNP na estação seca;

SNP_s = número estrutural ajustado para estação s ;
 SNP_w = SNP na estação úmida;
 $SNPK_b$ = número estrutural ajustado devido ao trincamento no final do ano em análise;
 $SNSUBA_s$ = contribuição da sub-base ou camada de aterro para estação s ;
 $SNSUBG_s$ = contribuição do sub-leito para estação s ;
 $YE4$ = número anual de eixos equivalentes ao eixo padrão, em milhões/faixa;
 z = parâmetro de profundidade medido a partir do topo da sub-base, em mm;
 z_j = profundidade a partir da camada j^{th} ($z_0 = 0$), em mm;
 ΔRI_s = incremento na irregularidade devido a deterioração estrutural durante o ano em análise, em m/km IRI;

No HDM-4 a resistência também pode ser determinada a partir das deflexões máximas determinadas pela viga Benkelman utilizando, para isto, as correlações determinadas estatisticamente dos dados coletados durante a GEIPOT (1982). A Equação (A.12) é utilizada para uma camada de base não cimentada. Segundo Odoki e Kerali (2000), deflexões medidas pelo equipamento *Falling Weight Deflectometer* (FWD) a 700 kPa são usadas como medidas equivalentes às da viga Benkelman, fazendo da Equação (A.12) válida para deflexões determinadas pelo FWD.

O segundo componente no incremento da irregularidade, a Equação (A.13) da Tabela A.2, inclui os defeitos superficiais devido ao trincamento. No HDM-4 são modelados dois tipos de trincamento: um tipo estrutural, associado ao carregamento e a idade do pavimento, e outro tipo térmico, associado às mudanças de temperatura. Para cada tipo existem relações para prever o início do trincamento e para prever a velocidade de progressão. Caso a superfície dos pavimentos analisados não apresente trincamento no início do ano em análise, para o cálculo do incremento na área total de trincamento, $\Delta ACRA$, é necessário estimar-se se o defeito terá ou não início no ano em questão.

Tabela A.2 – Segundo componente no modelo de irregularidade longitudinal do HDM-4.

Componente do defeito de trincamento.	
$\Delta RI_c = 0,0066 \Delta ACRA$	(A.13)
$ICA = K_{cia} \left\{ CDS^2 \left[\begin{array}{l} \text{máx} \left[4,21 \exp \left[0,14 SNP - 17,1 \left(\frac{YE4}{SNP^2} \right) \right] \right] \\ \text{máx} \left(1 - \frac{PCRW}{30} ; 0 \right) ; 0,025 HSNEW \right] \right\} + CRT$	(A.14)
$CRT_{aw} = \text{mín} \left[CRT_{bw} + \frac{CRM}{YXK} ; \frac{CRTMAX}{YXK} ; 8 \right]$	(A.15)
$YXK = \text{máx} (0,1 ; YAK)$	(A.16)
$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] Z_A \left[\left(Z_A 0,3 \delta t_A + SCA^{0,28} \right)^{\frac{1}{0,28}} - SCA \right]$	(A.17)
$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] (100 - ACA_a), \text{ se } Y < 0.$	(A.18)

$$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] Z_A \left(Y^{0,28} - SCA \right), \text{ se } Y \geq 0. \quad (\text{A.19})$$

$$dACA = K_{cpa} \left[\frac{CRP}{CDS} \right] \left(100 - c_1^{0,28} - ACA_a \right), \text{ se } ACA_a \leq 50 \text{ e } ACA_a + dACA > 50. \quad (\text{A.20})$$

$$c_1 = \max \left[\left(5,98 - SCA^{0,28} - 0,3 \delta_A \right); 0 \right] \quad (\text{A.21})$$

$$ICT = K_{cit} \max \left[1,0; CDS(CCT - 1,0 + 0,02 HSNEW) \right] \quad (\text{A.22})$$

$$dNCT = K_{cpt} \left[\frac{1}{CDS} \right] \min \left\{ \left(NCT_{eq} - NCT_a \right); \max \left[\left(\frac{2 NCT_{eq} (AGE3 - ICT - 0,5)}{(T_{eq})^2} \right); 0 \right] \right\} \delta_T \quad (\text{A.23})$$

$$dACT = \frac{dNCT}{20} \quad (\text{A.24})$$

$$ACRA = ACA + ACT \quad (\text{A.25})$$

ACA_a = área de trincamento estrutural no início do ano em análise;
 ACRA = área total de trincamento, em %área total da seção;
 ACT = área de trincamento térmico transversal, em %área total da seção;
 AGE2 = idade do pavimento desde a última reselagem, reabilitação, reconstrução ou nova construção, em anos;
 CCT = coeficiente do trincamento térmico (tabelado em função da zona climática);
 CDS = indicador de defeitos construtivos na camada betuminosa (tabelado em função das condições da camada de rolamento);
 CRM = mudança no tempo de retardamento devido ao tratamento preventivo (tabelado em função do tipo de pavimento);
 CRP = retardamento da progressão do trincamento devido o tratamento preventivo, dado por CRP = 1 - 0,12CRT;
 CRT = tempo de retardamento para o início do trincamento devido a manutenção, em anos;
 CRT_{aw} = tempo de retardamento para o início do trincamento após o tratamento preventivo, em anos;
 CRT_{bw} = tempo de retardamento para início de trincamento antes do tratamento preventivo;
 CRTMAX = limite máximo no valor do tempo de retardamento (tabelado em função do tipo de pavimento);
 dACA = incremento na área de trincamento estrutural durante o ano em análise, em %área total da seção;
 dACT = incremento na área de trincamento térmico transversal durante o ano de análise, em %área total da seção;
 dNCT = incremento no número de trincamento térmico transversal durante o ano em análise, em n°/km;
 HSNEW = espessura da camada de rolamento mais recente, em mm;
 ICA = tempo para início do trincamento estrutural, em anos;
 ICT = tempo de iniciação do trincamento térmico transversal, em anos;
 K_{cit} = fator de calibração para iniciação do trincamento térmico transversal;
 K_{cpa} = fator de calibração para progressão do trincamento estrutural;
 K_{cpt} = fator de calibração para progressão do trincamento térmico transversal;
 NCT_a = número de trincamento térmico transversal refletido no início do ano em análise, em n°/km;
 NCT_{eq} = número máximo de trincamento térmico (tabelado em função da temperatura), em n°/km;
 PCRW = área de trincamento antes da intervenção, em %área total da seção;
 PNCT = número de trincamento térmico transversal antes do último recapeamento de trincas, em n°/km;
 SNP = média anual do número estrutural ajustado;
 T_{eq} = tempo entre iniciação até alcançar o número máximo de trincamento térmico (tabelado em função da temperatura), em anos;
 YAK = número anual de eixos de todos os tipos de veículos, em milhões/faixa;
 YE4 = número anual de eixos equivalentes ao eixo padrão da AASHTO, em milhões/faixa;
 δ_{tA} = fração do ano em análise no qual a progressão do trincamento estrutural se aplica;
 δ_{tT} = fração do ano em análise na qual a progressão do trincamento térmico se aplica;
 ΔACRA = incremento na área total de trincamento durante o ano em análise, em %área total da seção;
 ΔRI_c = incremento na irregularidade devido ao trincamento durante o ano em análise, em m/km IRI;

O início do trincamento estrutural é função do tipo de base e é considerada quando 0,5% da área da seção apresentam o defeito. Tratando-se de um pavimento em mistura asfáltica sobre um pavimento asfáltico, ou seja, um pavimento considerado não original no HDM-4 (HSOLD > 0), o modelo para camadas de bases não estabilizadas é dado pela Equação (A.14).

Os tratamentos preventivos têm efeitos sobre a iniciação do trincamento estrutural, e esses efeitos são considerados nos modelos através do tempo de retardamento para o início do trincamento, CRT, como mostra a Equação (A.15).

A progressão do trincamento estrutural para um pavimento não original (HSOLD > 0) é dada na forma geral da Equação (A.17). A progressão inicia quando $\delta t_A > 0$ ou $ACA_a > 0$, ou seja:

- ✓ Se $ACA_a > 0$, então $\delta t_A = 1$; se não, $\delta t_A = \max\{0 ; \min [(AGE2-ICA) ; 1]\}$
- ✓ Se $ACA_a \geq 50$, então $Z_A = -1$; se não, $Z_A = 1$

onde, $ACA_a = \max (ACA_a ; 0,5)$, $SCA = \min [ACA_a ; (100-ACA_a)]$ e $Y = [0,3 \delta t_A Z_A + SCA^{0,28}]$. O cálculo do incremento na área de trincamento estrutural durante o ano em análise, $dACA$, é feito em função do valor de Y determinado, como mostram as Equações (A.18), (A.19) e (A.20).

O trincamento térmico transversal no HDM-4 é modelado como a intensidade do defeito expresso pelo número de trincas por quilômetro. O início do trincamento térmico para pavimentos não originais (HSOLD > 0) é dado pela Equação (A.22), e a progressão pela Equação (A.23), lembrando que:

- ✓ Se $ACT_a > 0$, então $\delta t_T = 1$, senão: $\delta t_T = \max \{0 ; \min [(AGE2 - ICT) ; 1,0]\}$.

Como o trincamento térmico transversal é considerado na largura total da seção, e a área do trincamento térmico transversal é calculada pela Equação (A.24), assim a área total de trincamento é a soma do trincamento estrutural e do térmico transversal como mostra a Equação (A.25).

A modelagem do afundamento em trilha de roda, o terceiro componente no modelo de irregularidade longitudinal (Equação A.26 da Tabela A.3), é feita somente após os cálculos dos valores dos outros defeitos superficiais (trincamento, desgaste e panelas) terem sido feitos para o final do ano em análise. O modelo é baseado na densificação inicial, na deformação estrutural, na deformação plástica e no desgaste superficial. No HDM-4, o afundamento tem sido padronizado para uma distância de 2,0 m do bordo da faixa.

Tabela A.3 – Terceiro componente no modelo de irregularidade longitudinal do HDM-4.

Componente afundamento em trilha de roda.	
$\Delta RI_r = 0,088 \Delta RDS$	(A.26)
$RDO = 0$	(A.27)
$\Delta RDST_{uc} = K_{rst} (44950 SNP^{-1,14} YE4^{0,11} COMP^{-2,3})$, sem trincamento.	(A.28)
$\Delta RDST_{crk} = K_{rst} (0,0000248 SNP^{-0,84} YE4^{0,14} MMP^{1,07} ACX_a^{1,11})$, com trincamento.	(A.29)

$$\Delta RDST = \Delta RDST_{uc}, \text{ se } ACRA = 0. \quad (A.30)$$

$$\Delta RDST = \Delta RDST_{uc} + \Delta RDST_{crk}, \text{ se } ACRA > 0. \quad (A.31)$$

$$\Delta RDPD = K_{rpd} CDS^3 2,46 YE4 Sh^{-0,78} HS^{0,71} \quad (A.32)$$

$$\Delta RDW = 0 \quad (A.33)$$

$$\Delta RDM = RDO + \Delta RDPD + \Delta RDW, \text{ se } AGE4 \leq 1. \quad (A.34)$$

$$\Delta RDM = \Delta RDST + \Delta RDPD + \Delta RDW, \text{ se } AGE4 > 1. \quad (A.35)$$

$$RDM_b = \text{mín} [(RDM_a + \Delta RDM); 100] \quad (A.36)$$

$$RDS_b = \text{máx} [0,3; (0,9 - 0,04 RDM_b)] RDM_b \quad (A.37)$$

ACX_a = área de trincamento indexada no início do ano em análise, em %área total da seção;

AGE4 = tempo desde a última reconstrução, envolvendo a construção de camada de base ou nova atividade de construção, em anos;

CDS = indicador de defeitos construtivos na camada betuminosa (tabelado);

HS = espessura total do revestimento betuminoso, em mm;

K_{rpd} = fator de calibração para deformação plástica;

K_{rst} = fator de calibração para a deformação estrutural;

MMP = precipitação média mensal, em mm/mês;

Sh = velocidade dos veículos pesados, em km/h;

SNP = média anual do número estrutural ajustado;

RDM_b = média do afundamento total em ambas as trilhas de roda no final do ano em análise, em mm;

RDM_a = média do afundamento total em ambas as trilhas de roda no início do ano em análise, em mm;

RDS_b = desvio padrão do afundamento em trilha de roda no final do ano em análise, em mm;

YE4 = número anual de eixos equivalentes ao eixo padrão da AASHTO, em milhões/faixa;

ΔRDPD = incremento na deformação plástica no ano em análise, em mm;

ΔRDS = incremento no desvio padrão na altura da trilha de roda durante o ano em análise, em mm (ΔRDS = RDS_b - RDS_a);

ΔRDST = incremento total na deformação estrutural no ano em análise, em mm;

ΔRDST_{crk} = incremento no afundamento em trilha de roda devido a deformação estrutural após o trincamento no ano em análise, em mm;

ΔRDST_{uc} = incremento no afundamento em trilha de roda devido a deformação estrutural sem trincamento no ano em análise, em mm;

ΔRI_r = incremento na irregularidade devido o afundamento em trilha de roda durante o ano em análise, em m/km IRI.

A densificação inicial é aplicada somente para novas construções ou reconstruções onde envolvem a construção de uma nova camada de base. No caso de pavimentos em mistura asfáltica sobrepostos em pavimentos asfálticos antigos, a densificação inicial é igual a zero (Equação A.27). A deformação estrutural depende do estado de trincamento da superfície do pavimento, como mostram as Equações (A.28) e (A.29). O aumento total anual na deformação estrutural é calculado em função da área de trincamento total na seção, ou seja, se ACRA = 0, o cálculo é através da Equação (A.30), se não através da Equação (A.31).

A deformação plástica depende do tipo de revestimento. Para uma mistura asfáltica, a deformação é calculada pela Equação (A.32). A parcela devido ao abrasão superficial é aplicado somente em ambientes sujeitos ao congelamento, ou seja, nas vias paulistanas esta parcela é nula (Equação A.33). Assim, o aumento anual total em trilha de roda é calculado pela Equação (A.34) ou (A.35), dependendo da idade do pavimento desde a última intervenção (AGE4), e o afundamento total pela Equação (A.36). O desvio padrão é calculado em função da média do afundamento total em ambas as trilhas de roda (Equação A.37), e o para o cálculo do desvio padrão no início do ano em análise, RDS_a, utiliza-se a mesma equação substituindo RDM_b por RDM_a.

A mudança na irregularidade devido ao aparecimento de panelas, o quarto componente no modelo de irregularidade longitudinal (Tabela A.4), depende da política de manutenção rotineira existente. Se não há operações de tapa-buraco (TLF = 1) ou há a execução de 100% de políticas de operações tapa-buraco, a mudança é calculada pela Equação (A.38). Em casos intermediários (para políticas parciais de operações tapa-buraco), pela Equação (A.39).

Tabela A.4 – Quarto componente do modelo de irregularidade longitudinal do HDM-4.

Componente panelas.	
$\Delta RI_t = 0,00019 (2,0 - FM) \left[\left(NPT_a TLF + \frac{\Delta NPT TLF}{2} \right)^{1,5} - NPT_a^{1,5} \right]$	(A.38)
$\Delta RI_t = 0,00019 (2,0 - FM) \Delta NPT \left(NPT_a + \frac{\Delta NPT}{2} \right)^{1,5}$	(A.39)
$FM = \left(\max \left\{ \min [0,25(CW - 3); 1,0]; 0 \right\} \right) \left\{ \max \left[\left(1 - \frac{AADT}{5000} \right); 0 \right] \right\}$	(A.40)
$IPT = K_{pi} 3,0 \left[\frac{(1 + 0,05 HS)}{(1 + CDB)(1 + 0,5 YAX)(1 + 0,01 MMP)} \right]$	(A.41)
$dNPT_i = K_{pp} 0,5 ADIS_i TLF \left[\frac{(1 + CDB)(1 + 10 YAX)(1 + 0,005 MMP)}{(1 + 0,08 HS)} \right]$	(A.42)
$dNPT = \sum_{i=1}^3 dNPT_i$	(A.43)

AADT = volume anual médio de tráfego, em veículos/dia;
 ACW_a = área de trincamento largo no início do ano em análise, em %área total;
 ADIS_i = porcentagem de trincamento estrutural ou número de panelas existentes no início do ano em análise;
 CDB = indicador de defeitos na camada de base (tabelado, variando de 0 a 1,5);
 CW = largura da seção, em m;
 dNPT = incremento no número total de panelas por quilômetro durante o ano em análise;
 dNPT_i = incremento no número de panelas por quilômetro a partir do defeito *i* (trincamento estrutural, desgaste ou dilatação - neste estudo foi considerado somente o trincamento) durante o ano em análise;
 FM = liberdade de manobras (varia de 0 a 1);
 HS = espessura total do revestimento betuminoso, em mm;
 ICW = tempo para iniciação do trincamento largo, em anos;
 IPT = tempo entre iniciação do trincamento estrutural e iniciação das panelas, em anos;
 K_{pi} = fator de calibração para iniciação de panelas;
 K_{pp} = fator de calibração para progressão de panelas.
 MMP = precipitação média mensal, em mm/mês;
 NPT_a = número de panelas por quilômetro no início do ano em análise;
 TLF = fator referente ao intervalo de tempo para a execução de tapa-buraco ((tabelado, variando de 0 a 1));
 YAX = número anual de eixos para todos os tipos de veículos, em milhões/faixa;
 ΔNPT = incremento no número de panelas por quilômetro durante o ano em análise;
 ΔRI_t = incremento na irregularidade devido ao aparecimento de panelas durante o ano em análise, em m/km IRI;

Nos modelos de panelas, o defeito é expresso em termos de números de panelas com área de 0,1 m². O volume de cada uma destas unidades é de 10 litros, isto é, 100 mm de profundidade. As panelas são desenvolvidas em superfícies com presença de trincamento e/ou desgaste. Os modelos apresentados na Tabela A.4 levam em consideração somente o defeito trincamento no surgimento e na progressão das panelas, em pavimentos não originais.

A iniciação das painelas, Equação (A.41) ocorre somente quando a área total de trincamento estrutural, ACW, exceder a 20%, e a progressão do defeito pode ser determinada a partir da Equação (A.42), levando em conta que:

- Se no início do primeiro ano em análise $ACW_a = 0$, então a progressão de painelas a partir do trincamento estrutural começa quando $AGE2 > ICW+IPT$ e $ACW_a > 20$.
- Se no início do primeiro ano em análise $0 < ACW_a \leq 20$, então a progressão de painelas a partir do trincamento estrutural começa quando $ACW_a > 20$.
- Se no início do primeiro ano em análise $ACW_a > 20$, então a progressão de painelas a partir do trincamento estrutural começa imediatamente.

O aumento total anual do número de painelas por quilômetro é dada pela Equação (A.43), onde o acréscimo do número de painelas depende do trincamento estrutural, da segregação e da dilatação.

O sexto componente do modelo de irregularidade abrange as condições ambientais que afetam a taxa de progressão da irregularidade, não envolvendo danos estruturais, como mostra a Equação (A.44). Os fatores considerados são temperaturas, as flutuações da umidade e os movimentos do sub-leito dos pavimentos (por exemplo, os recalques).

$$\Delta RI_e = m K_{gm} RI_a \quad (A.44)$$

onde: ΔRI_e = incremento na irregularidade devido aos fatores ambientais durante o ano em análise, em m/km IRI; RI_a = irregularidade no início do ano em análise, em m/km IRI; m = coeficiente ambiental (tabelado em função das zonas climáticas do local em estudo); K_{gm} = fator de calibração para os componentes ambientais.

APÊNDICE B

APRESENTAÇÃO DOS RELATÓRIOS E PROJETOS EXISTENTES

B.1 DEFEITOS OBSERVADOS EM ÉPOCAS DISTINTAS

Em 1991, a TECNACON cadastrou os defeitos superficiais no pavimento por meio de contagem e classificação das ocorrências aparentes, segundo a norma DNER (1978). Após a divisão do trecho (entre a Alameda dos Maracatins e o Viaduto Jabaquara) em segmentos homogêneos, foi feito o cálculo do Índice de Gravidade Global (IGG), para estabelecer uma apreciação das condições de rolamento da avenida.

Segundo o projeto, no que diz respeito às condições superficiais, a pista em sentido Rodovia dos Imigrantes era a que se encontrava em situação crítica. Nas estacas iniciais do trecho, foi verificada uma grande quantidade de trincamento do tipo couro de jacaré, em estágio avançado, com desagregação do revestimento e bombeamento de finos. Os segmentos locados no perfil em rampa da avenida apresentaram ondulações e escorregamento na mistura asfáltica. Os afundamentos plásticos locais e em trilhas de roda (que chegaram a 45 mm na estaca 107+0,0), principalmente na faixa da direita, foram relacionados à saturação do sub-leito e às condições inadequadas de compactação das camadas de reforço do sub-leito. Além dos trincamentos e afundamentos, os remendos apresentaram-se com frequência no trecho – de 143 estações inventariadas, o defeito ocorreu em 37,8% na faixa da direita e 55,2% na faixa central direita. Com exceção de seis segmentos, os valores de IGG excederam o limite numérico de 150, que segundo os critérios de reabilitação do DNER, sugerem a reconstrução do pavimento.

A pista em sentido Marginal Pinheiros apresentou grande quantidade de afundamentos plásticos nas trilhas de roda, onde as deformações chegaram a valores na ordem de 38 mm no ponto de máxima depressão. A partir da estaca 83+0,0, a presença de trincamento do tipo couro de jacaré foi significativa, acompanhada por bombeamento de finos e desagregação do revestimento. No geral, os segmentos neste sentido da avenida apresentaram quantidades pouco significativas de defeitos.

Em 1992, dando continuidade ao projeto do ano de 1991, foram estudadas pela TECNACON soluções de serviços de reabilitação para o trecho restante da avenida, entre a Avenida das Nações Unidas (Marginal Pinheiros) e a Alameda dos Maracatins. O inventário dos defeitos superficiais também foi tratado segundo as diretrizes recomendadas pela norma DNER (1978).

Segundo o projeto, as condições da pista em sentido Rodovia dos Imigrantes continuaram as mais críticas, principalmente a faixa da direita. Os segmentos apresentaram grande quantidade de trincamento do tipo couro de jacaré, em estágio avançado, agravadas por afundamentos plásticos nas trilhas de roda. Próximo ao Viaduto Santo Amaro, na faixa da direita, a frequência de remendos foi de quase 100%. Em sentido Marginal Pinheiros, apesar da presença constante de afundamentos plásticos, a frequência de trincamento foi menor, com vários segmentos sem a presença do defeito.

Entre os meses de abril e agosto de 1992 foram realizadas parte das obras de reforços previstas neste projeto, pois nem todas as soluções de reconstrução dos trechos (construção de pavimentos rígidos) foram executadas na avenida.

Após a restauração ocorrida no ano de 1992 e as intervenções corretivas ocorridas no ano de 1995, a LENC apresentou em 1998 um relatório com o cadastramento das condições superficiais dos pavimentos da faixa da direita da avenida, do trecho entre o Viaduto Santo Amaro e o Viaduto Jabaquara, num total aproximado de 5.700 m. As condições superficiais na pista em sentido Rodovia dos Imigrantes mostraram-se piores, principalmente devido ao trincamento da classe FC-3. A grande quantidade de remendo nas pistas de ambos os sentidos confirma o estado avançado de deterioração da superfície dos pavimentos após seis anos da restauração (entre 1992 e 1998).

Em 2002, a CONCREMAT cadastrou os defeitos superficiais no pavimento por meio de contagem e classificação das ocorrências aparentes de dois trechos da Avenida dos Bandeirantes. No Trecho 1, todos os valores de IGG das faixas de rolamento em sentido Rodovia dos Imigrantes foram maiores que 150. Em sentido Marginal Pinheiros, com exceção da faixa mais a esquerda (Faixa 4) que foi avaliada como em péssimas condições ($IGG > 150$), a pista encontrava-se em más condições.

No Trecho 2 as condições dos pavimentos também se apresentavam em péssimo estado em ambas as pista da avenida. Em sentido Rodovia dos Imigrantes o IGG variou de 98 a 266, e em sentido Marginal Pinheiros, de 108 a 373.

Levando em conta a igualdade entre as estacas dos projetos, as Tabelas B.1 e B.2 apresentam uma comparação dos valores de IGG dos três projetos. No Trecho 1 em sentido Rodovia dos Imigrantes, apesar de ocorrerem, no período de dez anos entre os projetos, apenas manutenções

corretivas dos pavimentos, o valor de IGG da faixa da direita não variou significativamente. Nos registros da TECNACON a quantidade de afundamentos plásticos e remendos na faixa da direita foram maiores, e em 2002 não houve presença de trincamento de classe FC-3. No Trecho 2 observa-se que a quantidade de defeitos cadastrados pela TECNACON foi maior.

A degradação mostrada pela evolução dos defeitos superficiais vem a confirmar as condições da camada de base, no que diz respeito a baixa resistência (problema que acompanha a camada desde da sua construção) e o elevado volume de tráfego pesado que a estrutura está sujeita, principalmente a pista em sentido Rodovia dos Imigrantes.

Tabela B.1 – Comparação das avaliações de superfície do Trecho 1.

Defeito		FC-1 (%)	FC-2 (%)	FC-3 (%)	A (%)	O,P (%)	Ex (%)	D (%)	R (%)	F (mm)	IGG
Sentido Rodovia dos Imigrantes											
FD	1992	23,7	36	25,1	41,9	10,5	0	7,7	32,1	-	177,0
	2002	13	22,8	0	19,6	60,9	8,7	30	10,4	1,9	180,6
FCD	1992	35,3	36,6	11,2	16,7	7	0	6,3	16	-	129,1
	2002	19,1	41,3	0	56,7	95,7	27,2	29,3	35,2	4,1	331,1
Sentido Marginal Pinheiros											
FD	1992	16,5	11,6	7,4	24,1	6,4	0,5	9,1	7	-	82,6
	2002	9,1	6,5	1,7	7,8	37	5,4	26,1	9,1	1,9	109,2
FCD	1992	8,6	5,8	4,7	18,8	11,6	0	6,6	5	-	61,1
	2002	16	1,1	0	22	11,1	0	12	2,7	5,4	90,0

Tabela B.2 – Comparação das avaliações de superfície do Trecho 2.

