FERNANDA SANTANA CARVALHO

**Análise da textura superficial de pavimentos asfálticos e sua influência na
ocorrência de acidentes de tráfego rodoviário em condição de pista molhada**

**São Paulo
2019**

FERNANDA SANTANA CARVALHO

Análise da textura superficial de pavimentos asfálticos e sua influência na ocorrência de acidentes de tráfego rodoviário em condição de pista molhada

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências

São Paulo

2019

FERNANDA SANTANA CARVALHO

**Análise da textura superficial de pavimentos asfálticos e sua influência na
ocorrência de acidentes de tráfego rodoviário em condição de pista molhada**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências

Área de Concentração: Engenharia de
Transportes

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Cláudia A. Soares
Machado

São Paulo

2019

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

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

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Carvalho, Fernanda Santana

Análise da textura superficial de pavimentos asfálticos e sua influência na ocorrência de acidentes de tráfego rodoviário em condição de pista molhada / F. S. Carvalho -- versão corr. -- São Paulo, 2019.
139 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1.Acidentes de trânsito 2.Rodovias 3.Pavimentação asfáltica 4.Aderência pneu/pavimento I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus o dom da vida e os caminhos que Ele traçou para mim.

Agradeço a meus pais Reginaldo e Vera e minha irmã Paula por me ensinarem a voar, mas mais ainda por me receberem de volta ao ninho sempre quando é tempo de regresso.

Agradeço ao meu noivo João Paulo pelo companheirismo, pela leitura de cada vírgula deste texto e por sempre oferecer seu ombro para carregar o peso que eu não podia suportar.

Agradeço ao Prof. Dr. José Alberto Quintanilha que primeiro viu em mim alguém capaz de se encaixar nesse projeto tão lindo que é o de redução de acidentes.

Agradeço à Prof.^a Dr.^a Liedi Bernucci por ser essa Mulher que é fonte de inspiração e acolhimento por onde passa, representação da inteligência e elegância que buscamos atingir.

Agradeço à minha orientadora Dr.^a Cláudia por aceitar participar dessa aventura comigo, desbravando os caminhos da segurança viária.

Agradeço à Orlando Esparza, companheiro de projeto que abriu meus olhos para a beleza da estatística.

Agradeço ao Prof. Dr. Paulo Henrique Cirino da Universidade Federal de Goiás que entendeu meus anseios e deu contribuições valiosas não apenas do ponto de vista da econometria, mas do ponto de vista profissional.

Agradeço aos pesquisadores, professores e técnicos da equipe LTP-EPUSP: Prof.^a Dr.^a Kamilla Vasconcelos, Prof.^a Dr.^a Professora Rosângela Motta, Prof. Dr. Edson de Moura, Prof. Dr. José João Pires, Prof. Dr. Robson Costa, Diomária Santos, Erasmo Alves e Higor Moreira, pelo acolhimento, disponibilidade, empenho e carinho em todas suas atividades diárias.

Agradeço aos companheiros de LTP-EPUSP: André Kazuo, André Siqueira, Camila Christine, Deise Dias, Fernanda Glader, Gabriel de Souza, Guilherme Barbosa, Guilherme Pereira, Iuri Bessa, João Paulo Carvalho, João Paulo Meneses, Laura Mazzoni, Leidy Ruiz, Lucas Andrade, Márcia Takahashi, Marina Frederich, Matheus Gaspar, Rafael Mota, Talita Alves, Zila Mascarenhas e Gustavo Sassone que mostraram que o caminho pode ser mais divertido e fácil quando se tem alguém para ir junto. Vocês dividiram comigo seus lares, suas refeições, o preço do Uber e mais do que isso dividiram todo conhecimento que têm. Me ensinaram que, quando

compartilhamos, tudo se multiplica, e que o amor ao que fazemos torna tudo mais feliz.

Agradeço aqueles que mesmo não integrando mais o LTP-EPUSP se fazem disponíveis para resposta de qualquer dúvida: Sérgio Callai e Tiago Vieira.

Agradeço a todos os meus amigos e familiares, que me ouviram e acolheram nos momentos de desespero e que também vibraram nos momentos de alegria; principalmente, à querida amiga Prof.^a Dr.^a Viviane Adriano Falcão da Universidade Federal do Triângulo Mineiro, que acendeu em mim o amor pela Engenharia de Transportes e me fez entender meu propósito.

À Concessionária Autopista Régis Bittencourt – ARTERIS e à Guilherme Linhares, intermediador, pela disponibilização de pessoal, dados e recursos para a realização desta pesquisa que surgiu da nobre iniciativa de reduzir o número de mortes por acidentes de trânsito na Rodovia Régis Bittencourt.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) pelo programa RDT – Recursos de Desenvolvimento Tecnológico e da Fundação para o Desenvolvimento Tecnológico da Engenharia (FDTE), às quais agradeço pelos recursos financeiros e concessão de bolsas para a presente pesquisa.

[...] dizia que todo o homem é uma ilha, eu, como aquilo não era comigo, visto que sou mulher, não lhe dava importância, tu que achas, Que é necessário sair da ilha para ver a ilha, que não nos vemos se não nos saímos de nós, Se não saímos de nós próprios, queres tu dizer, Não é a mesma coisa.

(SARAMAGO, 1998)

RESUMO

A cada ano aproximadamente 1,25 milhões de pessoas são vítimas fatais de acidentes no trânsito no mundo. Por conta disso, os acidentes viários são globalmente considerados um problema de saúde pública, aumentando os esforços para criação de projetos seguros que evitem sua ocorrência. Para tanto, um dos fatores contribuintes mais estudados são as condições superficiais das estradas, principalmente no que tange ao atrito entre pneu/pavimento e as condições climáticas que possam influir nessa interação. Estudos sugerem intervenções no sentido da troca de revestimento asfáltico das vias, aumentando sua drenagem superficial e o atrito oferecido, a fim de se observar os efeitos dessa técnica na redução do número de acidentes. Nesse contexto, o objetivo desse trabalho é avaliar a importância da textura superficial dos pavimentos na ocorrência de acidentes rodoviários em condição de pista molhada por meio de estudo de caso em um trecho de serra da pista sentido Norte da Rodovia Régis Bittencourt – BR116, que interliga Curitiba a São Paulo. Nele foram selecionados dois trechos experimentais que receberam intervenção no pavimento com a incorporação de revestimento asfáltico com granulometria descontínua do tipo *gap-graded*. Foram realizados ensaios de campo e de laboratório, além do acompanhamento do número de acidentes. Quanto a essa última etapa, percebeu-se que, imediatamente após a intervenção, o número de acidentes decaiu significativamente. Para o Trecho Experimental 1 a ocorrência desses eventos volta a crescer, contudo, para o Trecho Experimental 2 se atinge um nível de constância. Em se tratando dos ensaios de campo, observam-se oscilações entre as medições, porém, os valores calculados de *International Friction Index* (IFI) foram classificados majoritariamente como “ótimos”. Quanto aos ensaios de laboratório, os resultados obtidos indicam boas características de drenagem e de aderência pneu/pavimento. Por fim, como principal contribuição deste trabalho, apresenta-se o cálculo da efetividade da intervenção por meio dos Métodos Empírico de Bayes (EB) e Diferenças em Diferenças (DD). O primeiro retornou um valor de redução no número total acidentes, o segundo computou além do total, a redução para pista seca e pista molhada, separadamente.

Palavras-chave: Acidentes de trânsito. Rodovias. Pavimentação asfáltica. Aderência pneu/pavimento.

ABSTRACT

Each year approximately 1.25 million people are fatal victims of traffic accidents in the world. Because of it, road accidents are globally considered as public health problem, increasing efforts to create safe projects, avoiding its occurrence. Therefore, one of the most studied contributing factors is the surface conditions of the roads, especially with regard to the tire/pavement friction and the climatic conditions that may influence this interaction. Studies suggest interventions to change the asphalt pavement of the roadways, increasing its surface drainage and the friction offered, in order to observe the effects of this technique in reducing the number of accidents. In this context, the objective of this work is to evaluate the importance of the superficial texture of the pavements in the occurrence of road accidents in wet road conditions by means of a case study in a section of the north - western Régis Bittencourt Highway - BR116, which connects Curitiba to São Paulo. In it, two experimental sections were selected that received intervention in the pavement with the incorporation of asphalt coating with discontinuous granulometry of the gap-graded type. Field and laboratory tests were performed, as well as the monitoring of the number of accidents. Regarding this last stage, it was noticed that, immediately after the intervention, the number of accidents decreases significantly. For Experimental Section 1 the occurrence of these events grows again, however, for Experiment 2 if a level of constancy is reached. In the case of field tests, fluctuations between the measurements are observed, however, the calculated International Friction Index (IFI) values were classified as "optimal". Regarding laboratory tests, the results obtained indicate good drainage and tire/pavement friction characteristics. Finally, as the main contribution of this work, the calculation of the effectiveness of the intervention is presented through the Methods Empirical of Bayes (EB) and Differences in Differences (DD). While the former returned a reduction value in the total number of accidents, the second counted besides the total, the reduction in dry and wet road, separately.