Defeito		FC-1 (%)	FC-2 (%)	FC-3 (%)	A (%)	O,P (%)	Ex (%)	D (%)	R (%)	F (mm)	IGG
Sentido Rodovia dos Imigrantes											
FD	1991	20,4	12,5	31,6	47,7	23	3	1,2	20,7	12,2	317,9
	1998	6,6	7,0	33,6	17,6	3,5	0,0	30,0	31,5	3,8	139,6
	2002	9,3	13,4	0,0	5,7	31,0	4,2	28,0	6,8	-	98,4
FCD	1991	13,8	16,0	38,8	57,6	29,0	1,8	0,3	30,3	-	187,6
	2002	12,7	4,5	43,6	66,7	32,9	2,1	0,4	33,1	-	196,0
Sentido Marginal Pinheiros											
FD	1991	2,7	6,2	11,9	17,5	7,0	0,0	1,3	4,5	4,4	115,6
	1998	12,6	10,8	3,9	34,6	1,4	0,0	24,5	24,8	3,9	128,0
	2002	10,9	12,1	0,0	12,2	32,9	2,1	22,5	3,4	2,3	108,4
FCD	1991	1,5	1,0	9,6	31,3	13,9	0,2	1,3	6,3	-	65,1
	2002	13,6	22,0	0,0	15,3	56,0	5,7	28,5	8,1	-	181,2

B.2 DEFORMABILIDADE DO PAVIMENTO

Para avaliar a capacidade portante dos pavimentos da avenida através da sua deformabilidade, foram tomados os levantamentos deflectométricos dos três projetos apresentados.

Em 1991, a TECNACON realizou o levantamento deflectométrico com a viga Benkelman nos dois sentidos da avenida nas trilhas de roda externas da faixa de rolamento da direita, de acordo com a metodologia preconizada pela norma DNER (1979c). As condições da pista em sentido Rodovia dos Imigrantes foram as mais críticas, tanto no que diz respeito às suas condições superficiais como também aos aspectos de deformabilidade. Várias estacas apresentaram deflexões superiores a 1,0 mm, porém, segundo a TECNACON, não existiram relações diretas entre os níveis de deflexão encontrados e as condições superficiais.

No projeto de reabilitação de 1992, as deflexões apresentadas corresponderam às características para os segmentos homogêneos do trecho, segundo a metodologia DNER (1979b). As baixas deformabilidades encontradas foram associadas às espessuras das estruturas dos pavimentos existentes. No entanto, as condições da pista em sentido Rodovia dos Imigrantes continuaram as mais críticas.

Em 1998, a LENC executou a avaliação deflectométrica da faixa de rolamento mais externa (faixa da direita), nos dois sentidos da avenida, através da viga Benkelman. Apesar de apresentar algumas deflexões elevadas (por exemplo, 2,32 mm na estaca 255), a pista em sentido Marginal Pinheiros estava em melhores condições quanto à deformabilidade. Das seções em sentido Rodovia dos Imigrantes, 36% apresentaram deformabilidade maior que 0,6 mm, enquanto em sentido Marginal Pinheiros somente 22%.

Na avaliação estrutural da avenida executada pela CONCREMAT em 2002, a deformabilidade dos pavimentos foi determinada a partir dos resultados de ensaios executados por um deflectômetro de impacto tipo *Falling Weight Deflectometer* (FWD) em todas as faixas de rolamento das pistas da avenida. Os valores apresentados corresponderam às máximas determinadas por estaca.

No Trecho 1 as deflexões foram bastante baixas, com média de 0,33 mm na faixa da direita e 0,22 mm na faixa central direita na pista em sentido Rodovia dos Imigrantes, e de 0,22 mm na faixa da direita e 0,18 mm na faixa central direita na pista em sentido Marginal Pinheiros. No Trecho 2, várias estacas ultrapassaram a 0,60 mm, principalmente na faixa da direita. A pista em sentido Rodovia dos Imigrantes encontrava-se em pior estado quanto a deformabilidade.

Fazendo uso da igualdade de estacas, a Figura B.1 apresenta uma comparação entre os valores de deflexão medidas na faixa da direita do Trecho 2 nos anos de 1991, 1998 e 2002. Como no projeto da TECNACON de 1992 não constava os valores de deflexões por estacas, não foi possível fazer uma avaliação da deformabilidade do Trecho 1 com o tempo.

As deflexões determinadas em 1991, provavelmente a primeira após o alargamento da avenida, com correções de traçado e recapeamento asfáltico, ocorrido em 1978, foram bastante elevadas.

Mesmo que se tenham utilizados metodologias diferentes, em dez anos de monitoramento, alguns trechos da avenida continuaram com a estrutura comprometida, com valores altos de deformabilidade, principalmente os pertencentes à pista em sentido Rodovia dos Imigrantes.

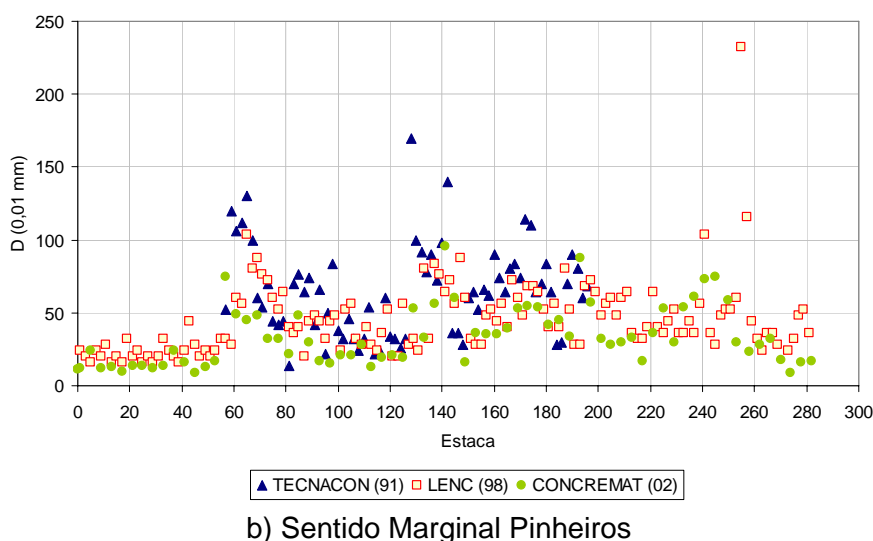
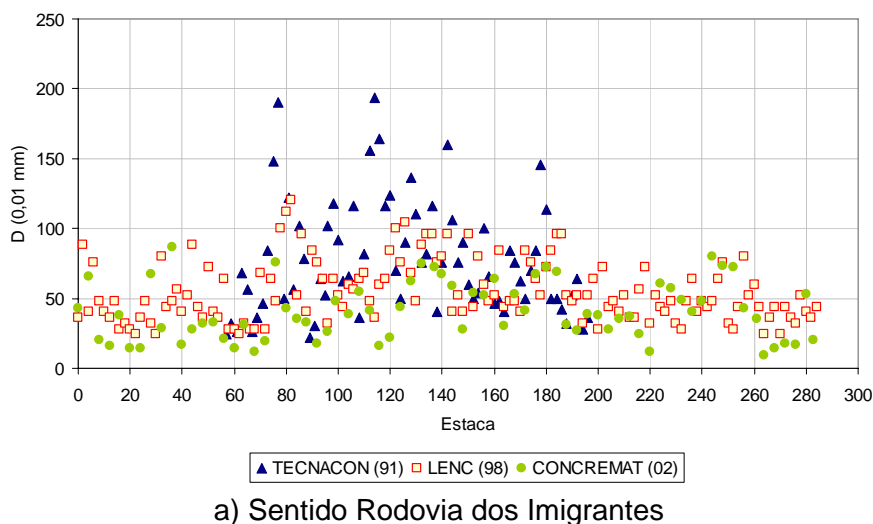


Fig.B.1 – Valores de deflexão do Trecho 2 nos anos de 1991, 1998 e 2002.

B.3 ESTRUTURA DE PAVIMENTO

Para o conhecimento das estruturas dos pavimentos existentes (tipo e espessura) antes da restauração, em 1991 a TECNACON executou seis poços de sondagem na pista em sentido Rodovia dos Imigrantes. As espessuras representativas do trecho foram determinadas estatisticamente com base nestas sondagens.

Devido às espessas camadas de material betuminoso (camadas de CBUQ e binder) encontradas nos boletins, segundo o projeto ocorreram duas situações – construção de pavimentos sobre outros pavimentos anteriormente existentes ou a execução de serviços de manutenção e reforço

dos pavimentos anteriormente existentes. Tanto a espessura da camada quanto a deformabilidade indica um provável reaproveitamento do pavimento anterior, inclusive a camada de base, em condições precárias desde o projeto executado em 1978.

Comparando os dados com a seção tipo do projeto original do pavimento e levando-se em conta a subjetividade da definição dos tipos de materiais e da determinação das espessuras das camadas em campo, as espessuras das camadas subjacentes ao revestimento betuminoso continuaram as mesmas. Pelos boletins de sondagem, a camada de macadame betuminoso teve, na média, espessura de 9,4 cm, com desvio padrão de 2,4 cm, e a camada de macadame hidráulico, uma média de 15,7 cm e desvio padrão de 2,7 cm.

O lençol freático surgiu em dois furos, nas profundidades de aproximadamente 2,1 m (na camada de turfa) e 1,8 m (na camada de argila siltosa vermelha amarelada com areia fina a média).

Os resultados dos ensaios de laboratório mostraram que os siltes arenosos encontrados nas profundidades mais rasas tratam-se de solos não lateríticos (NA' ou NS'), com baixa a média permeabilidade (10^{-4} a 10^{-5} cm/s). As argilas foram classificadas como LG', lateríticas e argilosas, com as seguintes características: baixa permeabilidade (10^{-6} a 10^{-7} cm/s), baixos valores de expansão quando submersas e plasticidade elevada. Os solos apresentavam-se fora das densidades desejáveis, justificando a grande quantidade de afundamentos plásticos nas faixas mais solicitadas da Avenida dos Bandeirantes.

A sondagem constatou a presença de argila vermelha em alguns dos seus poços abaixo das camadas de sub-base. Como nestes mesmos poços foi verificada a presença de lençol freático, foi abandonada a hipótese de se tratar de sub-leito natural composto por material laterítico, pois são solos de estrutura porosa onde dificilmente verificar-se-ia a presença de lençol freático. No entanto, segundo Nogami e Alvarez Neto (1992), a compactação nestes solos melhora as suas propriedades de suporte e de resiliência, porém, também interfere nas condições hidrológicas do sub-leito, pois a compactação da camada originalmente permeável e drenante em suas condições naturais, a torna em um maciço impermeável, dificultando e impedindo a movimentação da água subterrânea. Tratando-se de uma avenida construída em fundo de vale (sobre o antigo Córrego da Traição), é provável que até as imediações do Aeroporto de Congonhas (próximo à estaca 145+0,0) originalmente o sub-leito natural fosse constituído por argila orgânica. À medida que a topografia varia, passando para a região classificada, segundo a sua geomorfologia, por Altas Colinas, o tipo de solo encontrado nas sondagens é de um sub-leito natural.

Em 1992, para o projeto da TECNACON foram executados doze poços de sondagem, seis em sentido Rodovia dos Imigrantes e seis em sentido Marginal Pinheiros. Os boletins de campo não

foram apresentados no projeto, somente as espessuras representativas das camadas dos pavimentos existentes.

Na estaca 517+0,0 em sentido Marginal Pinheiros, foi encontrada uma camada de concreto de cimento Portland abaixo da camada de binder, apoiada sobre fundação em rachão. Os sub-leitos eram predominantemente constituídos por aterros de siltes arenosos nos trechos mais próximos à Alameda dos Maracatins e por argilas siltosas nos demais trechos. Novamente verificaram-se espessas camadas de material betuminoso, com espessuras ligeiramente inferiores nos pavimentos em sentido Rodovia dos Imigrantes. As camadas de macadame betuminoso e macadame hidráulico mantiveram as espessuras dimensionadas pela MD-1. Segundo o projeto, a diferença mais significativa nas estruturas de pavimento encontrada refere-se às espessuras das camadas e não aos tipos de materiais.

Em 1998, a LENC forneceu os resultados de 30 sondagens rotativas executados sobre as pistas de rolamento e de 67 furos à trado executados sobre os canteiros centrais da avenida. Em alguns furos houve a retirada de amostras para a caracterização dos materiais. Foram encontradas camadas de macadame betuminoso em quase todas as sondagens rotativas, com espessuras variando de 4,5 a 9 cm em sentido Rodovia dos Imigrantes, e de 4 a 8,5 cm em sentido Marginal Pinheiros. A espessura total de material betuminoso (CBUQ e macadame betuminoso), na média, foi maior na pista em sentido Rodovia dos Imigrantes. Quanto a caracterização do material do sub-leito, segundo os perfis apresentados pela LENC (Figuras B.2 a B.7) no trecho inicial da avenida houve a presença predominante de solos não lateríticos do tipo NA', e a medida que o perfil apresentava-se em aclave, os solos foram classificados como lateríticos (LA' e LG'). A média dos valores de CBR ficou em 11,2% com desvio padrão de 4%,, sendo de 25% e 6% os valores máximo e mínimo encontrados, respectivamente.

A CONCREMAT executou 22 poços de sondagem nos dois trechos do projeto. Como o projeto de drenagem sugeria a execução de drenos horizontais e longitudinais entre as estacas 127+0,0 e 105+0,0 em sentido Marginal Pinheiros, possivelmente estes foram os locais onde se constatou o afloramento de água junto à calçada da avenida (confirmando situações de bombeamento de finos e contaminação de bases). Apesar de não constarem referências no histórico da avenida de execução de pré-misturados nas camadas de revestimento, este tipo de material foi encontrado nos boletins de sondagem.

O projeto não forneceu dados sobre a caracterização dos materiais, no entanto, a empresa apresentou extra-oficialmente uma relação dos valores de umidade e de densidade natural dos solos de alguns poços. A camada de turfa encontrada na estaca 76+1,0 foi isolada da estrutura do pavimento por mantas geotêxteis. A presença deste tipo de material é relatada desde 1969, nas

sondagens executadas para o dimensionamento da avenida, especificamente nas estacas próximas ao Viaduto Santo Amaro.

Pelo exame de todos os boletins de sondagem pode-se observar que de 1992 a 2002 houve discrepâncias nas espessuras das camadas de material betuminoso e granular, e foram encontrados novos tipos de materiais tanto nos revestimentos como nas camadas de base. No Trecho 1, em sentido Marginal Pinheiros, foram encontradas espessas camadas de rachão na camada de base. Segundo Mattaraia e Domingues (1995), existia uma tendência de uso de rachão nas intervenções rápidas no Município de São Paulo, uso este fundamentado em bases econômicas e técnicas. A camada de base a ser construída seria a de macadame hidráulico, porém, por ser um processo construtivo trabalhoso, esta camada aos poucos foi sendo substituída por camada equivalente de brita graduada simples – BGS, com vantagens econômicas de mão-de-obra e de rapidez na execução. O uso simultâneo destes materiais foi verificado na estaca 48+0,0 do Trecho 1.

No Trecho 2, em sentido Rodovia dos Imigrantes, no poço da estaca 4+2,0 foi encontrada uma camada de concreto de cimento Portland sob a camada de base, confirmando a execução de camadas de brita graduada tratada com cimento – BGTC, sugeridas no projeto de 1991 da TECNACON.

B.4 RESULTADOS DE ENSAIOS APRESENTADOS NOS RELATÓRIOS DA CONCREMAT (2002)

Tabela B.3 – Características do projeto de dosagem Marshall para o CBUQ (CONCREMAT, 2002).

CBUQ	
Composição da mistura	
Brita 1	20%
Pedrisco	23%
Pó de pedra	45,5%
Areia	10%
Cal hidratada	1,5%
Características da mistura	
Densidade aparente	2,397 g/cm ³
Estabilidade	1133 kgf
RBV (Relação betume-vazios)	75,8%
Fluência	11,90 (0,01")
Vazios	3,9%
Teor ótimo de betume	5,2%
Granulometria	Faixa III PMSP

Perfil do solo (FIG.B.2)

Perfil do solo (FIG B.3)

Perfil solo (FIG B.4

Perfil solo (FIG.b.5)

Perfil do solo (FIG B.6

Perfil slo (FIG.B.7

Tabela B.4 – Características do projeto de dosagem Marshall para o CBUQ e o Binder
(CONCREMAT, 2002).

CBUQ	
Composição da mistura	
Brita 1	20%
Pedrisco	32%
Pó de pedra	38,5%
Areia	8%
Cal hidratada	1,5%
Características da mistura	
Densidade aparente	2,395 g/cm ³
Estabilidade	1425 kgf
RBV (Relação betume-vazios)	75%
Fluência	11,50 (0,01")
Vazios	4,1%
Teor ótimo de betume	5,2%
Granulometria	Faixa III PMSP
Binder	
Composição da mistura	
Brita 1	42,98%
Pedrisco	14,33%
Pó de pedra	38,2%
Características da mistura	
Densidade aparente	2,42 g/cm ³
Estabilidade	1125 kgf
RBV (Relação betume-vazios)	70%
Fluência	13,6 (0,01")
Vazios	4,8%
Teor ótimo de betume	4,5%
Granulometria	Faixa II PMSP

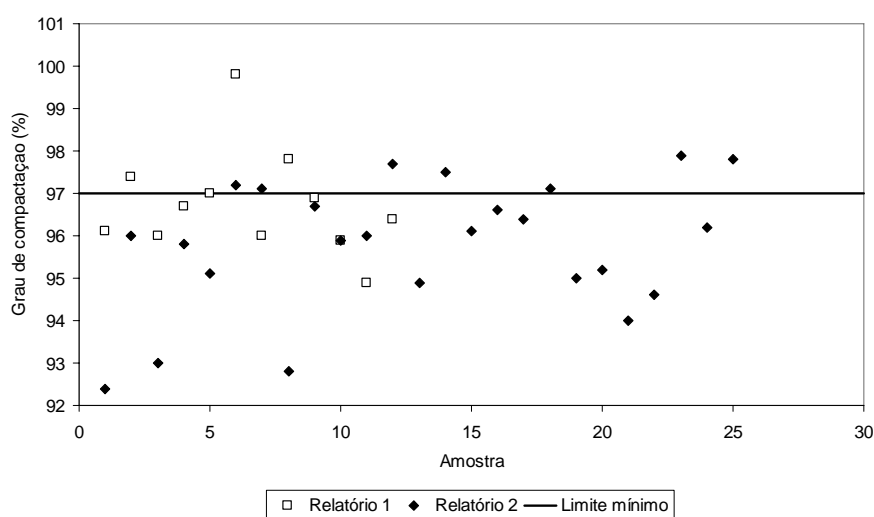


Fig.B.8 – Grau de compactação da aplicação da mistura asfáltica (CONCREMAT, 2002).

Tabela B.5 – Identificação e localização das amostras ensaiadas (CONCREMAT, 2002).

No. Amostra	Trecho	Sentido	Faixa	Estaca
RELATÓRIO 1				
1	2	Marginal Pinheiros	2	125+0,0
2	2	Marginal Pinheiros	4	118+0,0
3	Usina			
5	2	(*)	1	31+0,0
6	2	Marginal Pinheiros	3	207+0,0
RELATÓRIO 2				
8	1	Rodovia dos Imigrantes	(*)	16+0,0
9	1	(*)	(*)	62+0,0
RELATÓRIO 3				
10	Usina			
12	(*)	Rodovia dos Imigrantes	(*)	20+0,0
13	Usina			
14	1	Rodovia dos Imigrantes	5	45+0,0
15	1	Rodovia dos Imigrantes	5	55+0,0
16	1	Rodovia dos Imigrantes	4	48+0,0
17	1	Rodovia dos Imigrantes	2	4+0,0
11	(*)	Rodovia dos Imigrantes	(*)	42+0,0
18	(*)	Rodovia dos Imigrantes	2	53+0,0
RELATÓRIO 4				
19	2	Rodovia dos Imigrantes	1	45+0,0
20	2	Rodovia dos Imigrantes	2	123+0,0
21	2	Rodovia dos Imigrantes	1	98+0,0
23	2	Rodovia dos Imigrantes	3	128+0,0
24	2	Rodovia dos Imigrantes	2	123+0,0
25	2	Rodovia dos Imigrantes	2	89+0,0
27	2	Rodovia dos Imigrantes	4	67+0,0
22	2	Rodovia dos Imigrantes	2	86+0,0
RELATÓRIO 5				
30	2	Rodovia dos Imigrantes	1	181+0,0
31	2	-	2	275+0,0
32	2	-	1	274+0,0
34	2	-	1	145+0,0
28	2	Marginal Pinheiros	1	245+0,0
29	2	Marginal Pinheiros	1	239+0,0
33	2	Rodovia dos Imigrantes	(*)	155+0,0
RELATÓRIO 6				
35	2	Marginal Pinheiros	2	169+0,0
36	2	Marginal Pinheiros	3	180+0,0
37	2	Marginal Pinheiros	3	224+0,0
38	2	Marginal Pinheiros	5	229+0,0
39	2	Marginal Pinheiros	4	174+0,0
40	2	(*)	4	90+0,0
42	2	Marginal Pinheiros	1	145+0,0
41	2	Marginal Pinheiros	1	36+0,0

(*) não indicado no projeto.

Tabela B.6 – Quadro resumo dos ensaios de CBUQ coletados em pista (CONCREMAT, 2002).

Data coleta (2002)	No. Amostra	Teor betume (%)	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA								Densid.apar. (g/cm ³)	Estab. (kgf)	Resist. Tração (kgf/cm ²)	Fluência (0,01") (< 4 mm)
			ABERTURA PENEIRAS (mm)											
			19	12,5	9,5	4,76	2,4	0,425	0,18	0,074				
LIMITES FAIXA			100	80-100	70-90	50-70	34-54	14-26	9-18	5-10	-	> 750	-	8-16
RELATÓRIO 1														
4/3	1	5,1	100	90,2	87,6	58,1	46	21,3	13,1	7,3	2,407	1138		11,2
4/3	2	5,2	100	93,8	81,9	60,2	48	21,1	13,1	7,1	2,366	1202		2,7
5/3	3	5,5	100	93,7	88,5	63,4	50	25	14,5	8,2	2,397	1130	11	3,3
10/3	5	5,6	100	91,2	85,9	66,2	46,1	22,5	13,5	7,7	2,400	1111		2,6
21/3	6	5,4	100	92,6	87,1	63,1	45,6	21,9	13,3	8	2,395	1172		13,3
RELATÓRIO 2														
3/4	8	5,3	100	93,5	88,2	67,6	49,5	24,9	15,8	7,8	2,395	1189	21,4	12,5
25/4	9	5,5	100	93,3	89,4	64,4	46,6	27,7	16,7	6,3	2,403	1117	14,6	12,8
RELATÓRIO 3														
5/5	10	5,3	100	86,4	80,6	60,3	40,3	20,2	12,0	6,3	2,391	1031,2	-	13,3
6/5	12	5,5	100	93,1	88,4	66,5	47,4	24,1	14,2	6,8	2,406	1060	18,7	11,8
4/5	13	5,4	100	94,7	88,1	66,7	48,2	22,1	12,7	6,2	2,396	996,5	-	12,4
11/5	14	5,5	100	92,6	85,7	59,9	43,7	21,5	13,0	6,6	2,406	1149	14,6	11,6
11/5	15	5,4	100	93,8	88,2	61,7	44,8	21,9	13,3	6,7	2,407	1114	-	13,8
11/5	16	5,1	100	88,5	80,3	59,5	39	21,3	13,5	7,1	2,403	1136	14,9	13,4
22/5	17	5,1	96,7	87,9	83,3	57,6	42,9	20,6	12,8	6,7	2,402	1214	-	14,2
RELATÓRIO 4														
30/5	19	5,1	95,2	77,7	73,8	54,1	37,2	19,1	12,2	6,3	2,400	1179	13,2	12,9
6/6	20	4,9	100	82,4	72,7	52	35,5	17,5	10,9	5,4	2,393	1149	19,5	12,3
5/6	21	5,0	95,8	81,7	71,8	52	35,7	17,7	10,6	4,9	2,395	1115	19,5	12,4
16/6	23	5,2	100	90,1	86,5	61	38,9	18,7	12	6,2	2,407	1142	20,4	12,2
16/6	24	5,3	100	88,3	79,0	57	40,8	19,4	11,4	7	2,410	1161	22,6	11,2
15/6	25	5,1	100	82,4	78,2	57,2	41,7	19,8	11,8	6,2	2,408	1168	26,2	12,3
27,6	27	4,9	100	82,9	79,3	59,4	42,9	20	12,3	6,7	2,405	1241	14,3	14,0
RELATÓRIO 5														
8/7	30	4,8	100	86,4	76,4	52,4	40,1	21,4	12,7	5,8	2,419	1230	25,5	11,7
5/7	31	5,1	100	81,1	71,7	53,4	38,6	20,4	12	5,5	2,419	1230	25,1	11,7
5/7	32	4,8	94,3	77,8	70,6	52,1	37,9	19,6	11,6	5,3	2,421	1230	24,3	13,2
14/7	34	5,5	100	96,6	90,6	63,2	46,1	28,4	18,1	7,9	2,396	1141	-	12,9
RELATÓRIO 6														
17/7	35	4,7	98	77,5	67,2	46,1	32,4	17,3	10	4,7	2,390	1195	18,3	12,3
21/7	36	5,1	97,1	81,8	79,4	54,8	41,7	21,4	12,4	5,6	2,418	1204	16,7	12,3
20/7	37	5,4	100	88	85,3	58,8	42,1	20,4	12,3	6,5	2,437	1186	19,1	13,2
20/7	38	5,4	100	92,3	87	58,8	43,3	22,2	13,5	7,6	2,427	1084	20,6	12,8
21/7	39	5,1	100	84,2	76,5	52,2	39,4	20,9	11,8	5	2,437	1096	16,5	13,7
4/8	40	4,9	97	83,9	75,8	50,9	35,8	19,7	11,8	5,5	2,400	1195	19,9	12,8
15/8	42	5,2	100	90,4	83,7	58,2	43,8	21,5	12,8	6,9	2,416	1301	14,7	12,6

Tabela B.7 – Quadro resumo dos ensaios de Binder coletados em pista (CONCREMAT, 2002).

Data coleta (2002)	No. amostra	Teor betume (%)	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA									Densid.apar. (g/cm ³)	Estab. (kgf)	Resist. tração (kgf/cm ²)	Fluência (1/32")
			ABERTURA PENEIRAS (mm)												
LIMITES FAIXA			37,5	25	19	9,5	7,45	2	0,425	0,18	0,075	-	> 750	-	-
RELATÓRIO 3															
4/5	11	4,7	100	100	100	80,5	54,2	36,9	17,8	10,2	5	2,383	1100	13	12,2
16/5	18	4,6	100	100	97,5	68	47,6	30,4	17,6	11,3	4,8	2,389	1031	14,2	13,9
RELATÓRIO 4															
1/6	22	4	100	100	91,9	53,5	38,5	25,3	14,7	9,6	4,6	2,400	1168	16,3	10,7
RELATÓRIO 5															
6/7	28	4,4	100	100	91,9	67,2	48,8	29,8	17,2	11,1	5,4	2,384	1181	20,1	12
6/7	29	4,7	100	100	95,4	71,9	54,8	33,9	19,1	12,2	6,2	2,397	1239	20,4	12,5
14/7	33	4,3	100	100	98,1	69,2	42,1	29,7	19	12,5	5,8	2,381	1109	14,4	13,1
RELATÓRIO 6															
6/7	41	4,7	100	100	96,2	63,3	44,5	31,5	18,9	12,1	5,7	2,432	1083	20,8	12,1

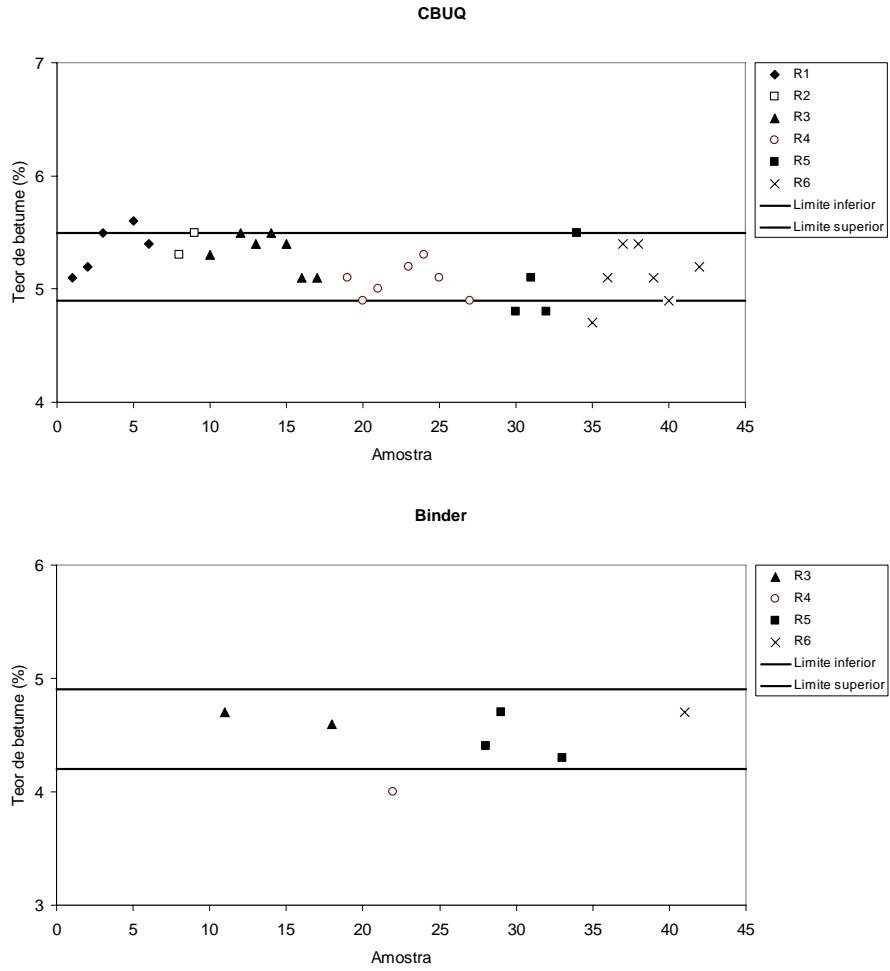


Fig.B.9 – Teor de betume do CBUQ e do Binder (CONCREMAT, 2002).

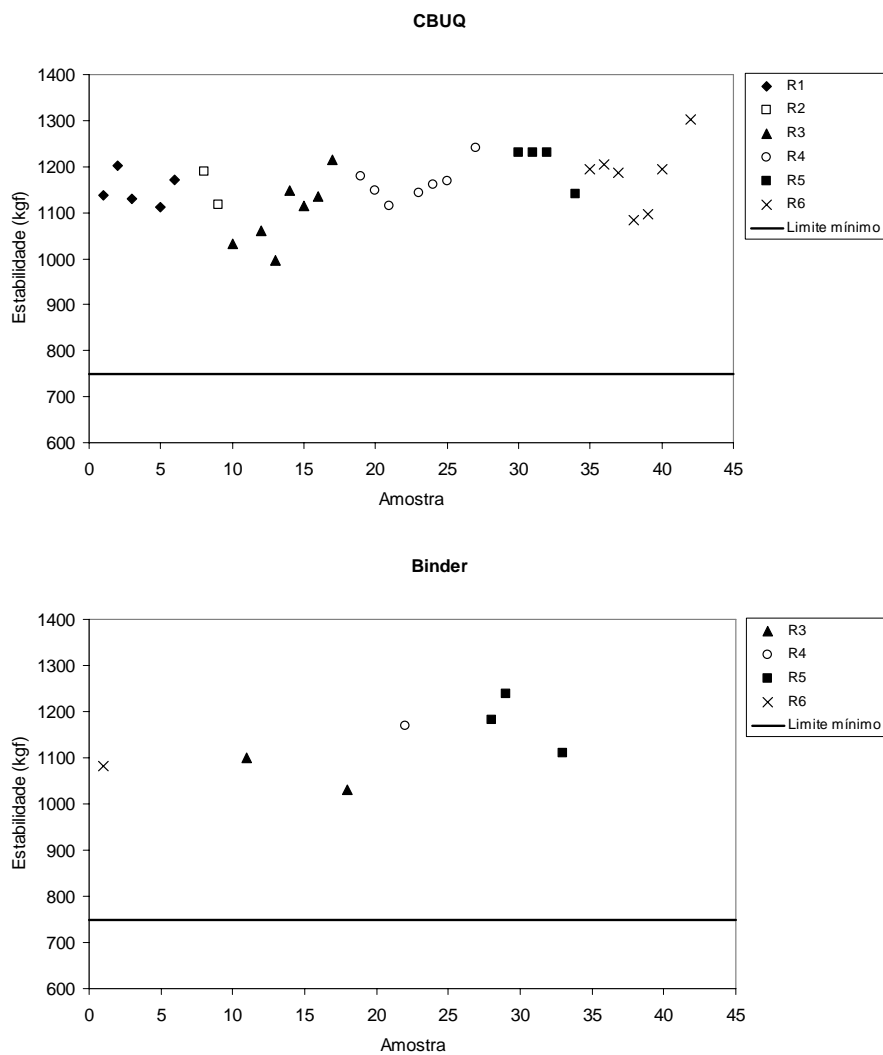


Fig.B.10 – Estabilidade do CBUQ e do Binder (CONCREMAT, 2002).

APÊNDICE C

RELAÇÃO PARCIAL DE VIAS DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO

Tabela C.1 – Banco de dados da PMSP (SIS/PMSP/2002)

Via	Anos construção	VDM
Via Anchieta	1959	68.747
Rua Cerro Cora	1961	32.701
Av. Sumaré	1964	51.113
Av. Prof. Francisco Morato	1965	97.800
Av. Guilherme Cotching	1966	35.113
Marginal Pinheiros (pista expressa)	1968	212.647
Marginal Pinheiros (pista expressa)	1968	179.440
Rua da Consolação	1968	123.663
Av. Jaguaré	1970	61.420
Av. Dr. Arnaldo	1970	89.207
Av. Salim Farah Maluf	1971	125.425
Av. Ordem e Progresso	1971	81.880
Av. Alvarenga	1971	69.088
Av. Dr. Ricardo Jafet	1972	128.500
Av. Juntas Provisórias	1973	105.325
Av. Armando de Arruda Pereira	1973	34.480
Av. Prof. Abraão de Moraes	1974	98.120
Av. João Dias	1974	61.726
Av. Aricanduva	1975	74.780
Av. Cardeal Arco Verde	1976	31.050
Av. do Estado	1977	104.580
Av. Robert Kennedy	1977	46.607
Av. Eng. Luis Carlos Berrini	1979	60.788
Av. Cupecê	1980	46.407
Av. Affonso Descagnolle Taunay	1980	172.025
Av. Ermano Marchetti	1980	102.600
Av. Alcântara Machado	1981	257.488
Av. Gen. Edgar Faco	1984	62.980
Av. Prof. Luis Inácio de Anhaia Mello	1986	100.290
Av. Santos Dumont	1987	112.700

APÊNDICE D

COMBINAÇÕES DE VARIÁVEIS USADAS NAS ANÁLISES

APÊNDICE E

MODELO DE REGRESSÃO LOGÍSTICA E ANÁLISE DE MEDIDAS REPETIDAS

E.1 MODELO DE REGRESSÃO LOGÍSTICA

O método de regressão tem se tornado um componente essencial nas análises de dados focadas em descrever a relação entre variável resposta e uma ou mais variável explicativa. A variável resposta muitas vezes pode ser discreta, assumindo dois ou mais valores. Segundo Hosmer e Lemeshow (1989), a função de uma análise usando este método é a mesma de qualquer técnica de modelagem, ou seja, encontrar o melhor ajuste e o mais parcimonioso modelo que descreva a relação entre variável resposta (ou dependente) e um conjunto de variáveis explicativas (ou independentes). Um exemplo mais comum de modelagem é a regressão linear, onde a variável resposta é adotada como contínua.

Existem, ainda, outros modelos, dentre eles, o modelo de regressão logística. O que diferencia um modelo de regressão logística de um linear é que a variável resposta na regressão logística é binária ou dicotômica, e essa diferença reflete na escolha um modelo paramétrico e nas suas hipóteses.

A função de distribuição logística, matematicamente, é extremamente fácil e flexível e leva a interpretações significativas dos coeficientes. A forma específica de um modelo múltiplo de regressão logística é a seguinte:

$$\pi(x) = \frac{\exp [g(x)]}{1 + \exp [g(x)]} \quad (\text{E.1})$$

onde: $g(x) = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_p x_p$

sendo, β_0 = constante; β_i = coeficientes; p = número de variáveis independentes de um vetor $x' = (x_1, x_2, \dots, p)$; $\pi(x)$ = distribuição logística; e, $g(x)$ = função "logit". A logit $g(x)$ é linear em seus parâmetros, pode ser contínua e variar de $-\infty$ a $+\infty$, dependendo do intervalo de valores de x . A distribuição

condicional da variável resposta segue uma distribuição binomial com a probabilidade dada pela média condicional $\pi(x)$.

Em uma amostra de n pares de observações independentes (x_i, y_i) , $i = 1, 2, \dots, n$, onde y_i representa o valor de uma variável resposta binária e x_i , o valor da variável independente para i^{th} fatores/covariância. Para ajustar o modelo de regressão logística da Equação (E.1) a um conjunto de dados é necessário estimar-se os valores do vetor $\beta' = (\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_p)$. O método utilizado para a estimativa dos parâmetros desconhecidos é o da máxima verossimilhança. Este método proporciona valores de β' que maximizem a probabilidade de se obter os valores observados.

Supondo que a variável resposta, por ser binária, possa ser codificada por zero ou 1, representando a ausência ou presença de uma certa característica, respectivamente. Para um par de valores (x_i, y_i) , quando $y_i = 1$, a contribuição da função verossimilhança é dada por $\pi(x_i)$, e quando $y_i = 0$, a contribuição é dada por $1 - \pi(x_i)$, onde $\pi(x_i)$ representa o valor de $\pi(x)$ calculado em x_i . Assim, uma maneira de expressar a contribuição da função da verossimilhança para (x_i, y_i) é através da seguinte expressão:

$$\zeta(x_i) = \pi(x_i)^{y_i} [1 - \pi(x_i)]^{1-y_i} \quad (\text{E.2})$$

Como se assume que as observações são independentes, a função de verossimilhança é obtida através dos produtos dos termos da Equação (E.2), ou seja:

$$l(\beta) = \prod_{i=1}^n \zeta(x_i) \quad (\text{E.3})$$

O princípio da máxima verossimilhança utilizado na regressão logística para estimar β' são os valores que maximizem a expressão acima. Como, matematicamente, é mais fácil trabalhar-se com o logaritmo da Equação (E.3), a expressão passa a ser:

$$L(\beta) = \ln [l(\beta)] = \sum_{i=1}^n \{y_i \ln [\pi(x_i)] + (1 - y_i) \ln [1 - \pi(x_i)]\} \quad (\text{E.4})$$

Para encontrar os valores de β' que maximizem $L(\beta)$, faz-se a diferença de $L(\beta)$ em relação aos valores de β' , e o conjunto das expressões resultantes deve ser igual a zero, ou seja:

$$\sum_{i=1}^n [y_i - \pi(x_i)] = 0 \quad (\text{E.5})$$

$$\sum_{i=1}^n x_{ij} [y_i - \pi(x_i)] = 0 \quad (\text{E.6})$$

As Equações (E.5) e (E.6) são chamadas de “Equações de Verossimilhança”. A solução destas equações, para o conjunto de dados utilizados nesta pesquisa, foi feita através do programa computacional MINITAB. No MINITAB estas expressões são não lineares em $\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_p$. Neste trabalho, a regressão logística foi utilizada para modelar a porcentagem de trincamento superficial nos pavimentos da Avenida dos Bandeirantes. As variáveis respostas binárias apresentaram os seguintes níveis: sucesso (porcentagem de trincamento sobre a área da seção) e fracasso (porcentagem total de trincamento, ou seja, 100%).

O programa fornece os valores estimados $\hat{\beta}$ pelo método da máxima verossimilhança, os erros padrões das estimativas, o coeficiente Z, o valor-p, o coeficiente θ e o intervalo de confiança.

O coeficiente Z é usado para verificar se x_i é significativo em relação a y_i , e quanto mais elevado o valor absoluto de Z, mais significativa é a relação. O coeficiente apresenta a seguinte forma:

$$Z = \frac{\beta_i}{\text{erro padrão}} \quad (\text{E.7})$$

O valor-p é usado no teste de hipótese para verificar a rejeição da hipótese nula. Em um teste estatístico, o valor-p é a probabilidade de obtenção do extremo valor atual calculado, caso a hipótese nula seja verdadeira. O valor-p base é de 0,05, ou seja, se um teste estatístico fornecer valor-p inferior a 0,05, rejeita-se a hipótese nula.

O coeficiente θ (do inglês “Odd Ratio”) é outro parâmetro para interpretar a relação entre x_i e y_i . O valor $\theta = 1$ serve como base para comparações, ou seja, se $\theta = 1$, não existe associação entre x_i e y_i , se $\theta > 1$, a probabilidade de sucesso é elevada para os níveis de y_i , e se $\theta < 1$, a probabilidade de sucesso é baixa para os níveis de y_i . Valores muito elevados de θ representam intensos graus de associação.

Após a verificação de quais variáveis pertencem ao modelo e qual a forma funcional correta a ser utilizada, passa-se a verificação do ajuste do modelo aos valores observados. Existem estatísticas que medem o melhor ajuste baseadas diretamente na distância entre valores observados e valores previstos, como por exemplo:

- Chi-quadrado de Pearson (χ^2 – baseado no resíduo de Pearson): quanto maior for o valor de χ^2 e menor o valor-p, o modelo não se ajusta bem aos valores observados.
- Desvio (D – baseado do resíduo do desvio): quanto maior o valor de D e menor o valor-p, o modelo não se ajusta bem aos valores observados.
- Teste Hosmer-Lemeshon: fornece uma tabela com valores observados e estimativas dos valores de freqüência esperados para as variáveis binárias. Quanto menor a diferença, melhor o ajuste.

Hosmer e Lemeshow (1989) apresentam detalhes de cada uma destas estatísticas, com exemplos de cálculos.

O programa MINITAB, além de fornecer os valores destas estatísticas, exibe pares de valores concordantes e discordantes para indicar o ajuste do modelo aos valores observados. Quanto mais concordante o par, maior habilidade tem o modelo de previsão.

E.2 ANÁLISE DE MEDIDAS REPETIDAS

A pesquisa científica utiliza métodos estatísticos para entender melhor a variabilidade de certos fenômenos da natureza. Para que estas pesquisas sejam eficientes, é importante fazer um planejamento, em que a forma de coleta dos dados deve ser bem definida.

Existem dois importantes tipos de planejamento para a coleta de dados:

1. Transversal (*Cross sectional*): envolve uma única observação de uma ou mais variáveis respostas para cada unidade experimental. Estas variáveis respostas não são correlacionadas.
2. Medidas repetidas ou longitudinal: envolve várias respostas de uma ou mais variáveis para uma mesma unidade experimental. As observações feitas na mesma unidade são coletadas sob diferentes condições de avaliação, que podem ser definidas por diversas características. Estas observações não precisam ser tomadas necessariamente na mesma seqüência das condições de avaliação em todas as unidades experimentais, sendo muito comum a aleatorização dessa seqüência para cada unidade. Quando o planejamento não permite a aleatorização da ordem com que as observações são obtidas na mesma unidade experimental (por exemplo, quando a característica que determina as condições de avaliação é o tempo), ele é chamado longitudinal. Nos planejamentos longitudinais as observações de uma mesma unidade experimental são realizadas de forma sistemática, isto é, seqüencialmente ao longo do tempo.

Assim, na literatura, a análise de dados deste tipo de planejamento é encontrada sob o nome de Análise de Medidas Repetidas ou Análise de Dados Longitudinais, cujo objetivo é descrever a evolução de determinada variável no tempo. A idéia da diferença entre estudo transversal e longitudinal pode vista no exemplo da Figura E.1.

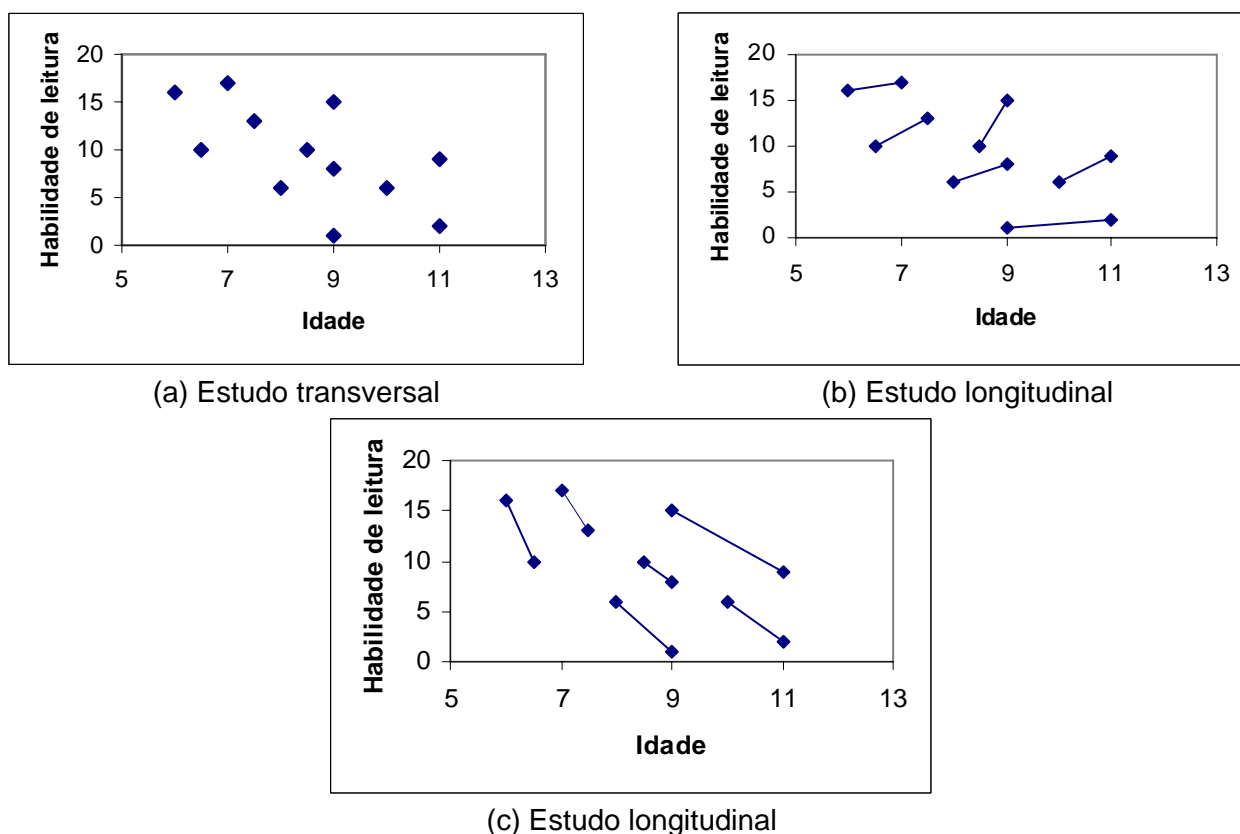


Fig.E.1 - Dados hipotéticos da relação habilidade de leitura e idade (Diggle et al, 1994).

O exemplo da Figura E.1(a) apresenta a relação entre a habilidade de leitura e idade entre crianças, para um estudo transversal (*cross sectional*). A habilidade parece ser pior entre as crianças de maior idade, porém, pouco se pode concluir pelo gráfico. Na Figura E.1(b), supõe-se que os mesmos dados foram obtidos em um estudo longitudinal onde cada indivíduo foi medido duas vezes. Segundo a figura, as crianças mais jovens iniciam com alto nível de leitura e melhoram com o tempo, o que ser resultado de uma educação elementar introduzida nesta comunidade infantil começando com os mais jovens. No entanto, o conjunto de dados plotado na Figura E.1(c) exibe um padrão diferente. Tanto o estudo transversal como o longitudinal da Figura IV.1(c) apresentam um comportamento incomum – a habilidade de leitura piora com a idade. Este exemplo mostra que os estudos longitudinais podem distinguir mudanças com o tempo entre indivíduos (efeito idade) de diferentes grupos de pessoas do seu nível padrão (efeito grupo). No estudo transversal tal distinção seria impossível.

Segundo Andreoni (1989), as principais vantagens de um planejamento longitudinal são as seguintes:

- (a) Requer menos unidades experimentais do que um planejamento tipo transversal;
- (b) Proporciona condições mais adequadas para o controle de fatores secundários que possam ter influência na resposta;
- (c) Melhora, em geral, a precisão de contrastes associados às diferenças entre os valores médios da resposta de diferentes ocasiões; e
- (d) Permite o estudo da mudança de comportamento da resposta média da unidade experimental ao longo das ocasiões de observação, ou seja, descreve as mudanças associadas aos crescimentos ou envelhecimentos, incorporando informações sobre a variação individual na análise.

Uma característica fundamental associada a esse tipo de dados é a possibilidade de correlações não nulas entre as observações realizadas na mesma unidade experimental. Na realidade, os itens (c) e (d) são válidos se os métodos de análise levarem esse fato em consideração.

E.2.1 DEFINIÇÃO DE MEDIDAS REPETIDAS

São observações de uma mesma característica feitas várias vezes. O que distingue tais observações dos dados mais tradicionais é que:

- A mesma variável é medida na mesma unidade observacional mais de uma vez: as respostas não são independentes como os de análise de regressão tradicional;
- Mais de uma unidade observacional é envolvida.

Os principais fatores que caracterizam as medidas repetidas são:

- (a) Os dois tipos de dependência estocásticas entre as medidas na mesma unidade observacional:
 - Homogeneidade das respostas em uma unidade / heterogeneidade entre as unidades;
 - Distância, no tempo ou espaço, entre as respostas em uma mesma unidade.
- (b) Três tipos básicos de respostas que podem ser medidas de:
 - Dados contínuos;
 - Dados categóricos;
 - Dados de duração.

Para um conjunto de respostas de cada uma das várias unidades experimentais, aquelas que pertencem a uma mesma unidade estão muito mais correlacionadas do que aquelas entre diferentes unidades. São situações de dados estocasticamente dependentes que devem ser modelados por algum método multivariado. Este pode ser diferente dos métodos multivariados tradicionais que tratam da interdependência entre diferentes tipos de variáveis respostas.

Segundo Andreoni (1989), as principais razões para a realização de medidas repedidas ou longitudinais são:

- A observação repetida de uma mesma variável pode ser a única maneira de se obter a medida necessária, como nas contagens de ocorrências de um mesmo fenômeno;
- O interesse pode estar centrado na evolução de alguma resposta, dada uma condição inicial a qual pode ou não ser fixado experimentalmente. Curvas simples de crescimento são os exemplos mais comuns;
- O pesquisador pode querer comparar os efeitos de uma aplicação contínua de algum tratamento com o tempo;
- Diferentes tratamentos podem ser necessários ser comparados em uma situação onde a variabilidade entre as unidades é um importante fator não controlado. Para aumentar a precisão, são necessárias comparações intra-unidades entre os diferentes tratamentos;
- Necessidade de se estudar os efeitos de diferentes seqüências de tratamentos.

O formato básico dos dados pode ser identificado resumidamente como:

n indivíduos X p medidas

Os indivíduos, ou unidades experimentais, podem ser pessoas, animais, peças de equipamentos, seções de pavimentos, ou qualquer outra unidade para a qual as observações são propriamente consideradas como uma coleção de medidas conectadas. As medidas sobre um indivíduo são valores registrados de uma variável feita em diferentes tempos. Os dados analisados podem estar estruturados de quatro formas diferentes:

- Tipo I: dados provenientes de pesquisas onde todas as unidades experimentais são observadas nas mesmas t_i condições pré-estabelecidas;
- Tipo II: dados provenientes de pesquisas planejadas para que as respostas de todas as unidades experimentais sejam observadas nas mesmas t_i condições pré-estabelecidas, mas por alguma razão há presença de observações incompletas, isto é, quando para algumas unidades experimentais não há observação da resposta em uma ou mais ocasiões;

- Tipo III: dados provenientes de pesquisas onde o planejamos observar diferentes unidades experimentais em diferentes subconjuntos das ocasiões para as quais o estudo foi globalmente dimensionado (conhecidos como planejamentos longitudinais mistos ou “*linked cross sectional*”);
- Tipo IV: dados provenientes de pesquisas nas quais as ocasiões de observação da resposta variam irregularmente de unidade experimental para unidade experimental.