Keywords: Traffic accidents. Highways. Asphalt paving. Tire/pavement adhesion.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Esquema do modelo de previsão de acidentes do HSM	27
Figura 2 - Esquema de calibração do modelo de previsão de acidentes do HSM	34
Figura 3 - Esquema para aplicação do Método EB pelo HSM	41
Figura 4 - Influência dos comprimentos de onda de textura na interação pneu/pavimento	52
Figura 5 - Componentes principais do atrito	54
Figura 6 - Conceito das três zonas de superfície molhada	57
Figura 7 - Mancha de esferas de vidro dispostas sobre o corpo de prova	59
Figura 8 - Cálculo do <i>Mean Profile Depth</i>	61
Figura 9 - Representação esquemática da Estéreo Fotometria	62
Figura 10 - Equipamento de PTA	63
Figura 11 - Imagem do corpo de prova obtida no equipamento de PTA	63
Figura 12 - Superfície do pavimento em função da assimetria e curtose	64
Figura 13 - Pêndulo Britânico	65
Figura 14 - <i>Grip Tester</i>	67
Figura 15 - Esquema das Etapas de Pesquisa	69
Figura 16 - Localização da Rodovia Régis Bittencourt	70
Figura 17 - Estação automática da Barra do Turvo	71
Figura 18 - Taxa de acidentes por 100 mil veículos x condição, traçado e perfil da pista x localização (km) da Rodovia - Sentido Norte	73
Figura 19 - Número de acidentes na Rodovia Régis Bittencourt entre 2008 e 2015 - Sentido Norte	73
Figura 20 - Análise espacial – Estimador de Densidade Kernel em rede – SANET .	74
Figura 21 - Esquema do Trecho Experimental 1	75
Figura 22 - Trecho Experimental 1	75
Figura 23 - Esquema do Trecho Experimental 2	76
Figura 24 - Trecho Experimental 2	76
Figura 25 - Distribuição granulométrica da mistura empregada nos trechos experimentais	77
Figura 26 - Execução do Trecho Experimental 1	78
Figura 27 - Execução do Trecho Experimental 2	79
Figura 28 - Mistura asfáltica após a execução	79

Figura 29 - Faixa 2 do Trecho Experimental 2 após o escorregamento da mistura asfáltica.....	80
Figura 30 - Amostra de mistura asfáltica	81
Figura 31 - Temperatura de compactação.....	82
Figura 32 - Exemplo de preparação das placas de mistura asfáltica.....	82
Figura 33 - Corpo de prova sendo aferido no equipamento de simulação de tráfego – LTP/EPUSP.	83
Figura 34 - Equipamento de compactação vibratória - LTP/EPUSP.....	84
Figura 35 - Esquema de ensaios em laboratório.....	85
Figura 36 - Acidentes em pista seca e molhada entre 2009 e 2018 no sentido Norte da Rodovia Régis Bittencourt.....	93
Figura 37 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1	93
Figura 38 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2	94
Figura 39 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 – ano 2014.....	94
Figura 40 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 – ano 2015.....	95
Figura 41 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 – ano 2016.....	95
Figura 42 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 – ano 2017.....	95
Figura 43 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 – ano 2018.....	96
Figura 44 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2 – ano 2014.....	97
Figura 45 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2 – ano 2015.....	97
Figura 46 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2 – ano 2016.....	97
Figura 47 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2 – ano 2017.....	98
Figura 48 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2 – ano 2018.....	98
Figura 49 – IFI para o Trecho Experimental 1 - faixa 1	105
Figura 50 – IFI para o Trecho Experimental 1 - faixa 2	105
Figura 51 – IFI para o Trecho Experimental 2 - faixa 1	106
Figura 52 – IFI para o Trecho Experimental 2 - faixa 2	106
Figura 53 - Resultados do ensaio de afundamento da trilha de roda	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores adotados de largura do canteiro central para definição dos trechos homogêneos	29
Tabela 2 – Valores adotados de largura do acostamento para definição dos trechos homogêneos	29
Tabela 3 – Valores adotados de largura de faixa para definição dos trechos homogêneos	30
Tabela 4 - Fator de modificação de acidentes para acidentes relacionados (CMFRA)	32
Tabela 5 – CMF de acordo com a largura média do acostamento	32
Tabela 6 - CMF de acordo com a largura média da divisão central	32
Tabela 7 - Classes de Macrotextura	60
Tabela 8 - Classes de Microtextura	66
Tabela 9 - Classificação segundo o F60	68
Tabela 10 – Parâmetros de dosagem	77
Tabela 11 - Data e local das medições de atrito e textura	80
Tabela 12 – Períodos de 12 meses utilizados	90
Tabela 13 – Número de acidentes por ano na Rodovia Régis Bittencourt sentido Norte	92
Tabela 14 - Acidentes mais frequentes no Trecho Experimental 1	99
Tabela 15 - Acidentes mais frequentes no Trecho Experimental 2 – Antes da Intervenção	100
Tabela 16 – Valores aferidos de MPD e calculados de ETD para a faixa 1 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 1 e no trecho experimental 1	101
Tabela 17 – Valores aferidos de MPD e calculados de ETD para a faixa 2 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 1 e no trecho experimental 1	101
Tabela 18 – Valores aferidos de MPD e calculados de ETD para a faixa 1 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 2 e no trecho experimental 2	102
Tabela 19 – Valores aferidos de MPD e calculados de ETD para a faixa 2 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 2 e no trecho experimental 2	102
Tabela 20 – Valores aferidos de GN para a faixa 1 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 1 e no trecho experimental 1	103