Um conjunto de dados longitudinais é dito *não balanceado em relação ao tempo* se a estrutura dos dados corresponde à situação descrita nos Tipos II, III ou no IV. O Tipo I é considerado *completo* ou *balanceado em relação ao tempo*.

A maioria das técnicas estatísticas clássicas para a análise de dados longitudinais, como as análises univariadas ou multivariadas, é dirigida para conjuntos de dados *completos*, embora situações com dados *não balanceados* em relação ao tempo sejam mais freqüentes em problemas práticos.

Quando os dados não são balanceados em relação ao tempo, estas técnicas clássicas de análise podem não ser eficientes. Se o desbalanceamento for causado pela presença de poucas observações incompletas, a solução seria realizar a análise omitindo essas unidades experimentais ou substituindo os valores incompletos por estimativas.

Uma situação bem simples de experimentos com medidas repetidas consiste submeter cada uma das n unidades experimentais a t_i condições (ou tratamentos) distintas, observando as respostas de cada unidade experimental sob a influência destas t_i condições. Os dados para esta situação experimental podem ser dispostos conforme a Tabela E.1, onde supomos que as t_i condições correspondem a t_i níveis de um fator fixo, e as unidades experimentais representam uma amostra da população, ou seja, são os níveis de um fator aleatório.

Tabela E.1 – Observações de um experimento com medidas repetidas, com uma amostra de unidade experimental (Aubin, 1984).

Unidades experimentais	Condições experimentais				Média
	1	2	...	t_i	
1	y_{11}	y_{12}	...	y_{1t_i}	$y_{1.}$
2	y_{21}	y_{22}	...	y_{2t_i}	$y_{2.}$
⋮	⋮	⋮		⋮	⋮
n	y_{n1}	y_{n2}	...	y_{nt_i}	$y_{n.}$
Média	$y_{.1}$	$y_{.2}$...	$y_{.3}$	$y_{..}$

onde: y_{ij} = valor observado da j -ésima unidade de observação, da i -ésima unidade experimental, $i=1, \dots, n$, $j=1, \dots, t_i$.

Assim, à cada unidade experimental está associado um vetor de dimensão t_i , cujos componentes são os valores da variável resposta sob a influência das t_i condições. Desta forma teremos n vetores do tipo $y_i = (y_{i1}, y_{i2}, \dots, y_{it})$, sendo $i = 1, 2, \dots, n$.

O fato das medidas serem obtidas em uma mesma unidade experimental implica, em geral, a existência de correlações entre elas, o que nem sempre é levado em consideração nas análises usuais.

A análise estatística adequada deve ser feita, então, levando-se em conta esta possível correlação existente entre as observações, o que corresponde a uma covariância diferente da usual, ou seja, de uma estrutura de covariância simétrica (σ^2 .)

A ligação entre as unidades experimentais e as unidades observacionais é, talvez, o aspecto mais importante na formulação de métodos estatísticos para análise destes experimentos, ou seja, a maneira pela qual uma mesma unidade experimental é submetida às diferentes condições experimentais, é de grande importância para a escolha adequada de esquema de análise.

Para esta avaliação, existem, basicamente, duas formas diferentes que podem ser consideradas. Em uma delas, as diferentes condições experimentais são atribuídas de forma aleatória à mesma unidade experimental. Na outra, as condições experimentais são atribuídas segundo uma ordem seqüencial à mesma unidade experimental. Quando a atribuição é aleatória é comum supor correlação constante entre duas observações dentro da mesma unidade experimental. Esta suposição, em geral, não se verifica no processo seqüencial de aplicação das condições experimentais, pois observações correspondentes a tempos mais próximos tendem a ser mais altamente correlacionadas do que aquelas correspondentes a tempos mais afastados. Este último fato pode produzir uma estrutura de covariância que é muito comum em análises de séries temporais. Nos procedimentos de análise onde considera-se uma estrutura de covariância entre as observações produzidas pelo processo de aleatorização, permite um esquema de análise dos dados mais simples e, comprovadamente, mais eficiente. Desta forma, sempre que possível, o pesquisador deve planejar seu experimento através de um processo aleatório de atribuição de suas condições experimentais à mesma unidade experimental.

A situação mais simples, descrita acima, pode ser generalizada quando se deseja comparar diferentes grupos, diferenciados por algum outro fator-tratamento fixo. Neste caso, deve-se ter uma amostra de unidades experimentais de cada grupo submetido às diferentes condições experimentais.

O fator cujos níveis serão aplicados a cada unidade experimental é, em geral, denominado de fator repetido ou de repetição, ou simplesmente, níveis repetidos.

As observações destes experimentos podem ser dispostas conforme a Tabela E.2, onde y_{ijk} é o valor da variável resposta da i -ésima unidade experimental, dentro do j -ésimo grupo, sob a k -ésima condição, $i=1, \dots, n_j$, $j=1, \dots, g$, $k=1, \dots, t_i$.

A análise de medidas repetidas envolve a representação da estrutura geradora dos dados através de modelos estruturais simples (com pequeno número de parâmetros) que reflitam os aspectos fundamentais da variação da resposta. Esses modelos envolvem:

- Os valores médios da variável resposta em cada ocasião para cada tratamento;
- As variâncias e covariâncias entre as respostas observadas na mesma unidade experimental.

Tabela E.2 – Experimento com medidas repetidas, em várias amostras (Aubin, 1994).

Grupos	Unidades amostrais	Condições				Média
		1	2	...	t_i	
1	1	y_{111}	y_{112}	...	y_{11t_i}	$y_{11.}$
	\vdots	\vdots	\vdots		\vdots	\vdots
	n_1	y_{n_11}	y_{n_12}	...	$y_{n_1t_i}$	$y_{n_1.}$
	média	$y_{.11}$	$y_{.12}$...	$y_{.1t_i}$	$y_{.1.}$
\vdots	\vdots	\vdots		\vdots	\vdots	
g	1	y_{1g1}	y_{1g2}	...	y_{1gt_i}	$y_{1g.}$
	\vdots	\vdots	\vdots		\vdots	\vdots
	n_2	y_{ng1}	y_{ng2}	...	y_{ngt_i}	$y_{ng.}$
	média	$y_{.g1}$	$y_{.g2}$...	$y_{.gt_i}$	$y_{.g.}$
Média geral		$y_{..1}$	$y_{..2}$...	$y_{..t_i}$	$y_{..}$

Embora existam diversos tipos de propostas para representar a função que descreve o comportamento médio da variável resposta, os modelos lineares são os mais utilizados, pois seus parâmetros são de fácil interpretação e também fornecem, na maioria dos casos, um bom ajuste para os dados observados. Apesar do maior interesse estar geralmente concentrado nessa função, é necessário levar em consideração a estrutura de covariância das observações. É essa estrutura que contém a informação essencial sobre a correlação entre as observações realizadas na mesma unidade experimental. Ela tem influência direta nas estimativas da variabilidade dos parâmetros associados às médias e em alguns casos pode, inclusive, afetar as próprias estimativas desses parâmetros.

Uma abordagem sistemática para análise de dados não balanceados em relação ao tempo envolve a especificação de um modelo para as médias, de outro, para a estrutura de covariância, e a

estimação dos parâmetros através de métodos de máxima verossimilhança ou máxima verossimilhança restrita.

IV.2.2 MODELOS ESTATÍSTICOS PARA ESTUDOS DE MEDIDAS REPETIDAS

Uma vez coletados os dados, a análise estatística, da mesma maneira que nos estudos transversais, visa estudar a relação entre a variável dependente e uma ou mais variáveis independentes. A única diferença está no fato de que se espera que as medidas obtidas em uma mesma unidade experimental sejam correlacionadas e que apenas as medidas feitas em diferentes unidades sejam independentes. Conseqüentemente, os modelos estatísticos apropriados para tais situações são mais complexos. O modelo pode ser escrito na forma linear geral como:

$$Y_i = X_i \beta + \varepsilon_i \quad \text{para } i=1, \dots, n \quad (\text{E.8})$$

onde: Y_i = vetor de respostas da i -ésima unidade experimental com dimensão $(t_i \times 1)$; t_i = número de condições de avaliação da i -ésima unidade experimental; X_i = matriz de especificação $(t_i \times p)$ do modelo; β = vetor $(p \times 1)$ de parâmetros de regressão desconhecidos; ε_i = vetor de erros não observáveis com dimensão $(t_i \times 1)$; e n = número de unidades experimentais.

$$Y = \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ \vdots \\ y_{ii} \end{pmatrix} \quad X = \begin{pmatrix} 1 & x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1p} \\ 1 & x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2p} \\ 1 & x_{31} & x_{32} & \dots & x_{3p} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ 1 & x_{ii1} & x_{ii2} & \dots & x_{ii p} \end{pmatrix} \quad \beta = \begin{pmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ \beta_3 \\ \vdots \\ \beta_p \end{pmatrix} \quad \varepsilon = \begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \vdots \\ \varepsilon_{ii} \end{pmatrix}$$

Hipótese: $E(\varepsilon_i) = 0$
 $Var(\varepsilon_i) = \sigma^2 \quad \varepsilon_i \sim N(0, \Sigma_i) \quad \text{onde: } \Sigma_i = \sigma^2 I$

A natureza longitudinal dos dados associados às possíveis correlações entre as medidas realizadas na mesma unidade experimental pode ser incorporada no modelo através da consideração de outras estruturas de covariância, ou seja:

$$Var(\varepsilon_i) = Var(y_i) = \Sigma_i(\theta)$$

Assumindo-se ε_i independente, com distribuição $N(0, \Sigma_i)$, sendo que Σ_i depende de um vetor de q parâmetros desconhecidos e θ variando independentemente dos parâmetros β .

As etapas de modelagem são duas: (a) a modelagem dos valores médios da variável resposta e (b) a modelagem da matriz de covariâncias entre as unidades experimentais Σ_i como função do vetor ($q \times 1$) de parâmetros θ . Ainda que o interesse principal esteja nos parâmetros de regressão β , pode-se melhorar consideravelmente suas estimativas, isto é, diminuir seus erros padrão, modelando-se a matriz de covariâncias entre as unidades experimentais.

1. Modelagem dos valores médios da variável resposta:

A Equação (E.8) permite, por exemplo, a expressar a resposta média em um tempo t em termos de variáveis explicativas medidas no momento t ou em tempos anteriores. A forma de especificação das matrizes X_i (ou X) é similar àquela utilizada em modelos anteriores de regressão. Dessa maneira, as colunas de X_i podem estar associadas aos seguintes fatores:

- Que definem a estrutura das sub-populações;
- Ao fator Tempo, identificando, por exemplo, a forma da curva a ser ajustada;
- As possíveis covariáveis, cujo efeito na resposta média deseja-se investigar.

2. Modelagem da matriz de covariância:

A estrutura mais simples para a matriz de covariância ocorre quando as observações na mesma unidade experimental são consideradas independentes e com variância constante, ou seja:

$$\Sigma_i = \sigma^2 I_{ii} \quad (\text{E.9})$$

Os modelos que se enquadram nessa estrutura podem ser analisados por métodos tradicionais como a Análise de Variância ou Análise de Regressão. A seguir serão apresentadas as outras possíveis estruturas para a matriz de covariância:

- Covariância não-estruturada:

Todos os parâmetros de covariância são incluídos no modelo, ou seja, nenhuma estrutura é imposta nas covariâncias entre os diferentes pares de observações entre as unidades experimentais. Para uma unidade experimental i que foi observada em todas as t_i condições de avaliação do estudo, a matriz pode ser representada por:

$$\Sigma_i = \begin{vmatrix} \sigma_1^2 & \sigma_{12} & \sigma_{13} & \cdots & \sigma_{1ti} \\ \sigma_{12} & \sigma_2^2 & \sigma_{23} & \cdots & \sigma_{2ti} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_3^2 & \cdots & \sigma_{3ti} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \sigma_{1ti} & \sigma_{2ti} & \sigma_{3ti} & \cdots & \sigma_{ti}^2 \end{vmatrix} \quad (\text{E.10})$$

Os modelos que assumem esta estrutura são usualmente denominados “modelos multivariados gerais” e Σ é dita “não estruturada”. Nesse caso não é feita nenhuma restrição sobre as variâncias e as covariâncias entre os elementos de y_i . Assim, a estrutura é aplicável quando:

- (a) Não existiram bases empíricas ou teóricas para estabelecer algum padrão para a matriz de covariância;
- (b) Não houver necessidade de extrapolar o modelo além das ocasiões de observação consideradas.

Como o número distinto de avaliação das respostas é t_i , a matriz Σ tem $t_i(t_i+1)/2$ parâmetros contidos em $\theta = (\sigma_1^2, \sigma_{12}, \dots, \sigma_{ti}^2)'$. Para experimentos com muitas t_i observações e poucas n unidades experimentais, a estimação de $t_i(t_i+1)/2$ parâmetros da matriz pode levar a estimativas ineficientes dos parâmetros β associados à função que descreve o comportamento das respostas médias. Em casos de dados incompletos ou desbalanceados, a estruturação de Σ_i em termos de um número menor de parâmetros é, geralmente, mais conveniente.

- Correlação exponencial:

Considera a variância constante e correlação decrescente com o aumento do intervalo de tempo entre as observações. A covariância entre duas medidas realizadas em uma mesma unidade experimental nos instantes z_{ij} e z_{ik} é dada por $\sigma^2 \exp(-\phi/|z_{ij} - z_{ik}|)$, onde z_{ij} é a j -ésima condição de avaliação da i -ésima unidade experimental ($j=1, \dots, t_i$). Para uma unidade experimental observada em t_i condições de avaliação, a matriz é dada por:

$$\Sigma_i = \sigma^2 \begin{vmatrix} 1 & \rho^{|z_{i2}-z_{i1}|} & \rho^{|z_{i3}-z_{i1}|} & \cdots & \rho^{|z_{ip}-z_{i1}|} \\ \rho^{|z_{i2}-z_{i1}|} & 1 & \rho^{|z_{i3}-z_{i2}|} & \cdots & \rho^{|z_{ip}-z_{i2}|} \\ \rho^{|z_{i3}-z_{i1}|} & \rho^{|z_{i3}-z_{i2}|} & 1 & \cdots & \rho^{|z_{ip}-z_{i3}|} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho^{|z_{ip}-z_{i1}|} & \rho^{|z_{ip}-z_{i2}|} & \rho^{|z_{ip}-z_{i3}|} & \cdots & 1 \end{vmatrix} \quad (\text{E.11})$$

onde: $\rho = \exp(-\phi)$ = correlação entre duas medidas de uma mesma unidade experimental distanciadas de uma unidade de tempo. A taxa de decréscimo da correlação é mais rápida quanto maior o valor de ϕ .

Um caso particular, para situações em que as condições de avaliação são equidistantes, é o modelo auto-regressivo de ordem 1 (AR1). A covariância entre duas medidas observadas em z_{ij} e z_{ik} é $\sigma^2 \rho^{|j-k|}$ e, para uma unidade experimental avaliada em t_i momentos,

$$\Sigma_i = \sigma^2 \begin{vmatrix} 1 & \rho & \rho^2 & \dots & \rho^{|t_i-1|} \\ \rho & 1 & \rho & \dots & \rho^{|t_i-2|} \\ \rho^2 & \rho & 1 & \dots & \rho^{|t_i-3|} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho^{|t_i-1|} & \rho^{|t_i-2|} & \rho^{|t_i-3|} & \dots & 1 \end{vmatrix} \quad (\text{E.12})$$

Note-se que, independentemente da quantidade de momentos de avaliação e de unidades experimentais, consegue-se representar a matriz de covariância por apenas dois parâmetros, σ^2 e ρ , ou seja, com apenas dois parâmetros $\theta = (\sigma^2, \rho)'$ consegue-se modelar a situação comum na prática, onde a correlação entre as observações realizadas na mesma unidade experimental decresce a medida que a distância entre elas aumenta.

- Médias móveis:

Outra alternativa para Σ_i é o modelo baseado em médias móveis de ordem 1 (MA1), onde as observações avaliadas em momentos não consecutivos têm correlação nula e somente as respostas de ocasiões adjacentes são correlacionadas. Neste caso, a matriz é dada por:

$$\Sigma_i = \begin{vmatrix} \sigma^2 & \rho & 0 & \dots & 0 \\ \rho & \sigma^2 & \rho & \dots & 0 \\ 0 & \rho & \sigma^2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & \rho & \sigma^2 \end{vmatrix} \quad (\text{E.13})$$

- Efeitos aleatórios:

Uma alternativa que merece destaque é aquela baseada em modelos de efeitos aleatórios. Sob modelos deste tipo, a forma da relação entre as variáveis dependentes e independentes é a mesma para todas as unidades experimentais, mas os parâmetros de regressão que expressam essa

relação variam de uma unidade para outra. Estes coeficientes de regressão podem ser vistos como a soma de um termo fixo (coeficiente populacional) e um termo aleatório. Expressando a relação através do modelo linear geral tem-se:

$$y_{ij} = \beta_{0i} + \beta_{1i}X_{ij} + \varepsilon_{ij} \quad \text{para} \quad i=1,\dots,n \text{ e } j=1,\dots,t_i \quad (\text{E.14})$$

onde: y_{ij} = vetor de respostas da i -ésima unidade experimental com dimensão $(t_i \times 1)$ na j -ésima avaliação; X_{ij} = matriz de especificação $(t_i \times p)$ do modelo da i -ésima unidade experimental na j -ésima avaliação; β_{0i} , β_{1i} = coeficientes (aleatórios) linear e angular da reta associados ao i -ésimo unidade experimental; e , ε_{ij} = erro não observável.

Supondo que o vetor dos coeficientes aleatórios (β_{0i}, β_{1i}) tenha distribuição normal multivariada com vetor de médias (β_0, β_1) , e a matriz de covariância $G = \begin{vmatrix} \sigma_0^2 & \sigma_{01} \\ \sigma_{01} & \sigma_1^2 \end{vmatrix}$, pode-se escrever a Equação (E.14) como:

$$y_{ij} = (\beta_0 + b_{0i}) + (\beta_1 + b_{1i}) X_{ij} + \varepsilon_{ij} = \dots = \beta_0 + \beta_1 X_{ij} + (b_{0i} + b_{1i} X_{ij}) + \varepsilon \quad (\text{E.15})$$

onde: b_{0i} , b_{1i} = coeficientes (ou efeitos) aleatórios associados ao i -ésimo unidade experimental; e , β_0 , β_1 = parâmetros populacionais da relação y_{ij} e X_{ij} . A relação populacional entre y_{ij} e X_{ij} não precisa ser necessariamente expressa por uma reta, podendo ser quadrática ou cúbica. A forma genérica da Equação (E.15) é dada por:

$$y_i = X_i \beta + Z_i b_i + \varepsilon_i \quad (\text{E.16})$$

onde: y_i , X_i , β = definidos na Equação (E.8); Z_i = matriz de especificação dos efeitos aleatórios com dimensão $(t_i \times q)$; b_i = vetor $(q \times 1)$ de efeitos aleatórios; e , ε_i = vetor de dimensão $(t_i \times 1)$ de erros aleatórios não observáveis.

Assumindo-se b_i e ε_i independentes, com distribuições $N(0,G)$ e $N(0,R_i)$, respectivamente, os vetores y_i serão normalmente distribuídos com média $X_i \beta$ e com a seguinte matriz de covariância:

$$\Sigma_i = Z_i G Z_i' + R_i \quad (\text{E.17})$$

podendo G e R_i assumir qualquer estrutura. Quando $R_i = \sigma^2 I_{t_i}$, onde I_{t_i} é a matriz identidade de dimensão t_i , as Equações (E.16) e (E.17) são de efeitos aleatórios com independência condicional.

Se, além disso, $Z_i=1_{t_i}$, sendo 1_{t_i} um vetor de dimensão t_i com todos os elementos iguais a 1, e $G=\sigma_b^2$, o modelo é rotulado de uniforme com $\Sigma=\sigma_b^2 1_{t_i}+R_i$. Neste modelo, todas as variâncias são iguais e todas as covariâncias entre as unidades experimentais são constantes apresentando a seguinte estrutura de covariância:

$$\Sigma_i = \sigma_*^2 \begin{vmatrix} 1 & \rho & \rho & \cdots & \rho \\ \rho & 1 & \rho & \cdots & \rho \\ \rho & \rho & 1 & \cdots & \rho \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho & \rho & \rho & \cdots & 1 \end{vmatrix} \quad (\text{E.18})$$

com $\sigma_*^2=\sigma^2+\sigma_b^2$. A correlação $\rho=\sigma_b^2/(\sigma^2+\sigma_b^2)$ é constante entre dois elementos quaisquer dentro do mesmo vetor. Nesta estrutura supõe-se que as observações, para cada unidade experimental, sejam comensuráveis, obedeçam a uma distribuição normal com variância constante em cada uma das condições e apresentam covariância constante entre duas observações dentro de cada unidade experimental, sendo estas unidades experimentais independentes.

Com exceção do modelo auto-regressivo de ordem 1, todas as outras estruturas de covariância apresentadas podem ser escritas na forma linear, ou seja:

$$\Sigma(\theta) = \sum_{g=1}^k \theta_g D_{ig} \quad (\text{E.19})$$

onde: D_{ig} = matrizes conhecidas; e, θ_g = parâmetros desconhecidos da matriz de covariância Σ_i .

APÊNDICE F

RESULTADOS DAS ANÁLISES EXECUTADAS NO CAPÍTULO 5

F.1 GRÁFICO DA ANÁLISE DE RESÍDUOS DO MODELO DE IRREGULARIDADE ANTES E APÓS A RESTAURAÇÃO

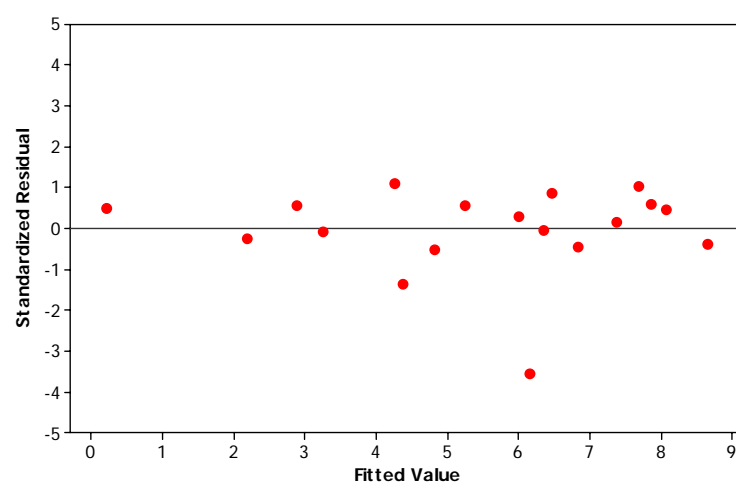


Fig.F.1 – Análise de resíduo da Equação (5.4)

F.2 MODELOS PARA A EVOLUÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

Tabela F.1 – Estimativa dos parâmetros dos modelos de evolução irregularidade longitudinal.

	Modelo	R ²	Parâmetro	Estimativa	DP	Vapor-p
1	$\frac{1}{IRI} = a + b REF - c \frac{1}{D} - d N$	40,2	a	0,488	0,013	0,000
			b	0,024	0,005	0,000
			c	0,008	0,003	0,020
			d	0,00028	0,00003	0,000
2	$\frac{1}{IRI} = a + b REF - c \left(\frac{\ln N}{SNC} \right)^2 - d N$	39,9	a	0,477	0,010	0,000
			b	0,024	0,005	0,000
			c	0,000002	0,000001	0,000
			d	0,00027	0,00003	0,000
3	$\frac{1}{IRI} = a + b REF - c (DN) - d \ln N$	31,9	a	0,836	0,088	0,000
			b	0,027	0,005	0,000
			c	0,00018	0,00009	0,042
			d	0,025	0,006	0,000
4	$\frac{1}{IRI} = -a + b REF - c \frac{1}{D} + d \ln N - e (\ln N)^2$	39,6	a	2,044	0,684	0,000
			b	0,023	0,005	0,000
			c	0,00777	0,00350	0,028
			d	0,353	0,088	0,000
			e	0,01228	0,00279	0,000
5	$\frac{1}{IRI} = a + b REF - c \frac{N}{SNC} - d (\ln N)^2$	33,8	a	0,615	0,049	0,000
			b	0,028	0,005	0,000
			c	0,00056	0,00023	0,016
			d	0,00069	0,00021	0,001
6	$\sqrt{dIRI} = a - b REF - c \frac{1}{D} + d N$	36,0	a	2,941	0,555	0,000
			b	0,859	0,223	0,000
			c	0,504	0,152	0,001
			d	0,01107	0,00133	0,000
7	$\sqrt{dIRI} = a - b REF - c \frac{1}{D} - d \ln N + e (\ln N)^2$	36,5	a	131,630	56,330	0,000
			b	0,824	0,225	0,000
			c	0,533	0,154	0,001
			d	17,516	6,891	0,012
			e	0,596	0,210	0,005
8	$\sqrt{dIRI} = a - b REF + c TR + d \frac{N}{SNC}$	35,7	a	2,129	0,528	0,000
			b	0,865	0,298	0,000
			c	0,822	0,328	0,014
			d	0,03647	0,00927	0,000
9	$\ln dIRI = a - b REF - c \frac{1}{D} + d N$	38,0	a	1,656	0,275	0,000
			b	0,363	0,112	0,002
			c	0,206	0,076	0,008
			d	0,00580	0,00066	0,000
10	$\ln dIRI = a - b REF + c TR + d \frac{N}{SNC}$	41,3	a	1,588	0,216	0,000
			b	0,365	0,122	0,004
			c	0,391	0,135	0,005
			d	0,01660	0,00378	0,000
11	$\ln IRI = a - b h_{ref} - c \frac{1}{SNC} + d \exp(idade)$	54,1	a	0,882	0,041	0,000
			b	0,004	0,002	0,000
			c	0,372	0,197	0,061
			d	0,0026	0,002	0,000
12	$\frac{1}{IRI} = a + b REF + c D - d \exp(idade)$	54,3	a	0,437	0,011	0,000
			b	0,008	0,004	0,070
			c	0,00058	0,00022	0,008
			d	0,00902	0,00069	0,000
13	$\ln dIRI = a + b REF + c D + d idade$	50,1	a	0,086	0,280	0,000
			b	0,158	0,088	0,076
			c	0,00933	0,00454	0,042
			d	1,176	0,104	0,000

Tabela F.2 – Estimativa dos parâmetros considerando diferentes estruturas de covariância.

Modelo	Estrutura de covariância							
	CS				AR1			
	Parâmetro	Estimativa	DP	Valor-p	Parâmetro	Estimativa	DP	Valor-p
1	a	0,510	0,014	0,000	a	0,507	0,016	0,000
	b	0,063	0,019	0,002	b	0,066	0,018	0,001
	c	-	-	-	c	-	-	-
	d	0,00033	0,00002	0,000	d	0,00037	0,00004	0,000
2	a	0,510	0,014	0,000	a	0,507	0,016	0,000
	b	0,064	0,019	0,003	b	0,066	0,018	0,001
	c	-	-	-	c	-	-	-
	d	0,00033	0,00002	0,000	d	0,00037	0,00004	0,000
3	a	0,685	0,079	0,000	a	0,497	0,028	0,000
	b	0,076	0,026	0,011	b	0,086	0,031	0,014
	c	0,00057	0,00009	0,000	c	0,00078	0,00012	0,000
	d	0,012	0,005	0,020	d	-	-	-
4	a	2,381	0,409	0,000	a	2,359	0,532	0,000
	b	0,063	0,018	0,003	b	0,062	0,018	0,002
	c	-	-	-	c	-	-	-
	d	0,404	0,053	0,000	d	0,401	0,072	0,000
	e	0,01403	0,00168	0,000	e	0,01402	0,00238	0,000
5	a	0,512	0,021	0,000	a	0,505	0,026	0,000
	b	0,080	0,025	0,007	b	0,085	0,028	0,009
	c	0,00159	0,00012	0,000	c	0,00173	0,00024	0,000
	d	-	-	-	d	-	-	-
6	a	-	-	-	a	-	-	-
	b ₁	1	0,473	0,003	b ₁	1	0,541	0,010
	b ₂	1	0,478	0,297	b ₂	1	0,599	0,470
	c	-	-	-	c	-	-	-
	d	0,01247	0,00093	0,000	d	0,01394	0,00159	0,000
7	a	-	-	-	a	-	-	-
	b	1	var	var	b	1	var	var
	c	0,550	0,282	0,073	c	0,579	0,305	0,080
	d	1	6,757	0,041	d	22,151	9,243	0,018
	e	13,999	0,204	0,015	e	0,757	0,283	0,009
8	a	-	-	-	a	-	-	-
	b	1	var	var	b	1	var	var
	c	1,059	0,548	0,079	c	-	-	-
	d	0,049	0,008	0,000	d	0,06804	0,00966	0,000
9	a	0,941	0,197	0,000	a	0,988	0,217	0,000
	b	-	-	-	b	-	-	-
	c	-	-	-	c	-	-	-
	d	0,00620	0,00050	0,000	d	0,00601	0,00073	0,000
10	a	-	-	-	a	-	-	-
	b ₁	1	0,280	0,001	b ₁	1	0,292	0,003
	b ₂	1	0,350	0,170	b ₂	1	0,394	0,230
	c	0,804	0,253	0,170	c	0,886	0,301	0,013
	d	0,02106	0,00387	0,009	d	0,02155	0,005	0,000
11	a	0,486	0,012	0,000	a	0,482	0,010	0,000
	b	0,031	0,017	0,075	b	-	-	-
	c	-	-	-	c	-	-	-
	d	0,00929	0,00039	0,000	d	0,01085	0,00080	0,000
12	a	0,486	0,012	0,000	a	0,482	0,010	0,000
	b	0,031	0,017	0,075	b	-	-	-
	c	-	-	-	c	-	-	-
	d	0,009	0,0004	0,000	d	0,012	0,0007	0,000
13	a	-	-	-	a	-	-	-
	b ₁	1	0,231	0,116	b ₁	1	0,241	0,391
	b ₂	1	0,210	0,003	b ₂	1	0,219	0,010
	d	1,107	0,072	0,000	d	1,189	0,107	0,000

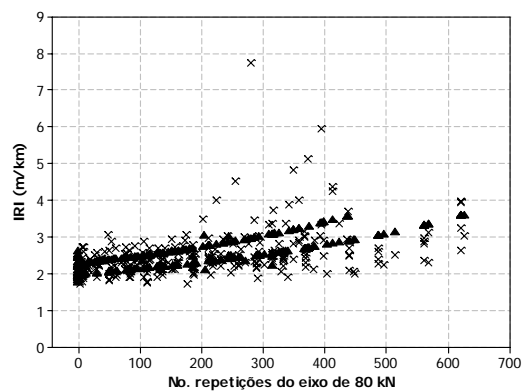
A variável indicadora da espessura do reforço nos modelos da Tabela F.2 assumiu valores em função da significância da constante (parâmetro a) do modelo, enquanto que a variável TR (com trinca, C, ou sem trinca, S) assumiu valores de 0 ou +1, ou seja:

- Para $a \neq 0$: se espessura < 10 cm, REF = -1; se não, REF = 0.
- Para $a = 0$:

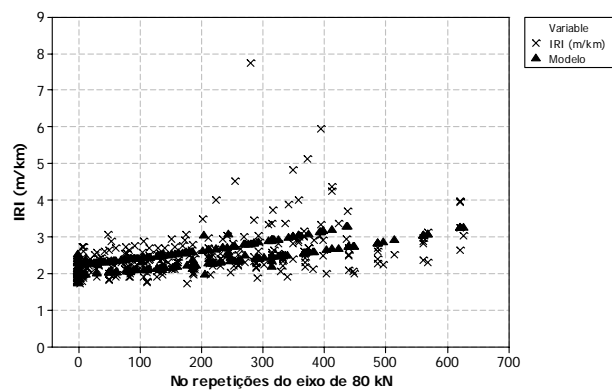
Modelo 6 (CS)	se espessura < 10 cm, REF = -1,597; se não, REF = -0,510;
Modelo 6 (AR1)	se espessura < 10 cm, REF = -1,521; se não, REF = -0,440;
Modelo 7 (CS)	se espessura < 10 cm, REF = -99,331; se não, REF = -97,487;
Modelo 7 (AR1)	se espessura < 10 cm, REF = -165,180; se não, REF = -163,460;
Modelo 8 (CS)	se espessura < 10 cm, REF = -1,930; se não, REF = -0,075;
Modelo 8 (AR1)	se espessura < 10 cm, REF = -2,021; se não, REF = -0,145;
Modelo 10 (CS)	se espessura < 10 cm, REF = -1,238; se não, REF = -0,513;
Modelo 10 (AR1)	se espessura < 10 cm, REF = -1,102; se não, REF = -0,505;
Modelo 13 (CS)	se espessura < 10 cm, REF = -0,378; se não, REF = -0,698.
- Se área sem trincamento (% Trinca = 0), TR = 0; se não (% Trinca \neq 0), TR = +1.

As Figuras F.2 a F.13 apresentam os gráficos onde os valores medidos em campo foram comparados com os valores previstos pelos modelos da Tabela F.2, em função do tráfego atuante (número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80 kN, pelo critério do DNER, em 10^5 eixos-padrões/dia) e em função da idade dos pavimentos desde a restauração (em anos).

Os resultados estatísticos dos Modelos 1 e 2 foram bastante similares. Os gráficos estão representados na mesma figura (Figura F.2). Os modelos resultantes não foram sensíveis ao aumento da irregularidade que ocorre em algumas seções.



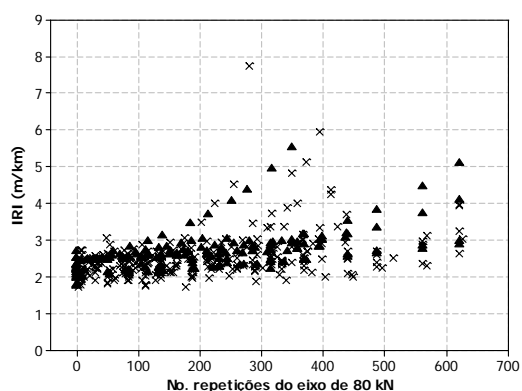
(a) Covariância AR1



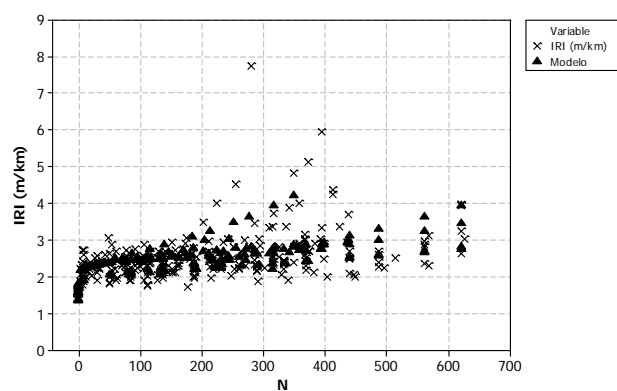
(b) Covariância CS

Fig.F.2 – Valores previstos pelos Modelos 1 e 2

Os Modelos 3, 5, 8 e 10 foram os que apresentaram os melhores ajustes aos valores observados em campo, com previsão do aumento da irregularidade no tráfego próximo a 2×10^7 eixos-padrão/dia. A consideração da $cov(y_i, y_j) \neq 0$ melhorou a previsão da irregularidade em todos os modelos, como mostram as Figuras F.3, F.5, F.8 e F.10.

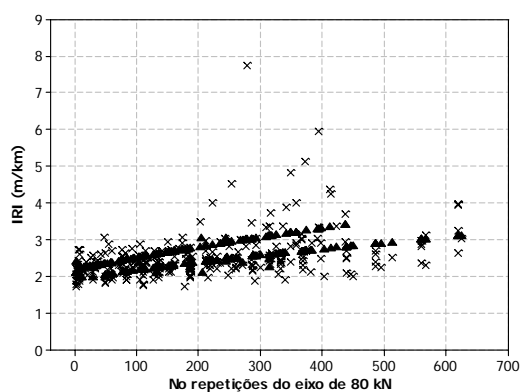


(a) Covariância AR1

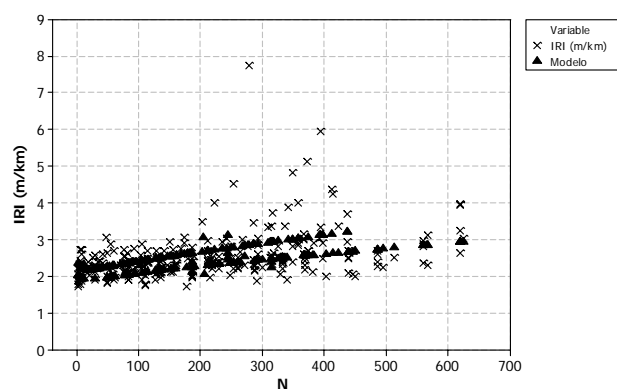


(b) Covariância CS

Fig.F.3 – Valores previstos pelo Modelo 3

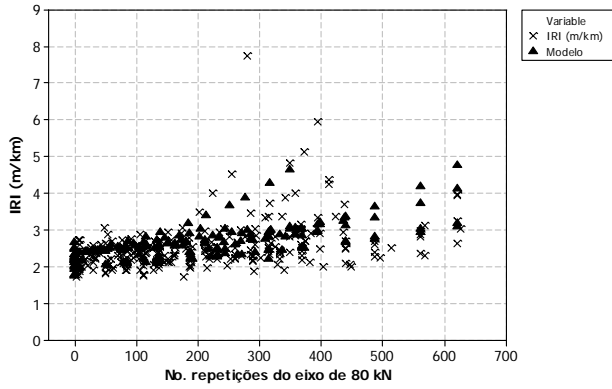


(a) Covariância AR1

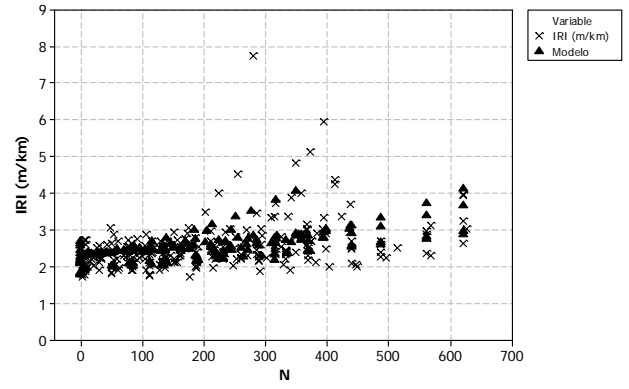


(b) Covariância CS

Fig.F.4 – Valores previstos pelo Modelo 4

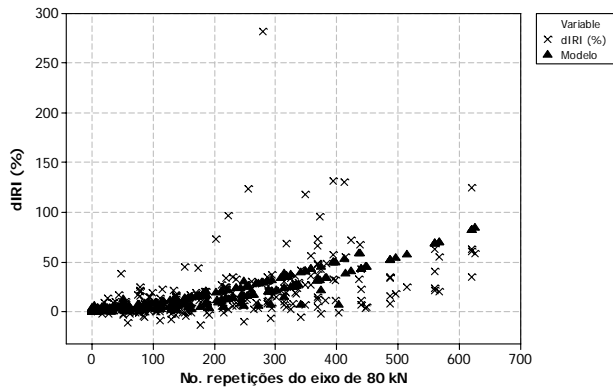


(a) Covariância AR1

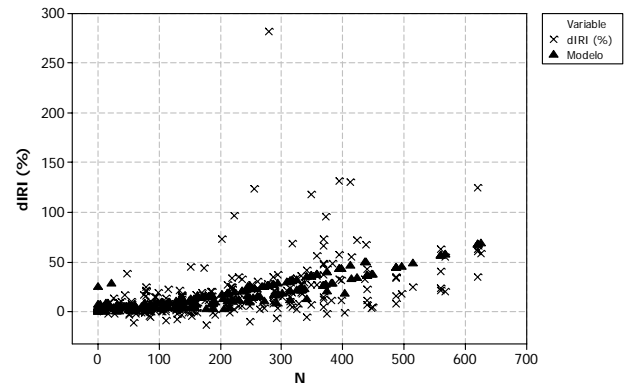


(b) Covariância CS

Fig.F.5 – Valores previstos pelo Modelo 5

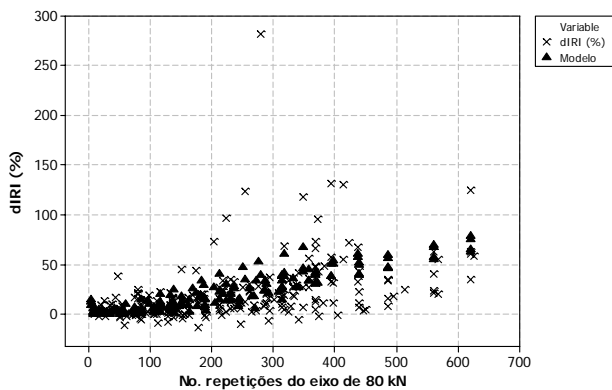


(a) Covariância AR1

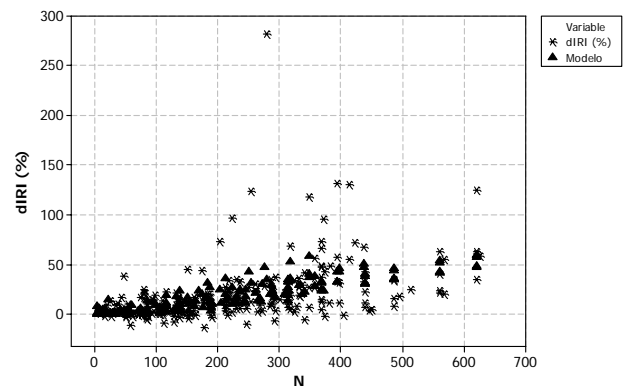


(b) Covariância CS

Fig.F.6 – Valores previstos pelo Modelo 6

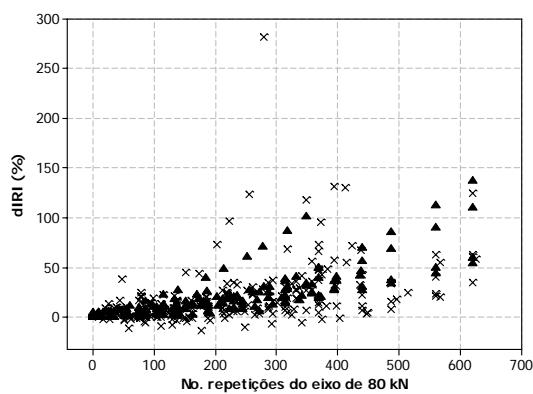


(a) Covariância AR1

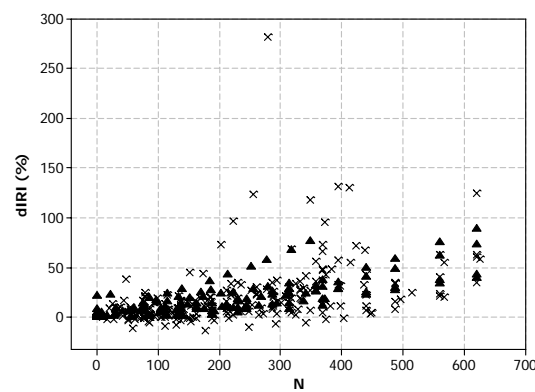


(b) Covariância CS

Fig.F.7 – Valores previstos pelo Modelo 7

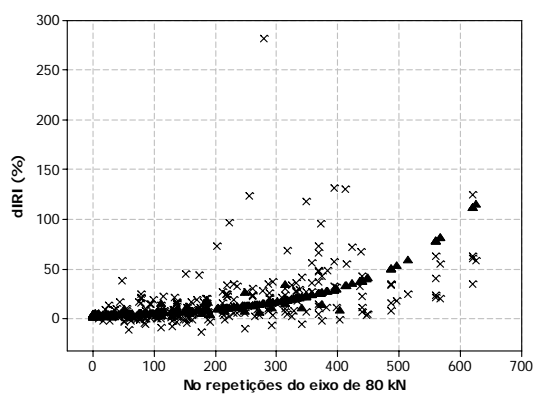


(a) Covariância AR1

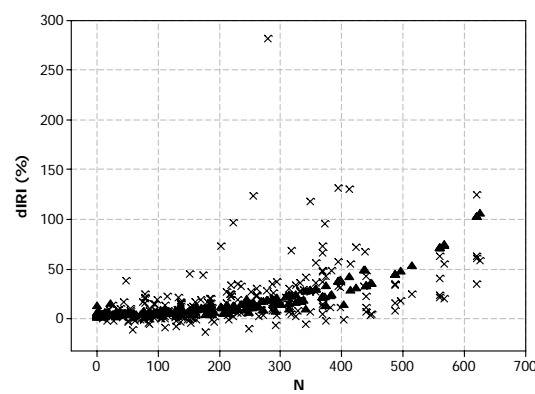


(b) Covariância CS

Fig.F.8 – Valores previstos pelo Modelo 8

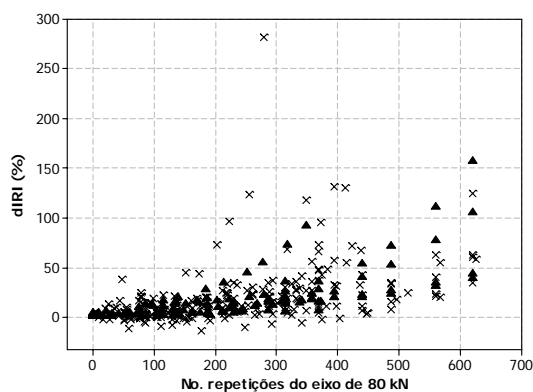


(a) Covariância AR1

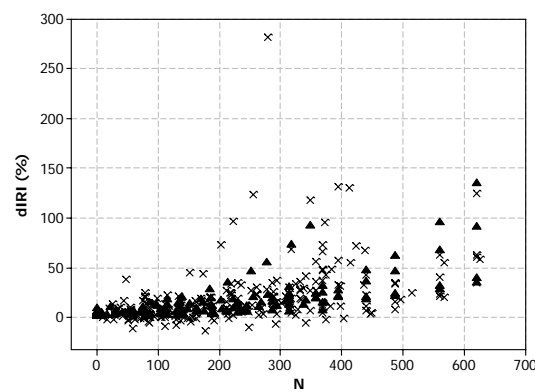


(b) Covariância CS

Fig.F.9 – Valores previstos pelo Modelo 9



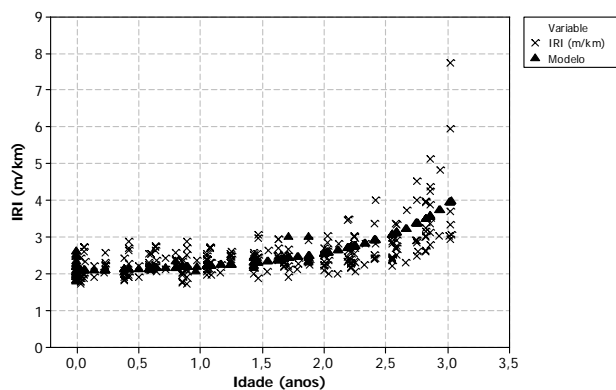
(a) Covariância AR1



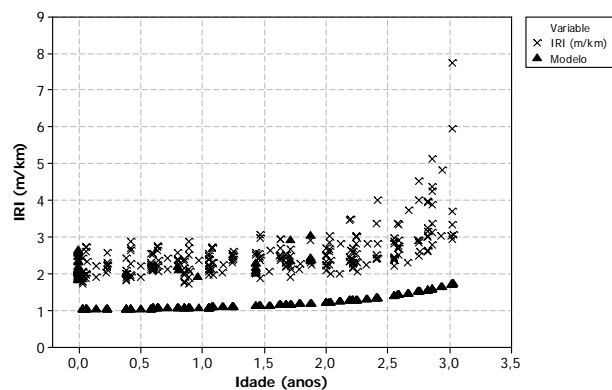
(b) Covariância CS

Fig.F.10 – Valores previstos pelo Modelo 10

Dos modelos que relacionam a evolução da irregularidade com a idade da restauração, o Modelo 12 foi o que apresentou o melhor ajuste, como mostra a Figura F.12.

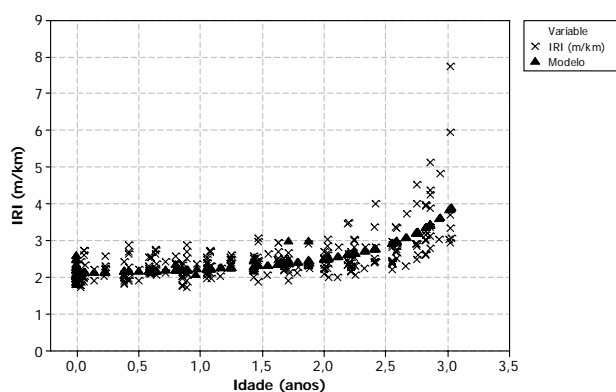


(a) Covariância AR1

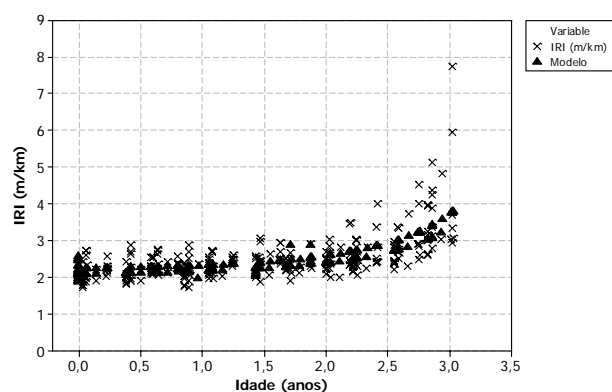


(b) Covariância CS

Fig.F.11 – Valores previstos pelo Modelo 11

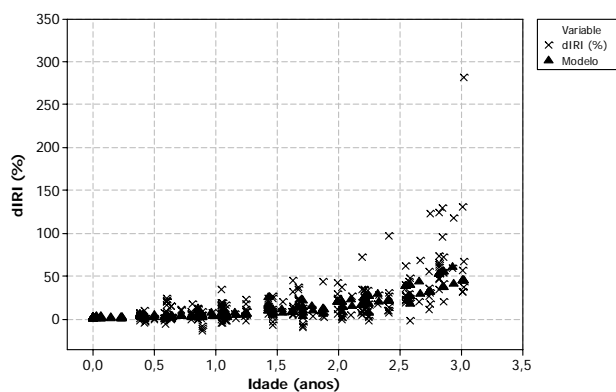


(a) Covariância AR1

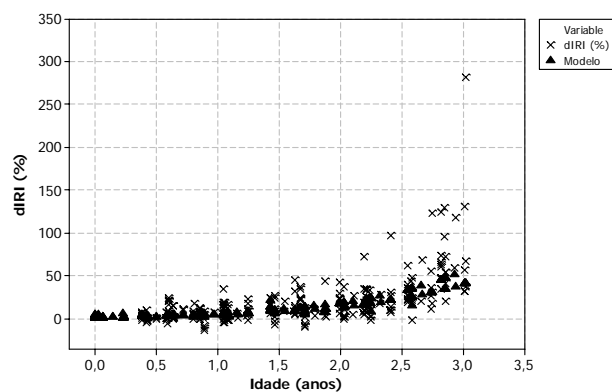


(b) Covariância CS

Fig.F.12 – Valores previstos pelo Modelo 12



(a) Covariância AR1



(b) Covariância CS

Fig.F.13 – Valores previstos pelo Modelo 13

A Tabela VII.3 apresenta os valores dos coeficientes AIC (*Akaike's Information Criterion*) e BIC (*Schwarz's Bayesian Criterion*) resultantes do programa SAS. Pelos valores dos coeficientes apresentados, a estrutura escolhida para os Modelos 3, 5, 8 e 10 foi a auto-regressiva de ordem 1 (AR1) e para o Modelo 12, a estrutura simétrica (CS).

Tabela F.3 – Valores dos ajustes estatísticos.

Modelo	Covariância	AIC	BIC
3	CS	-586,6	-582,8
	AR1	-523,3	-518,7
5	CS	-591,9	-588,0
	AR1	-532,2	-528,3
8	CS	431,4	434,2
	AR1	521,7	525,5
10	CS	269,1	271,9
	AR1	274,2	277,0
12	CS	-906,2	-900,3
	AR1	-921,1	-916,4

F.3 GRÁFICO DA ANÁLISE DE RESÍDUO DO MODELO DE INÍCIO DO TRINCAMENTO

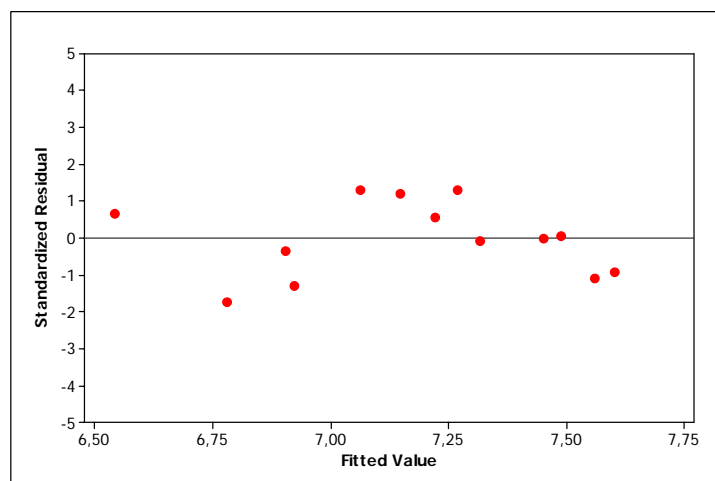


Fig.F.14 – Gráfico da análise de resíduo da Equação (5.14)

F.4 MODELOS DE EVOLUÇÃO DO TRINCAMENTO

A Tabelas F.4 apresenta os modelos resultantes das análises preliminares. A variável indicadora da espessura do reforço foi significativa em todos os modelos onde:

- Se espessura < 10 cm, REF = +1, se não, REF = -1.

Além desta variável, as variáveis indicadoras da geometria vertical e do tipo de solo, quando testadas individualmente, foram significativas assumindo os seguintes valores:

- Se tipo de solo = laterítico, solo = 1, se não, solo = -1;

O parâmetro d representa as seguintes definições:

- d_1 : trecho em alicive;
- d_2 : trecho em declive;
- d_3 : trecho em nível.

Novamente, para evitar variáveis colineares no mesmo modelo, dois grupos de modelos foram desenvolvidos; um relacionando a variável resposta com o tráfego (Modelo 1 a 5) e outro grupo relacionando com a idade (Modelos 6 e 7).

Tabela F.4 – Modelos e estimativas dos parâmetros.

Modelo	R ²	Estimativa.	DP	Vapor-p	
1 $\%Trinca = \exp(a + b REF - c SNC + d solo + e N)$	50,4	a	3,573	0,494	0,000
		b	1,296	0,276	0,000
		c	0,641	0,092	0,000
		d	0,644	0,306	0,039
		e	0,00529	0,00126	0,000
2 $\%Trinca = \exp(-a + b REF + c D + d solo + e \ln N)$	50,2	a	19,045	5,490	0,001
		b	1,111	0,279	0,000
		c	0,05016	0,00723	0,000
		d	0,795	0,298	0,009
3 $\%Trinca = \exp\left(-a + b REF + \frac{c}{SNC} + d solo + e \ln N\right)$	51,6	a	21,824	5,567	0,000
		b	1,145	0,275	0,000
		c	15,775	2,198	0,000
		d	0,757	0,294	0,012
		e	1,192	0,312	0,000
4 $\%Trinca = \exp(-a + b REF + c \ln IRI + d GV + e (D x \ln N))$	54,8	a	2,202	0,729	0,004
		b	0,859	0,293	0,005
		c	2,029	0,555	0,000
		d_1	1,500	0,396	0,000
		d_2	-1,140	0,256	0,000
		d_3	0,360	-	-
5 $\%Trinca = \exp\left(-a + b REF + c \ln IRI + d GV + e \frac{\ln N}{SNC}\right)$	55,2	e	0,236	0,047	0,000
		a	3,058	0,826	0,000
		b	0,891	0,293	0,003
		c	2,000	0,552	0,001
		d_1	1,471	0,394	0,000
		d_2	-1,116	0,257	0,000
6 $\%Trinca = \exp\left(-a + b REF + \frac{c}{(1 + SNC)} + d GV + e idade\right)$	69,1	d_3	0,355	-	-
		e	0,731	0,143	0,000
		a	4,948	0,714	0,000
		b	0,674	0,242	0,007
		c	21,190	3,018	0,000
		d_1	1,230	0,316	0,000
7 $\%Trinca = \exp(-a + b REF + c D + d GV + e idade)$	68,6	d_2	-1,216	0,209	0,000
		d_3	0,014	-	-
		e	1,402	0,180	0,000
		a	3,195	0,530	0,000
		b	0,603	0,243	0,015
		c	0,04485	0,00651	0,000
		d_1	1,228	0,318	0,000
		d_2	-1,263	0,209	0,000
		d_3	-0,035	-	-
		e	1,376	0,181	0,000

Tabela F.5 – Estimativa dos parâmetros levando em consideração a estrutura de covariância.

Modelo	Estrutura de covariância							
	CS				AR1			
	Parâmetro	Estimativa	DP	Valor-p	Parâmetro	Estimativa	DP	Valor-p
1	a	-	-	-	a	-	-	-
	b ₁	3,964	0,849	0,000	b ₁	3,732	1,181	0,010
	b ₂	2,122	0,783	0,022	b ₂	1,870	1,114	0,124
	c	0,679	0,133	0,000	c	0,709	0,188	0,004
	d	-	-	-	d	-	-	-
2	e	0,00707	0,00116	0,000	e	0,00801	0,00177	0,000
	a	40,301	5,307	0,000	a	39,900	8,430	0,001
	b	1	0,555	0,028	b	-	-	-
	c	0,06697	0,01386	0,001	c	0,06669	0,01906	0,005
	d	-	-	-	d	-	-	-
3	e	2,239	0,294	0,000	e	2,263	0,480	0,000
	a	41,914	5,400	0,000	a	45,977	8,682	0,000
	b	1	0,543	0,017	b	1	0,699	0,053
	c	20,451	4,021	0,001	c	22,224	5,074	0,001
	d	-	-	-	d	-	-	-
4	e	2,248	0,294	0,000	e	2,462	0,476	0,000
	a	3,994	0,865	0,001	a	2,448	1,040	0,036
	b	-	-	-	b	-	-	-
	c	3,102	0,520	0,000	c	1,577	0,632	0,015
	d	-	-	-	d	-	-	-
5	e	0,354	0,086	0,000	e	0,341	0,093	0,001
	a	5,188	1,059	0,000	a	3,646	1,260	0,014
	b	-	-	-	b	-	-	-
	c	3,053	0,516	0,000	c	1,560	0,629	0,016
	d	-	-	-	d	-	-	-
6	e	1,077	0,253	0,000	e	1,042	0,277	0,000
	a	5,702	0,939	0,000	a	6,827	1,344	0,000
	b	1	1,364	0,025	b	-	-	-
	c	21,371	3,197	0,000	c	30,729	6,134	0,000
	d ₁	1,264	0,566	0,056	d ₁	-	-	-
	d ₂	-1,171	0,371	0,013	d ₂	-	-	-
7	d ₃	0	-	-	d ₃	-	-	-
	e	1,406	0,171	0,000	e	1,558	0,277	0,000
	a	3,895	0,778	0,001	a	4,509	0,973	0,001
	b	1	0,518	0,045	b	-	-	-
	c	0,046	0,007	0,000	c	0,06893	0,01406	0,001
	d ₁	1,232	0,594	0,072	d ₁	-	-	-
7	d ₂	-1,235	0,384	0,012	d ₂	-	-	-
	d ₃	0	-	-	d ₃	-	-	-
	e	1,389	0,170	0,000	e	1,535	0,278	0,000

Nos modelos da Tabela F.5, onde foram testadas estruturas de covariância diferente da simétrica, as variáveis indicadoras da espessura do reforço e da geometria vertical assumiram os seguintes valores:

- Para o parâmetro $a \neq 0$: se espessura < 10 cm, REF = +1; se não, REF = 0.

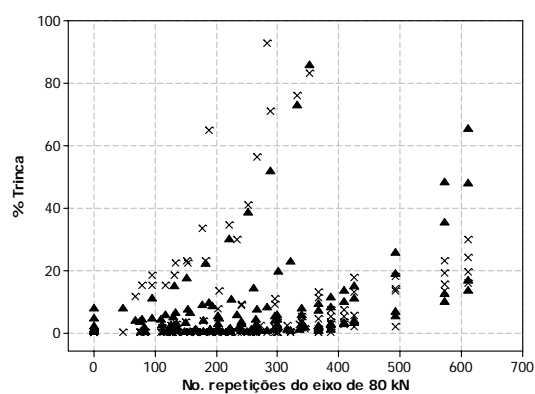
Para $a = 0$, o parâmetro b representa as seguintes definições:

- b₁: se espessura < 10 cm
- b₂: se espessura ≥ 10 cm

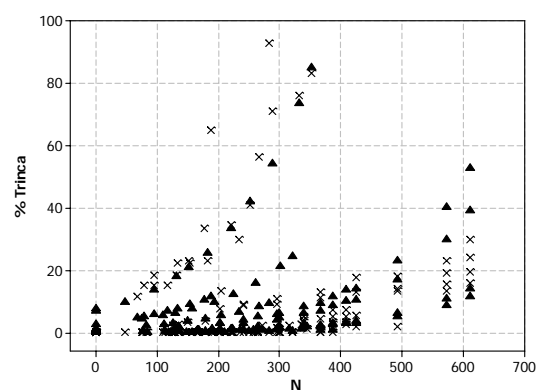
O parâmetro d representa as seguintes definições:

- d_1 : trecho em active;
- d_2 : trecho em declive;
- d_3 : trecho em nível.

Os gráficos das Figuras F.15 a F.21 apresentam uma comparação entre os valores observados e os valores previstos pelos modelos, em função do número de repetições equivalentes ao eixo de 80 kN (em 10^5 eixos-padrão/dia) e em função da idade dos pavimentos desde a restauração (em anos).

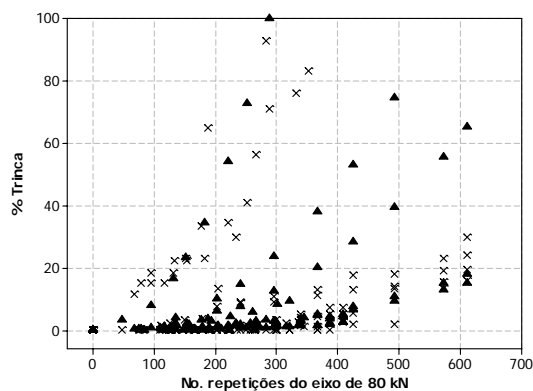


(a) Covariância AR1

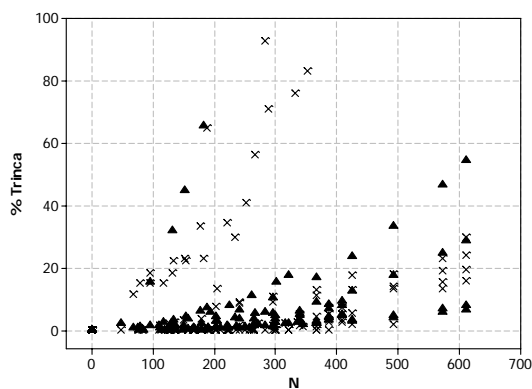


(b) Covariância CS

Fig.F.15 – Valores previstos pelo Modelo 1

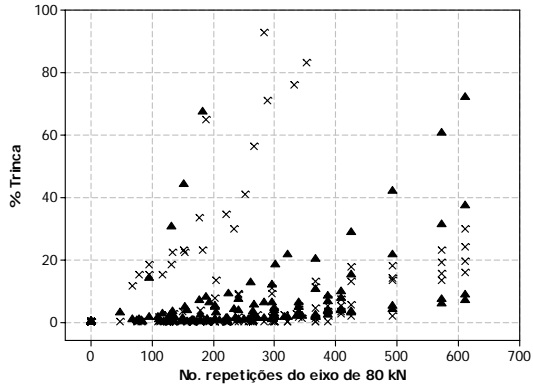


(a) Covariância AR1

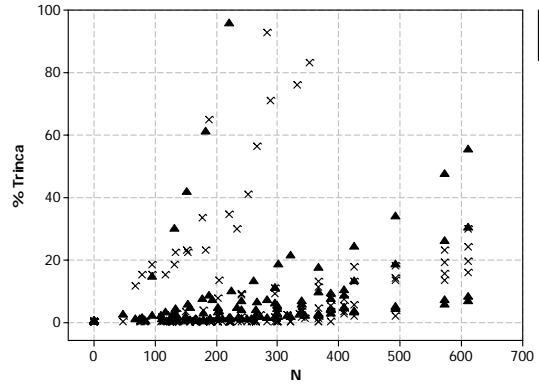


(b) Covariância CS

Fig.F.16 – Valores previstos pelo Modelo 2

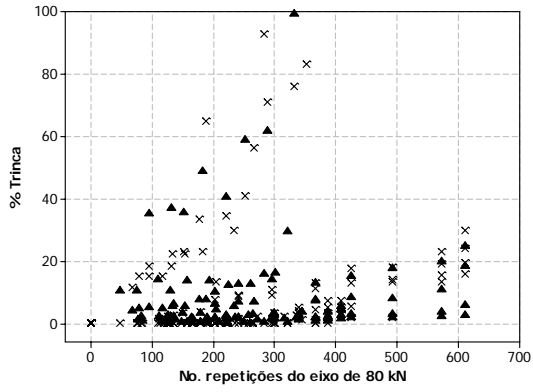


(a) Covariância AR1

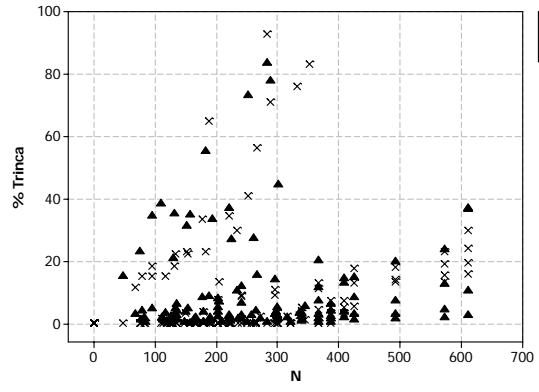


(b) Covariância CS.

Fig.F.17 – Valores previstos pelo Modelo 3

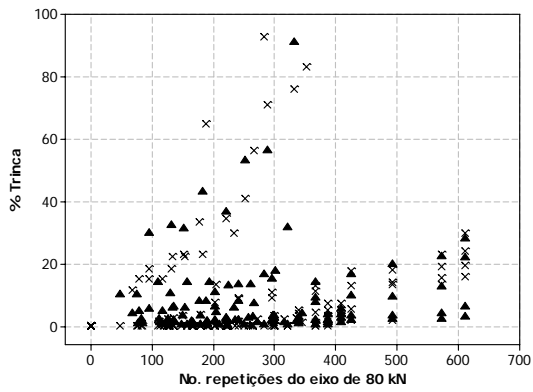


(a) Covariância AR1

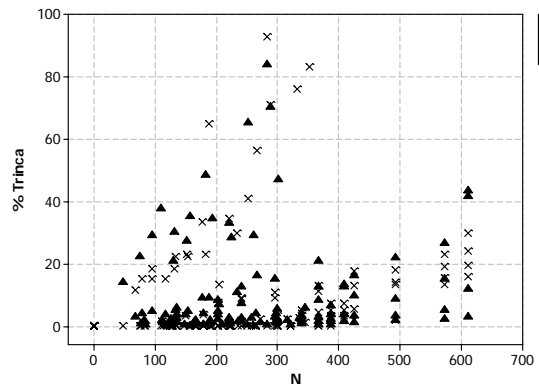


(b) Covariância CS

Fig.F.18 – Valores previstos pelo Modelo 4

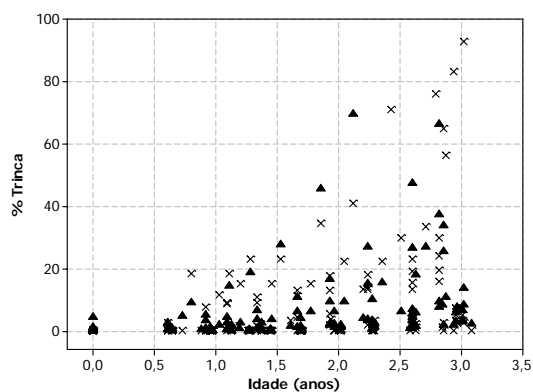


(a) Covariância AR1

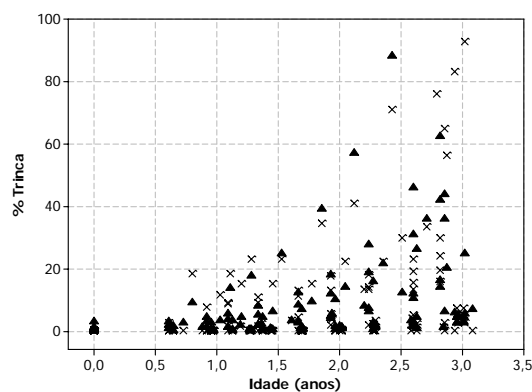


(b) Covariância CS

Fig.F.19 – Valores previstos pelo Modelo 5

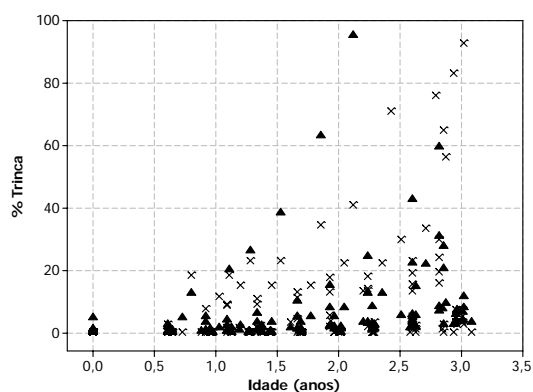


(a) Covariância AR1

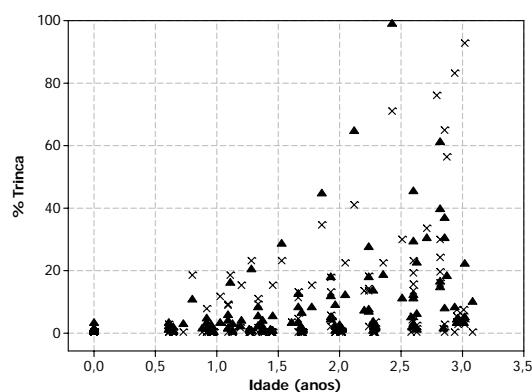


(b) Covariância CS

Fig.F.20 – Valores previstos pelo Modelo 6



(a) Covariância AR1



(b) Covariância CS

Fig.F.21 – Valores previstos pelo Modelo 7

Os Modelos 2 (CS), 3 (CS), 3 (AR1) previram um aumento na área de trincamento antes do aumento observado em campo, sendo estes eliminados das análises subsequentes. Nenhum dos modelos relacionados com a idade ajustaram-se adequadamente aos valores observados, pois para pequenas variações na idade, os modelos previram grandes quantidades de porcentagens de área com trincamento. Para o restante dos modelos a seleção da estrutura de covariância apropriada foi feita em função do critério proposto por Khattree e Naik (1999), conforme Tabela F.6, ou seja, a estrutura que apresentar os maiores valores dos coeficientes AIC e BIC é a estrutura mais adequada para o conjunto de dados analisado.

Tabela F.6 – Valores dos ajustes estatísticos.

Modelo	Covariância	AIC	BIC
1	AR1	216,3	220,6
	CS	245,4	249,6
4	AR1	216,1	219,7
	CS	234,6	238,1
5	AR1	215,5	219,1
	CS	233,6	237,1

Segundo a Tabela F.6, a estrutura simétrica, CS, foi a máxima em todos os modelos, ou seja, com exceção da previsão feita pelo Modelo 1, a covariância entre os dados foi a mesma em todos os levantamentos de porcentagem de área trincada nas seções da Avenida dos Bandeirantes.

- Modelo 1, com estrutura de covariância CS;
- Modelo 4, com estrutura de covariância CS;
- Modelo 5, com estrutura de covariância CS;

Nos modelos de regressão logística, a Tabela F.7 apresenta as estimativas dos parâmetros e as Figuras F.22 a F.28, os gráficos dos valores observados com os valores previstos pelos modelos. A variável indicadora da espessura do reforço foi significativa em todos os modelos onde:

- Se $h_{ref} < 10$ cm, REF = +1, se não, REF = -1.

A variável indicadora do tipo de solo foi significativa somente no Modelo 3, onde:

- Se tipo de solo = laterítico, solo = 1, se não, solo = -1;

Tabela F.7 – Estimativa dos parâmetros dos modelos de regressão logística.

Modelo		Estimativa	DP	p	
1	$\%Trinca = \frac{\exp(a + b REF - c SNC + d solo + e N)}{1 + \exp(a + b REF - c SNC + d solo + e N)} 100$	a	0,410	0,125	0,001
		b	2,325	0,110	0,000
		c	0,824	0,025	0,000
		d	-	-	-
		e	0,00756	0,00031	0,000
2	$\%Trinca = \frac{\exp(-a + b REF + c D + d solo + e \ln N)}{1 + \exp(-a + b REF + c D + d solo + e \ln N)} 100$	a	30,486	1,440	0,000
		b	1,260	0,088	0,000
		c	0,05457	0,00149	0,000
		d	-	-	-
		e	1,534	0,084	0,000
3	$\%Trinca = \frac{\exp\left(-a + b REF + \frac{c}{SNC} + d solo + e \ln N\right)}{1 + \exp\left(-a + b REF + \frac{c}{SNC} + d solo + e \ln N\right)} 100$	a	30,135	1,625	0,000
		b	3,000	0,581	0,000
		c	16,978	0,472	0,000
		d	1,673	0,585	0,004
		e	1,543	0,085	0,000
4	$\%Trinca = \frac{\exp[-a + b REF + c \ln IRI + d GV + e (D x \ln N)]}{1 + \exp(-a + b REF + c \ln IRI + d GV + e (D x \ln N))} 100$	a	6,728	0,183	0,000
		b	0,133	0,077	0,083
		c	1,779	0,111	0,000
		d	-	-	-
		e	0,330	0,010	0,000
5	$\%Trinca = \frac{\exp\left(-a + b REF + c \ln IRI + d GV + e \frac{\ln N}{SNC}\right)}{1 + \exp\left(-a + b REF + c \ln IRI + d GV + e \frac{\ln N}{SNC}\right)} 100$	a	7,815	0,207	0,000
		b	0,285	0,077	0,000
		c	1,661	0,111	0,000
		d	-	-	-
		e	1,031	0,030	0,000
6	$\%Trinca = \frac{\exp\left(-a + b REF + \frac{c}{(1 + SNC)} + d GV + e idade\right)}{1 + \exp\left(-a + b REF + \frac{c}{(1 + SNC)} + d GV + e idade\right)} 100$	a	8,534	0,644	0,000
		b	1,631	0,596	0,006
		c	24,102	0,893	0,000
		d ₁	3,814	-	-
		d ₂	-2,651	0,584	0,000
		d ₃	-1,164	0,601	0,053
7	$\%Trinca = \frac{\exp(-a + b REF + c D + d GV + e idade)}{1 + \exp(-a + b REF + c D + d GV + e idade)} 100$	e	1,693	0,059	0,000
		a	6,653	0,627	0,000
		b	1,488	0,596	0,013
		c	0,05062	0,00182	0,000
		d ₁	3,857	-	-
		d ₂	-2,733	0,584	0,000
d ₃	-1,124	0,601	0,061		
e	1,694	0,059	0,013		

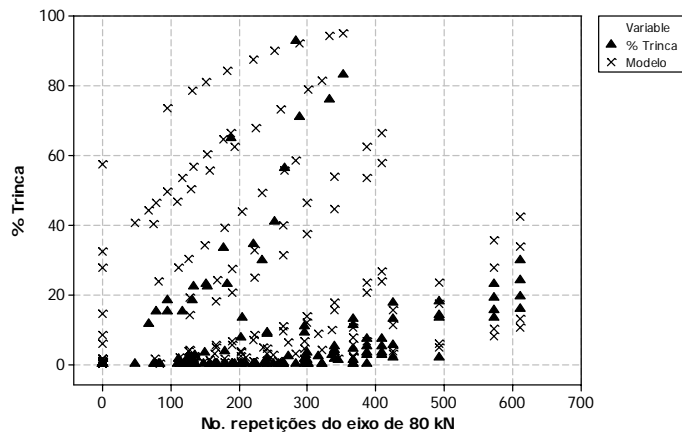


Fig.F.22 – Valores previstos pelo Modelo 1 de regressão logística

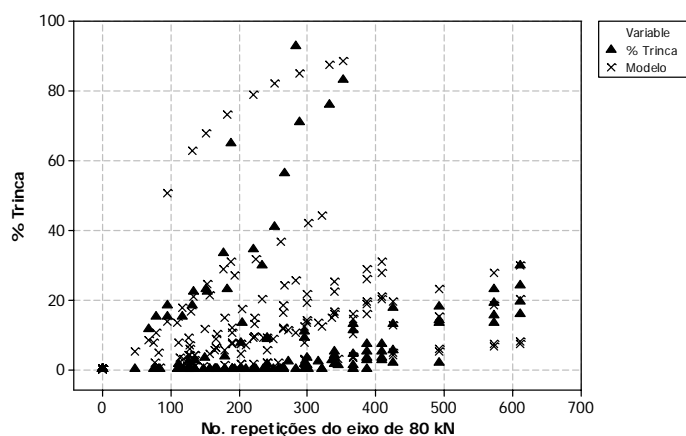


Fig.F.23 – Valores previstos pelo Modelo 2 de regressão logística

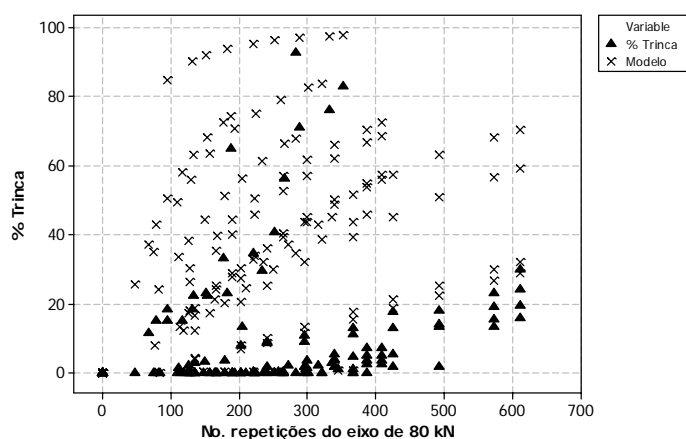


Fig.F.24 – Valores previstos pelo Modelo 3 de regressão logística

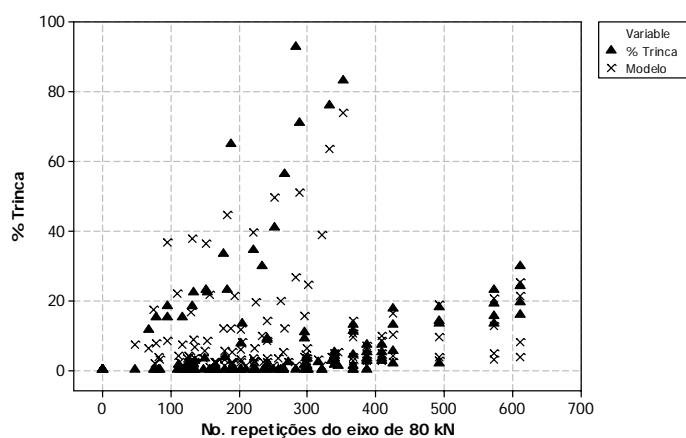


Fig.F.25 – Valores previstos pelo Modelo 4 de regressão logística

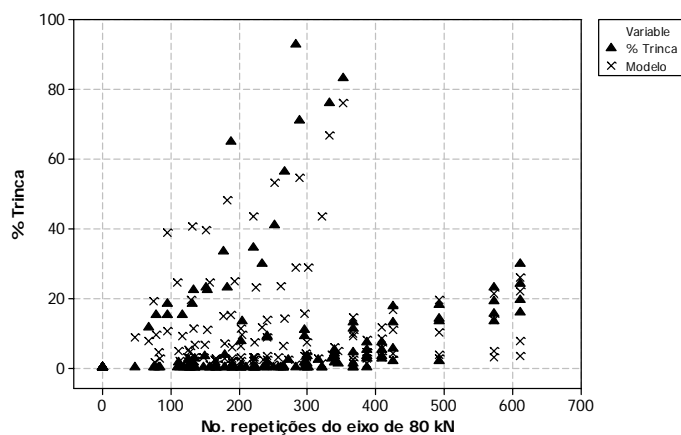


Fig.F.26 – Valores previstos pelo Modelo 5 de regressão logística

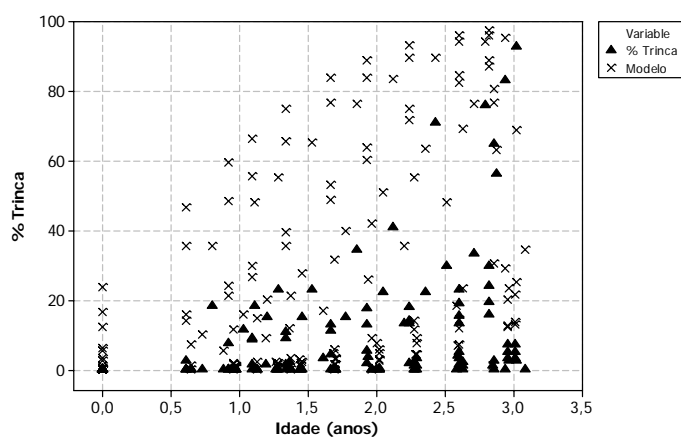


Fig.F.27 – Valores previstos pelo Modelo 6 de regressão logística

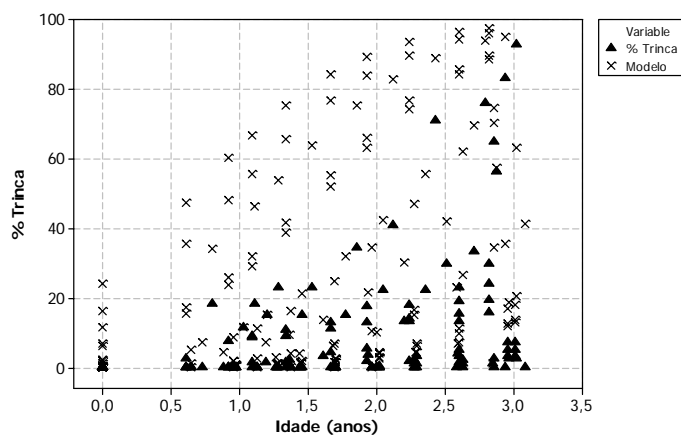


Fig.F.28 – Valores previstos pelo Modelo 7 de regressão logística

A Tabela F.8 apresenta os pares concordantes e discordantes de cada modelo. Estas medidas de associação, dadas em percentagem, indicam o quanto o modelo consegue prever adequadamente os dados observados e, quanto mais elevado o valor da medida concordante (mais próximo de 100%), melhor o ajuste do modelo. Todos os modelos apresentaram boa concordância (> 80%) com

os dados de trincamento, no entanto, graficamente, os Modelos 4 e 5 foram que apresentaram melhor ajuste aos valores observados.

Tabela F.8 – Medidas de associação da regressão logística.

Modelo	Concordante	Discordante
1	85,9%	13,3%
2	85,2%	13,8%
3	85,6%	13,3%
4	81,9%	17,0%
5	82,1%	16,9%
6	89,1%	10,1%
7	88,9%	10,4%

APÊNDICE G

RESULTADOS DA RODAGEM DO HDM-4

H D M - 4 Annual Pavement Deterioration Summary (Combined)

HIGHWAY DEVELOPMENT & MANAGEMENT
 Study Name: **Av dos Bandeirantes**
 Run Date: **08-09-2005**

Alternative: Base Option (Alargar a faixa para direita em um metro)

Section: S1 FD

Surface Class: Asfáltico

Length: 100 m

Average Annual Values

Road Class:

Width: 3,7 m

Year	MT AADT /ELANE	ESAL millions	IRI bef m/km	IRI Avg m/km	All Str. Cracks %	Ravelling %	Edge Break sq.m	Rut Depth mm	No. of Pot-holes	Struct No.
2002	5,578	3.36	7.74	7.42	59.61	0.00	479.34	17.95	0	6.42
2003	5,579	3.36	8.48	8.11	71.96	0.00	666.00	27.30	0	6.26
2004	5,579	3.36	9.23	8.85	82.00	0.00	666.00	36.93	0	6.13
2005	5,580	3.36	9.93	9.58	82.00	0.00	666.00	46.91	0	6.02
2006	5,580	3.36	10.79	10.36	81.73	0.00	666.00	57.29	99	6.00
2007	5,581	3.36	12.22	11.50	81.21	0.00	666.00	68.15	294	5.99
2008	5,581	3.36	14.79	13.50	80.33	0.00	666.00	79.76	619	5.99
2009	5,582	3.36	16.00	15.40	79.05	0.00	666.00	92.73	1,092	5.98
2010	5,582	3.36	16.00	16.00	77.43	0.00	666.00	100.00	1,692	5.97
2011	5,583	3.36	16.00	16.00	75.38	0.00	666.00	100.00	2,448	5.95

Alternative: Fresa e Recape (5 cm e 5 cm)

Section: S1 FD

Surface Class: Asfáltico

Length: 100 m

Average Annual Values

Road Class:

Width: 3,7

Year	MT AADT /ELANE	ESAL millions	IRI bef m/km	IRI Avg m/km	All Str. Cracks %	Ravelling %	Edge Break sq.m	Rut Depth mm	No. of Pot-holes	Struct No.
2002	5,578	3.36	7.74	7.42	29.81	0.00	239.67	8.98	0	6.42
2003	5,579	3.36	2.50	2.25	0.00	0.00	217.30	4.65	0	6.64
2004	5,579	3.36	2.50	2.25	0.00	0.00	202.98	4.42	0	6.36
2005	5,580	3.36	2.50	2.25	0.00	0.00	203.03	4.42	0	6.08
2006	5,580	3.36	2.51	2.25	0.00	0.00	406.16	8.85	0	5.79
2007	5,581	3.36	3.03	2.77	0.50	0.00	666.00	17.70	0	5.79
2008	5,581	3.36	3.57	3.30	1.51	0.00	666.00	26.56	0	5.79
2009	5,582	3.36	4.14	3.85	3.52	0.00	666.00	35.43	0	5.78
2010	5,582	3.36	4.72	4.43	6.97	0.00	666.00	44.31	0	5.76
2011	5,583	3.36	5.34	5.03	12.36	0.00	666.00	53.21	0	5.72

H D M - 4 Annual Pavement Deterioration Summary (Combined)

HIGHWAY DEVELOPMENT & MANAGEMENT
Study Name: **Av dos Bandeirantes**
Run Date: **08-09-2005**

Alternative: Base Option (Alargar a faixa para direita em um metro)

Section: S2 FD

Surface Class: Asfáltico

Length: 100 m

Average Annual Values

Road Class:

Width: 3,7 m

Year	MT AADT /ELANE	ESAL millions	IRI bef. m/km	IRI Avg. m/km	All Str. Cracks %	Ravelling %	Edge Break sq.m	Rut Depth mm	No. of Pot- holes	Struct No.
2002	7,156	4.31	10.12	9.71	82.00	0.00	666.00	23.51	0	4.46
2003	7,157	4.31	11.11	10.62	82.00	0.00	666.00	45.61	0	4.47
2004	7,157	4.31	12.13	11.62	82.00	0.00	666.00	67.51	0	4.46
2005	7,158	4.31	13.21	12.67	82.00	0.00	666.00	90.72	0	4.44
2006	7,159	4.31	14.22	13.72	81.82	0.00	666.00	100.00	66	4.42
2007	7,160	4.31	15.12	14.67	81.47	0.00	666.00	100.00	194	4.40
2008	7,160	4.31	16.00	15.56	80.90	0.00	666.00	100.00	407	4.39
2009	7,161	4.31	16.00	16.00	80.08	0.00	666.00	100.00	709	4.39
2010	7,162	4.31	16.00	16.00	79.08	0.00	666.00	100.00	1,081	4.38
2011	7,162	4.31	16.00	16.00	77.88	0.00	666.00	100.00	1,524	4.37

Alternative: Fresa e Recape (8 cm e 8 cm)

Section: S2 FD

Surface Class: Asfáltico

Length: 100 m

Average Annual Values

Road Class:

Width: 3,7

Year	MT AADT /ELANE	ESAL millions	IRI bef. m/km	IRI Avg. m/km	All Str. Cracks %	Ravelling %	Edge Break sq.m	Rut Depth mm	No. of Pot- holes	Struct No.
2002	7,156	4.31	10.12	9.71	41.00	0.00	333.00	11.76	0	4.46
2003	7,157	4.31	2.70	2.35	0.00	0.00	333.00	11.00	0	5.06
2004	7,157	4.31	2.62	2.31	0.00	0.00	333.00	8.84	0	4.61
2005	7,158	4.31	2.68	2.34	0.00	0.00	333.00	8.86	0	4.15
2006	7,159	4.31	2.78	2.39	0.00	0.00	333.00	8.88	0	3.70
2007	7,160	4.31	2.95	2.47	0.00	0.00	333.00	8.91	0	3.25
2008	7,160	4.31	3.28	2.64	0.00	0.00	333.00	8.95	0	2.79
2009	7,161	4.31	3.95	2.97	0.00	0.00	333.00	9.00	0	2.34
2010	7,162	4.31	5.48	3.74	0.00	0.00	333.00	9.08	0	1.89
2011	7,162	4.31	8.60	5.30	0.00	0.00	333.00	9.23	0	1.50

H D M - 4 Annual Pavement Deterioration Summary (Combined)

HIGHWAY DEVELOPMENT & MANAGEMENT
 Study Name: **Av dos Bandeirantes**
 Run Date: **08-09-2005**

Alternative: Base Option (Alargar a faixa para direita em um metro)

Section: S7 FD

Surface Class: Asfáltico

Length: 100 m

Average Annual Values

Road Class:

Width: 3,7 m

Year	MT AADT /ELANE	ESAL millions	IRI bef m/km	IRI Avg m/km	All Str. Cracks %	Ravelling %	Edge Break sq.m	Rut Depth mm	No. of Pot-holes	Struct No.
2002	7,304	4.39	7.06	6.58	40.74	0.00	666.00	28.72	0	3.80
2003	7,305	4.40	8.49	7.78	57.50	0.00	666.00	57.73	0	3.60
2004	7,305	4.40	10.09	9.29	71.38	0.00	666.00	85.48	0	3.27
2005	7,306	4.40	11.57	10.83	81.66	0.00	666.00	100.00	0	3.04
2006	7,307	4.40	12.86	12.21	81.89	0.00	666.00	100.00	42	2.87
2007	7,308	4.40	14.38	13.62	81.68	0.00	666.00	100.00	119	2.83
2008	7,308	4.40	16.00	15.19	81.34	0.00	666.00	100.00	244	2.83
2009	7,309	4.40	16.00	16.00	80.88	0.00	666.00	100.00	413	2.83
2010	7,310	4.40	16.00	16.00	80.35	0.00	666.00	100.00	611	2.83
2011	7,311	4.40	16.00	16.00	79.75	0.00	666.00	100.00	833	2.82

Alternative: Fresa e Recape (15 cm e 15 cm)

Section: S7 FD

Surface Class: Asfáltico

Length: 100 m

Average Annual Values

Road Class:

Width: 3,7

Year	MT AADT /ELANE	ESAL millions	IRI bef m/km	IRI Avg m/km	All Str. Cracks %	Ravelling %	Edge Break sq.m	Rut Depth mm	No. of Pot-holes	Struct No.
2002	7,304	4.39	7.06	6.58	20.37	0.00	333.00	14.36	0	3.80
2003	7,305	4.40	3.15	2.57	0.00	0.00	333.00	14.51	0	3.49
2004	7,305	4.40	3.68	2.84	0.00	0.00	333.00	13.06	0	2.64
2005	7,306	4.40	6.29	4.15	0.00	0.00	333.00	13.20	0	1.79
2006	7,307	4.40	8.94	5.47	0.00	0.00	333.00	13.35	0	1.50
2007	7,308	4.40	8.95	5.47	0.00	0.00	333.00	13.46	0	1.50
2008	7,308	4.40	8.95	5.47	0.00	0.00	333.00	13.46	0	1.50
2009	7,309	4.40	8.95	5.47	0.00	0.00	333.00	13.46	0	1.50
2010	7,310	4.40	8.95	5.47	0.00	0.00	333.00	13.46	0	1.50
2011	7,311	4.40	8.95	5.47	0.00	0.00	333.00	13.46	0	1.50

H D M - 4 Annual Pavement Deterioration Summary (Combined)

HIGHWAY DEVELOPMENT & MANAGEMENT
 Study Name: **Av dos Bandeirantes**
 Run Date: **08-09-2005**

Alternative: Base Option (Alargar a faixa para direita em um metro)

Section: S7 FCD

Surface Class: Asfáltico

Length: 100 m

Average Annual Values

Road Class:

Width: 3,7 m

Year	MT AADT /ELANE	ESAL millions	IRI bef m/km	IRI Avg m/km	All Str. Cracks %	Ravelling %	Edge Break sq.m	Rut Depth mm	No. of Pot-holes	Struct No.
2002	8,087	4.87	3.20	2.80	40.74	0.00	666.00	20.65	0	4.08
2003	8,088	4.87	4.08	3.64	57.50	0.00	666.00	36.30	0	3.99
2004	8,089	4.87	5.02	4.55	71.38	0.00	666.00	51.95	0	3.83
2005	8,089	4.87	6.02	5.52	81.66	0.00	666.00	67.70	0	3.71
2006	8,090	4.87	7.22	6.62	81.65	0.00	666.00	83.59	128	3.63
2007	8,091	4.87	9.35	8.28	80.93	0.00	666.00	99.77	397	3.61
2008	8,092	4.87	13.20	11.27	79.62	0.00	666.00	100.00	882	3.61
2009	8,093	4.87	16.00	14.60	77.56	0.00	666.00	100.00	1,643	3.60
2010	8,093	4.87	16.00	16.00	74.69	0.00	666.00	100.00	2,705	3.59
2011	8,094	4.87	16.00	16.00	72.00	0.00	666.00	100.00	3,700	3.57

Alternative: Fresa e Recape (5 cm e 5 cm)

Section: S7 FCD

Surface Class: Asfáltico

Length: 100 m

Average Annual Values

Road Class:

Width: 3,7

Year	MT AADT /ELANE	ESAL millions	IRI bef m/km	IRI Avg m/km	All Str. Cracks %	Ravelling %	Edge Break sq.m	Rut Depth mm	No. of Pot-holes	Struct No.
2002	8,087	4.87	3.20	2.80	20.37	0.00	333.00	10.33	0	4.08
2003	8,088	4.87	2.66	2.33	0.00	0.00	333.00	7.80	0	4.06
2004	8,089	4.87	2.73	2.37	0.00	0.00	333.00	7.79	0	3.78
2005	8,089	4.87	2.83	2.41	0.00	0.00	333.00	7.81	0	3.49
2006	8,090	4.87	2.97	2.48	0.00	0.00	666.00	15.65	0	3.21
2007	8,091	4.87	3.98	3.47	0.68	0.00	666.00	31.31	0	3.21
2008	8,092	4.87	5.04	4.51	1.91	0.00	666.00	46.99	0	3.21
2009	8,093	4.87	6.15	5.59	4.24	0.00	666.00	62.71	0	3.20
2010	8,093	4.87	7.32	6.74	8.12	0.00	666.00	78.57	0	3.18
2011	8,094	4.87	8.59	7.96	14.09	0.00	666.00	94.74	0	3.15

APÊNDICE H

CÁLCULOS DOS FATORES DE VEÍCULOS

SENTIDO MARGINAL PINHEIROS

Total veículos: 812 FE: 1,963054
 Σeixo: 1594

ESRD

Carga por eixo		No. Eixos	FE.FV	FV	pi (%)	FEC _{AASHTO}	EO _{AASHTO}	FEC _{DNER}	EO _{DNER}
50	< 5	89	0,110	0,056	5,583	0,130	0,728	0,095	0,532
60	5 - 6	40	0,049	0,025	2,509	0,287	0,719	0,237	0,595
70	6 - 7	52	0,064	0,033	3,262	0,558	1,820	0,513	1,673
80	7 - 8	51	0,063	0,032	3,199	0,994	3,179	1,000	3,199
90	8 - 9	91	0,112	0,057	5,709	1,653	9,435	1,802	10,288
100	9 - 10	113	0,139	0,071	7,089	2,605	18,468	3,052	21,634
110	10 - 11	76	0,094	0,048	4,768	3,932	18,749	4,915	23,434
120	11 - 12	25	0,031	0,016	1,568	5,727	8,982	7,594	11,910
130	12 - 13	8	0,010	0,005	0,502	8,092	4,061	11,331	5,687
140	13 - 14	2	0,002	0,001	0,125	11,146	1,398	16,413	2,059
150	14 - 15	6	0,007	0,004	0,376	15,016	5,652	23,174	8,723
160	15 - 16	3	0,004	0,002	0,188	19,844	3,735	32,000	6,023
170	16 - 17	4	0,005	0,003	0,251	25,786	6,471	43,331	10,873
180	17 - 18	1	0,001	0,001	0,063	33,008	2,071	57,665	3,618
190	18 - 19	0	0,000	0,000	0,000	41,692	0,000	75,565	0,000
Σ		561		0,352	35,194		85,469		110,249

FEO_{AASHTO} 1,787237616
 FEO_{DNER} 4,984912637

FV_{AASHTO} 3,508444285
 FV_{DNER} 9,785653625

ETD

Carga por eixo	No. Eixos	FE.FV	FV	pi (%)	FEC _{AASHTO}	EO _{AASHTO}	FEC _{DNER}	EO _{DNER}
50 < 5	6	0,007	0,004	0,376	0,011	0,004	0,025	0,009
60 5 - 6	6	0,007	0,004	0,376	0,024	0,009	0,056	0,021
70 6 - 7	4	0,005	0,003	0,251	0,045	0,011	0,111	0,028
80 7 - 8	4	0,005	0,003	0,251	0,079	0,020	0,203	0,051
90 8 - 9	5	0,006	0,003	0,314	0,128	0,040	0,345	0,108
100 9 - 10	11	0,014	0,007	0,690	0,198	0,137	0,555	0,383
110 10 - 11	79	0,097	0,050	4,956	0,294	1,456	0,852	4,220
120 11 - 12	48	0,059	0,030	3,011	0,421	1,268	1,260	3,793
130 12 - 13	32	0,039	0,020	2,008	0,587	1,178	1,806	3,625
140 13 - 14	34	0,042	0,021	2,133	0,797	1,700	2,521	5,376
150 14 - 15	42	0,052	0,026	2,635	1,061	2,795	3,438	9,059
150 15 - 16	44	0,054	0,028	2,760	1,061	2,928	3,438	9,491
170 16 - 17	74	0,091	0,046	4,642	1,781	8,268	6,039	28,034
180 17 - 18	91	0,112	0,057	5,709	2,256	12,881	7,810	44,587
190 18 - 19	50	0,062	0,031	3,137	2,822	8,853	9,961	31,246
200 19 - 20	10	0,012	0,006	0,627	3,490	2,190	12,548	7,872
210 20 - 21	2	0,002	0,001	0,125	4,271	0,536	15,628	1,961
220 21 - 22	0	0,000	0,000	0,000	5,179	0,000	19,268	0,000
230 22 - 23	1	0,001	0,001	0,063	6,225	0,391	23,534	1,476
240 23 - 24	0	0,000	0,000	0,000	7,424	0,000	28,502	0,000
Σ	543		0,341			44,663		151,342

ETT

Carga por eixo		No. Eixos	FE.FV	FV	pi (%)	FEC _{AASHTO}	EO _{AASHTO}	FEC _{DNER}	EO _{DNER}
50	< 5	0	0,000	0,000	0,000	0,002	0,000	0,004	0,000
60	5 - 6	3	0,004	0,002	0,188	0,004	0,001	0,009	0,002
70	6 - 7	4	0,005	0,003	0,251	0,007	0,002	0,019	0,005
80	7 - 8	1	0,001	0,001	0,063	0,013	0,001	0,035	0,002
90	8 - 9	1	0,001	0,001	0,063	0,021	0,001	0,061	0,004
100	9 - 10	3	0,004	0,002	0,188	0,033	0,006	0,101	0,019
110	10 - 11	0	0,000	0,000	0,000	0,049	0,000	0,157	0,000
120	11 - 12	2	0,002	0,001	0,125	0,070	0,009	0,237	0,030
130	12 - 13	1	0,001	0,001	0,063	0,099	0,006	0,345	0,022
140	13 - 14	3	0,004	0,002	0,188	0,135	0,025	0,489	0,092
150	14 - 15	2	0,002	0,001	0,125	0,180	0,023	0,677	0,085
150	15 - 16	5	0,006	0,003	0,314	0,180	0,057	0,677	0,212
170	16 - 17	0	0,000	0,000	0,000	0,306	0,000	1,219	0,000
180	17 - 18	3	0,004	0,002	0,188	0,390	0,073	1,594	0,300
190	18 - 19	16	0,020	0,010	1,004	0,489	0,491	2,055	2,063
200	19 - 20	20	0,025	0,013	1,255	0,608	0,762	2,616	3,282
210	20 - 21	27	0,033	0,017	1,694	0,747	1,265	3,290	5,572
220	21 - 22	30	0,037	0,019	1,882	0,908	1,710	4,094	7,704
230	22 - 23	34	0,042	0,021	2,133	1,096	2,338	5,045	10,760
240	23 - 24	41	0,050	0,026	2,572	1,312	3,374	6,162	15,849
250	24 - 25	54	0,067	0,034	3,388	1,558	5,279	7,465	25,290
260	25 - 26	78	0,096	0,049	4,893	1,839	8,997	8,976	43,924
270	26 - 27	99	0,122	0,062	6,211	2,156	13,391	10,718	66,569
280	27 - 28	42	0,052	0,026	2,635	2,514	6,623	12,716	33,506
290	28 - 29	13	0,016	0,008	0,816	2,915	2,377	14,996	12,230
300	29 - 30	5	0,006	0,003	0,314	3,363	1,055	17,587	5,517
310	30 - 31	3	0,004	0,002	0,188	3,862	0,727	20,517	3,861
320	31 - 32	0	0,000	0,000	0,000	4,416	0,000	23,819	0,000
	Σ	490		0,307			48,592		236,900
	Total	1594							
	FE	1,9630542							

SENTIDO RODOVIA DOS IMIGRANTES:

Total veículos: 1669 FE: 1,916717
 Σeixo: 3199

ESRD

Carga por eixo	No. Eixos	FE.FV	FV	pi (%)	FEC _{AASHTO}	EO _{AASHTO}	FEC _{DNER}	EO _{DNER}
50 < 5	303	0,182	0,095	9,472	0,130	1,235	0,095	0,903
60 5 - 6	98	0,059	0,031	3,063	0,287	0,878	0,237	0,727
70 6 - 7	102	0,061	0,032	3,188	0,558	1,779	0,513	1,635
80 7 - 8	124	0,074	0,039	3,876	0,994	3,851	1,000	3,876
90 8 - 9	131	0,078	0,041	4,095	1,653	6,767	1,802	7,379
100 9 - 10	315	0,189	0,098	9,847	2,605	25,653	3,052	30,050
110 10 - 11	248	0,149	0,078	7,752	3,932	30,485	4,915	38,102
120 11 - 12	31	0,019	0,010	0,969	5,727	5,549	7,594	7,359
130 12 - 13	0	0,000	0,000	0,000	8,092	0,000	11,331	0,000
140 13 - 14	3	0,002	0,001	0,094	11,146	1,045	16,413	1,539
150 14 - 15	4	0,002	0,001	0,125	15,016	1,878	23,174	2,898
150 15 - 16	2	0,001	0,001	0,063	15,016	0,939	23,174	1,449
Σ	1361		0,425			80,061		95,918

FEO_{AASHTO} 1,720109287
 FEO_{DNER} 4,734758025

FV_{AASHTO} 3,296962019
 FV_{DNER} 9,075189288

ETD

Carga por eixo		No. Eixos	FE.FV	FV	pi (%)	FEC _{AASHTO}	EO _{AASHTO}	FEC _{DNER}	EO _{DNER}
50	< 5	21	0,013	0,007	0,656	0,011	0,007	0,025	0,016
60	5 - 6	43	0,026	0,013	1,344	0,024	0,032	0,056	0,075
70	6 - 7	50	0,030	0,016	1,563	0,045	0,071	0,111	0,174
80	7 - 8	29	0,017	0,009	0,907	0,079	0,071	0,203	0,184
90	8 - 9	26	0,016	0,008	0,813	0,128	0,104	0,345	0,281
100	9 - 10	15	0,009	0,005	0,469	0,198	0,093	0,555	0,260
110	10 - 11	27	0,016	0,008	0,844	0,294	0,248	0,852	0,719
120	11 - 12	32	0,019	0,010	1,000	0,421	0,421	1,260	1,260
130	12 - 13	29	0,017	0,009	0,907	0,587	0,532	1,806	1,637
140	13 - 14	42	0,025	0,013	1,313	0,797	1,047	2,521	3,309
150	14 - 15	59	0,035	0,018	1,844	1,061	1,956	3,438	6,341
150	15 - 16	87	0,052	0,027	2,720	1,061	2,885	3,438	9,351
170	16 - 17	210	0,126	0,066	6,565	1,781	11,691	6,039	39,642
180	17 - 18	336	0,201	0,105	10,503	2,256	23,699	7,810	82,031
190	18 - 19	43	0,026	0,013	1,344	2,822	3,794	9,961	13,390
200	19 - 20	6	0,004	0,002	0,188	3,490	0,655	12,548	2,353
210	20 - 21	1	0,001	0,000	0,031	4,271	0,134	15,628	0,489
220	21 - 22	0	0,000	0,000	0,000	5,179	0,000	19,268	0,000
230	22 - 23	1	0,001	0,000	0,031	6,225	0,195	23,534	0,736
240	23 - 24	0	0,000	0,000	0,000	7,424	0,000	28,502	0,000
250	24 - 25	0	0,000	0,000	0,000	8,791	0,000	34,250	0,000
260	25 - 26	0	0,000	0,000	0,000	10,341	0,000	40,861	0,000
270	26 - 27	1	0,001	0,000	0,031	12,090	0,378	48,424	1,514
280	27 - 28	3	0,002	0,001	0,094	14,054	1,318	57,035	5,349
290	28 - 29	1	0,001	0,000	0,031	16,252	0,508	66,791	2,088
300	29 - 30	1	0,001	0,000	0,031	18,701	0,585	77,799	2,432
	Σ	1063		0,332			50,421		173,630

ETT

Carga por eixo		No. Eixos	FE.FV	FV	pi (%)	FEC _{AASHTO}	EO _{AASHTO}	FEC _{DNER}	EO _{DNER}
50	< 5	0	0,000	0,000	0,000	0,002	0,000	0,004	0,000
60	5 - 6	2	0,001	0,001	0,063	0,004	0,000	0,009	0,001
70	6 - 7	5	0,003	0,002	0,156	0,007	0,001	0,019	0,003
80	7 - 8	5	0,003	0,002	0,156	0,013	0,002	0,035	0,006
90	8 - 9	4	0,002	0,001	0,125	0,021	0,003	0,061	0,008
100	9 - 10	4	0,002	0,001	0,125	0,033	0,004	0,101	0,013
110	10 - 11	3	0,002	0,001	0,094	0,049	0,005	0,157	0,015
120	11 - 12	6	0,004	0,002	0,188	0,070	0,013	0,237	0,044
130	12 - 13	2	0,001	0,001	0,063	0,099	0,006	0,345	0,022
140	13 - 14	2	0,001	0,001	0,063	0,135	0,008	0,489	0,031
150	14 - 15	3	0,002	0,001	0,094	0,180	0,017	0,677	0,063
150	15 - 16	5	0,003	0,002	0,156	0,180	0,028	0,677	0,106
170	16 - 17	9	0,005	0,003	0,281	0,306	0,086	1,219	0,343
180	17 - 18	12	0,007	0,004	0,375	0,390	0,146	1,594	0,598
190	18 - 19	13	0,008	0,004	0,406	0,489	0,199	2,055	0,835
200	19 - 20	9	0,005	0,003	0,281	0,608	0,171	2,616	0,736
210	20 - 21	35	0,021	0,011	1,094	0,747	0,817	3,290	3,599
220	21 - 22	28	0,017	0,009	0,875	0,908	0,795	4,094	3,583
230	22 - 23	27	0,016	0,008	0,844	1,096	0,925	5,045	4,258
240	23 - 24	48	0,029	0,015	1,500	1,312	1,968	6,162	9,246
250	24 - 25	83	0,050	0,026	2,595	1,558	4,043	7,465	19,369
260	25 - 26	118	0,071	0,037	3,689	1,839	6,782	8,976	33,110
270	26 - 27	214	0,128	0,067	6,690	2,156	14,423	10,718	71,701
280	27 - 28	121	0,072	0,038	3,782	2,514	9,508	12,716	48,099
290	28 - 29	16	0,010	0,005	0,500	2,915	1,458	14,996	7,501
300	29 - 30	0	0,000	0,000	0,000	3,363	0,000	17,587	0,000
310	30 - 31	1	0,001	0,000	0,031	3,862	0,121	20,517	0,641
	Σ	775		0,242			41,529		203,928
	Total	3199							
	FE	1,916717							

ANEXO A

RELATÓRIO DE CALIBRAÇÃO DO MEDIDOR TIPO RESPOSTA (*BUMP INTEGRATOR*)
FORNECIDO PELA *DYNATEST*.

DESCRIÇÃO

A calibração dos equipamentos medidores de Irregularidade compostos por sistemas de medição de irregularidade "tipo resposta" compreende uma seqüência de operações, visando obter equações que relacionem as leituras do equipamento à escala padrão de Quociente de Irregularidade (QI).

A escala padrão do QI pode ser obtida através de métodos diretos (medidas estáticas e precisas de Classe 1, como o nivelamento geométrico) em trechos de referência para a calibração do equipamento de acordo com a Especificação de Serviço DNER-ES-173/86, "Método de Nível e Mira para a Calibração de Sistemas Medidores de Irregularidade Tipo Resposta", em trechos previamente selecionados.

SELEÇÃO DOS TRECHOS REPRESENTATIVOS

Para calibração dos equipamentos medidores de Irregularidade compostos por sistemas de medição de irregularidade "tipo resposta", foram selecionados de rodovias, com extensão de 200m cada, representativos de níveis de irregularidade alta, média e baixa encontrados nas rodovias do estado de São Paulo.

A seleção dos trechos seguiu os critérios técnicos sugeridos na Especificação de Serviço DNER-ES-173/86 e alguns critérios operacionais para facilitar a execução dos serviços de calibração do equipamento. Assim sendo, foram escolhidos trechos planos e em tangente, que se concentram numa extensão total de 9 km.

LOCALIZAÇÃO DOS TRECHOS

Os trechos localizam-se na região de São Carlos, na rodovia SP 149/215, acesso ao Broa, que tem início no km 149 da SP 215, entre o km 1 e o km 9.

A figura 1 ilustra a localização dos trechos de calibração.

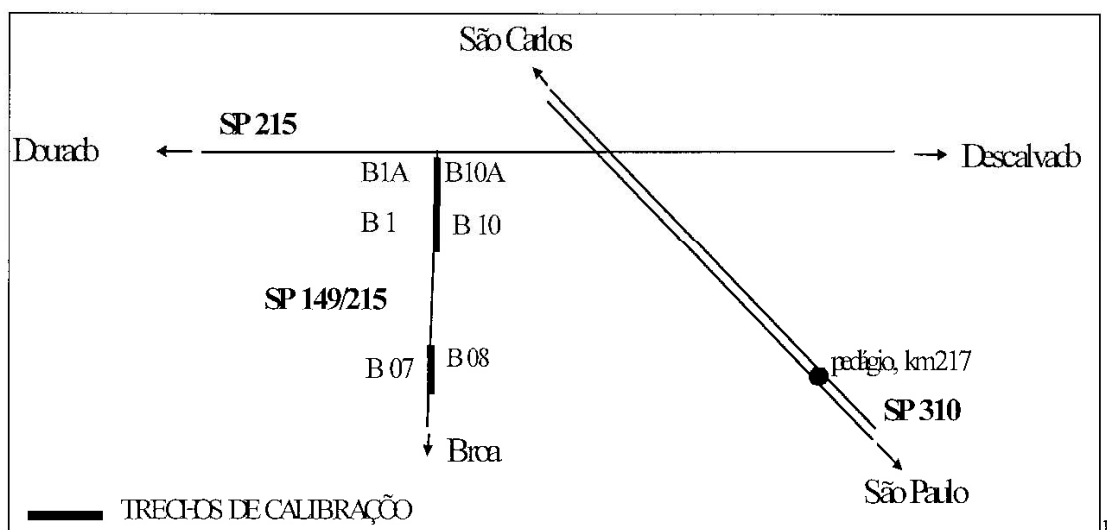


Figura 1 - Esquema para localização dos trechos de calibração.

Tabela 1 - Localização dos trechos de calibração.

TRECHO	LOCALIZAÇÃO	
	RODOVIA	SENTIDO
B1A	SP 149/215, km 0 + 500m	São Carlos - Broa
B1	SP 149/215, km 0 + 700m	São Carlos - Broa
B07	SP 149/215, km 8 + 560 m	São Carlos - Broa
B08	SP 149/215, km 8 + 760 m	Broa - São Carlos
B10	SP 149/215, km 0 + 900	Broa - São Carlos
B10A	SP 149/215, km 0 + 700	Broa - São Carlos

LOCAÇÃO E NIVELAMENTO TOPOGRÁFICO DOS TRECHOS DE CALIBRAÇÃO

Após a seleção dos trechos de calibração, cada um deles foi locado e nivelado conforme a Especificação de Serviços DNER-ES 173/86.

Foram utilizadas Miras para nivelamento com comprimento de 2m , com nível de bolha e graduadas em divisões de um milímetro.

O nivelamento foi executado sobre as trilhas de rodas. Nos trechos em que as trilhas de rodas externas já estavam definidas pelo tráfego, estas serviram de referência na demarcação dos alinhamentos a serem nivelados. Nos demais trechos foram adotadas

as distancias sugeridas na DNER-ES 173/86, mantendo-se sempre a distancia padrão de 1,40m entre as trilhas de rodas externa e interna.

O estaqueamento longitudinal foi feito sobre os alinhamentos externo e interno, com estacas de número inteiro distanciadas entre si de 5,00m e as estacas intermediárias distanciadas entre si de 0,50m, totalizando 802 pontos de nivelamento em cada trecho de calibração.

DEFINIÇÃO DO QUOCIENTE DE IRREGULARIDADE (QI)

O método utilizado para calcular o valor do Quociente de Irregularidade (QI) consiste em medidas de perfil do pavimento, por nivelamento geométrico, a cada 500 mm, sobre as trilhas de rodas, respeitando uma distância padronizada entre as duas trilhas.

Os dados resultantes do nivelamento topográfico foram processados com o auxílio de uma planilha utilizando o programa Excel para calcular o QI.

O processo utilizado nesta planilha, baseia-se na teoria da "aceleração vertical média quadrática" para calcular o QI por medidas de nível e mira do perfil do pavimento e compreende a solução do seguinte modelo:

$$QI = -8,54 + 6,17 VA_{1,0} + 19,38 VA_{2,5} \quad (1)$$

onde:

QI = estimativa do Q.I. pela aceleração média quadrática;

$VA_{1,0}$ e $VA_{2,5}$ = aceleração vertical média quadrática correspondentes aos comprimentos de base de 1,00 m e 2,50 m respectivamente ($10^{-6}/mm$);

A aceleração vertical média quadrática (RMSVA) pode ser definida como a diferença média quadrática entre inclinações adjacentes de perfil, onde cada inclinação é a razão entre a variação de inclinação e o intervalo de distância horizontal correspondente. Esta distância horizontal é o comprimento de base e a RMSVA pode ser computada para diversos comprimentos de base.

A RMSVA é obtida de elevações Y_1 , Y_2 , Y_n de pontos igualmente espaçados ao longo de uma trilha de roda por:

$$A_b = \left[\sum_{i=k+1}^{N-k} \frac{(SB_i)^2}{(N-2k)} \right]^{1/2} \quad (2)$$

onde:

VA_b = Aceleração vertical média quadrática, correspondente ao comprimento de base b ;

$b = ks$ (comprimento de base);

k = um número inteiro, arbitrário, usado para definir b como um múltiplo de s ;

s = intervalo de amostragem, ou distância horizontal entre pontos adjacentes;

SB_i = uma estimativa da derivada segunda de Y no ponto i , dada por:

$$SB_i = (Y_{i+k} - 2Y_i + Y_{i-k}) / (ks)^2 \quad (3)$$

A aceleração vertical média quadrática tem as unidades de uma recíproca de distância. As elevações foram medidas em milímetros e as distâncias horizontais em metros. Portanto RMSVA é dada em mm/m^2 ou $10^{-6}/\text{mm}$.

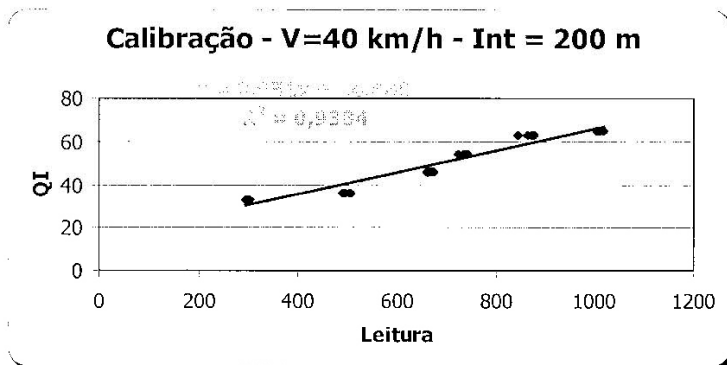
O Quociente de Irregularidade (QI) do trecho levantado é a média aritmética dos QI's dos alinhamentos externo e interno.

RESULTADOS DAS CALIBRAÇÕES EMPREGADAS EM AVENIDAS DE SÃO PAULO

A seguir apresentam-se os valores do QI das bases de calibração por ocasião de cada uma das avaliações procedidas nas avenidas de São Paulo, bem como as curvas de calibração obtidas.

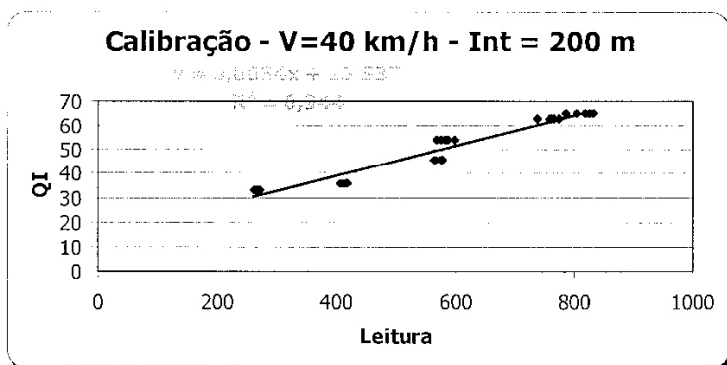
Destaca-se que como os segmentos de monitoramento na cidade de São Paulo apresentam extensão de 100 m o emprego das curvas de calibração exige que o valor seja extrapolado para 200 m para então se determinar o QI a partir da leitura do equipamento.

- Março de 2002



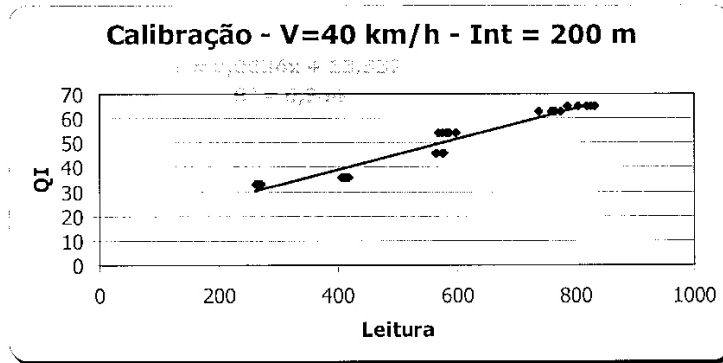
Trecho	QI
B1A	63
B1	54
B07	33
B08	36
B10	46
B10A	65

- Maio de 2002



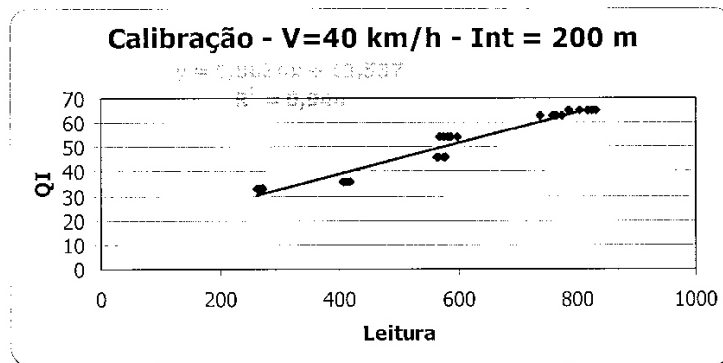
Trecho	QI
B1A	63
B1	54
B07	33
B08	36
B10	46
B10A	65

- Junho de 2002



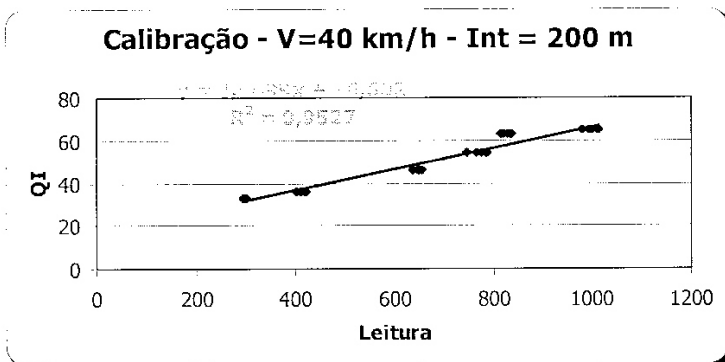
Trecho	QI
B1A	63
B1	54
B07	33
B08	36
B10	46
B10A	65

- Julho de 2002



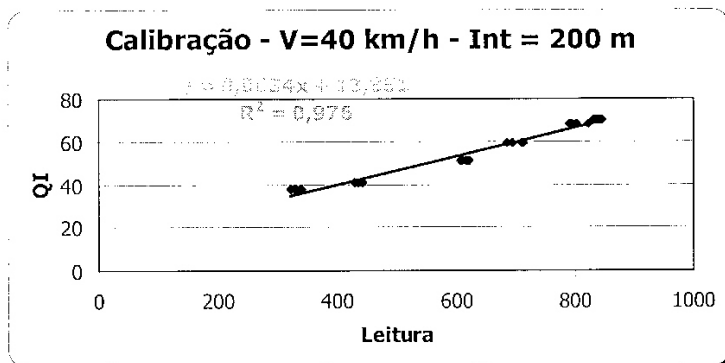
Trecho	QI
B1A	63
B1	54
B07	33
B08	36
B10	46
B10A	65

- Novembro de 2002



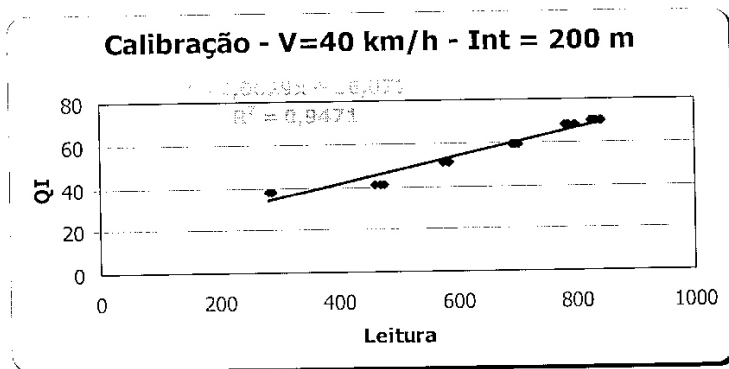
Trecho	QI
B1A	63
B1	54
B10	46
B10A	65
B07	33
B08	36

- Maio de 2003



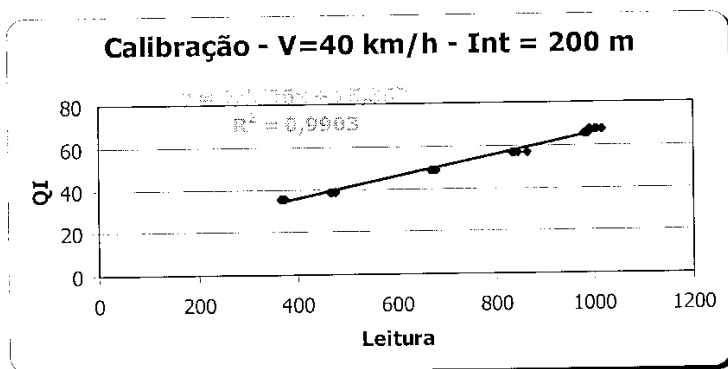
Trecho	QI
B1A	68
B1	59
B07	38
B08	41
B10	51
B10A	70

- Julho de 2003



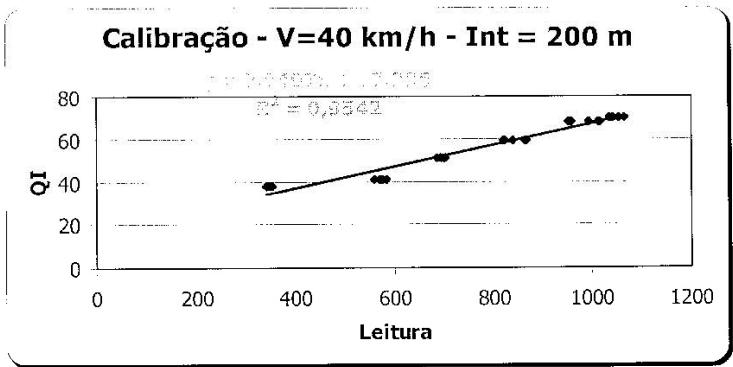
Trecho	QI
B1A	68
B1	59
B07	38
B08	41
B10	51
B10A	70

- Dezembro de 2003



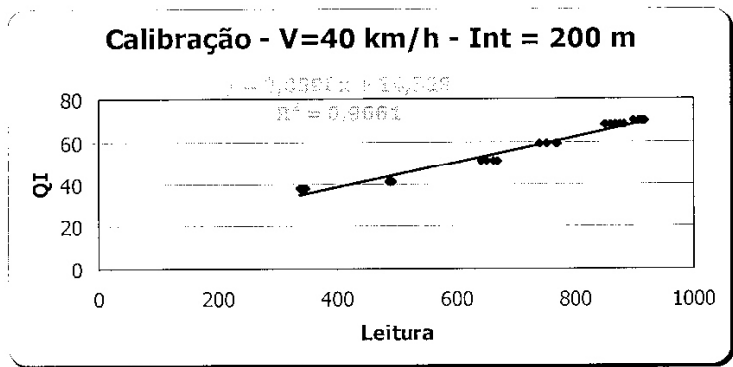
Trecho	QI
B1A	65,5
B1	56,5
B10	48,5
B10A	67,5
B07	35,5
B08	38,5

- Março de 2004



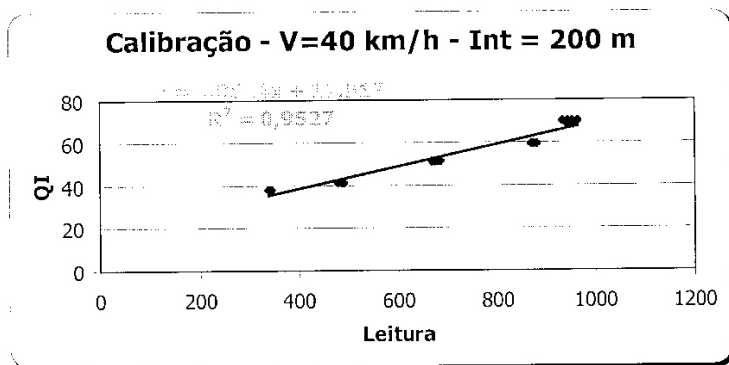
Trecho	QI
B1A	68
B1	59
B07	38
B08	41
B10	51
B10A	70

- Julho de 2004



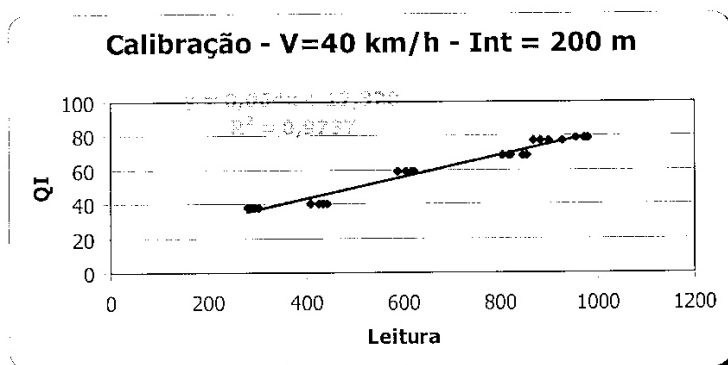
Trecho	QI
B1A	68
B1	59
B07	38
B08	41
B10	51
B10A	70

- Setembro de 2004



Trecho	QI
B1A	68
B1	59
B07	38
B08	41
B10	51
B10A	70

- Fevereiro de 2004



Trecho	QI
B1A	77
B1	69
B07	38
B08	41
B10	59
B10A	79

Março de 2002	$y = 0,0510 x + 14,889$	$R^2 = 0,938$
Maio de 2002	$y = 0,0634 x + 13,537$	$R^2 = 0,944$
Junho de 2002	$y = 0,0634 x + 13,537$	$R^2 = 0,944$
Julho 2002	$y = 0,0634 x + 13,537$	$R^2 = 0,944$
Novembro de 2002	$y = 0,0499 x + 16,602$	$R^2 = 0,953$
Maio de 2003	$y = 0,0654 x + 13,851$	$R^2 = 0,976$
Julho de 2003	$y = 0,0629 x + 16,077$	$R^2 = 0,947$
Dezembro de 2003	$y = 0,0506 x + 15,367$	$R^2 = 0,990$
Março de 2004	$y = 0,0497 x + 17,296$	$R^2 = 0,954$
Julho de 2004	$y = 0,0598 x + 14,328$	$R^2 = 0,966$
Setembro de 2004	$y = 0,0514 x + 17,917$	$R^2 = 0,953$
Fevereiro de 2005	$y = 0,0640 x + 17,328$	$R^2 = 0,974$