Tabela 21 – Valores aferidos de GN para a faixa 2 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 1 e no trecho experimental 1	103
Tabela 22 – Valores aferidos de GN para a faixa 1 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 2 e no trecho experimental 2	104
Tabela 23 – Valores aferidos de GN para a faixa 2 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 2 e no trecho experimental 2	104
Tabela 24 – Valores aferidos de MTD e BPN para a Placa 01 antes do simulador de tráfego	108
Tabela 25 – Valores aferidos de MTD e BPN para a Placa 01 aos 3.000 ciclos do simulador de tráfego	108
Tabela 26 – Valores aferidos de MTD e BPN para a Placa 01 aos 30.000 ciclos do simulador de tráfego	108
Tabela 27 – Valores aferidos de MTD e BPN para as Placas 02 e 03 antes do simulador de tráfego	109
Tabela 28 – Valores aferidos de MTD e BPN para as Placas 02 e 03 aos 3.000 ciclos do simulador de tráfego	110
Tabela 29 – Valores aferidos de MTD e BPN para as Placas 02 e 03 aos 10.000 ciclos do simulador de tráfego	110
Tabela 30 – Valores aferidos de MTD e BPN para as Placas 02 e 03 aos 30.000 ciclos do simulador de tráfego	110
Tabela 31 – Valores aferidos de Skewness e Kurtosis para a Placa 01 antes do simulador de tráfego	111
Tabela 32 – Valores aferidos de Skewness e Kurtosis para a Placa 01 aos 3.000 ciclos do simulador de tráfego	111
Tabela 33 – Valores aferidos de Skewness e Kurtosis para a Placa 01 aos 30.000 ciclos do simulador de tráfego	112
Tabela 34 – Valores aferidos de Skewness e Kurtosis para as Placas 02 e 03 antes do simulador de tráfego	112
Tabela 35 – Valores aferidos de Skewness e Kurtosis para as Placas 02 e 03 aos 3.000 ciclos do simulador de tráfego	113
Tabela 36 – Valores aferidos de Skewness e Kurtosis para as Placas 02 e 03 aos 10.000 ciclos do simulador de tráfego	113
Tabela 37 – Valores aferidos de Skewness e Kurtosis para as Placas 02 e 03 aos 30.000 ciclos do simulador de tráfego	113

Tabela 38 - Características dos Trechos Homogêneos	116
Tabela 39 - Características dos Trechos Experimentais	116
Tabela 40 – Resultados do Método EB para cada Trecho Experimental.....	117
Tabela 41 - Resultados do pareamento por escore de propensão	118
Tabela 42 - Resultados do Método DD para o número total de acidentes	119
Tabela 43 - Resultados do Método DD para os acidentes em pista seca	119
Tabela 44 - Resultados do Método DD para os acidentes em pista molhada	120

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASTM	<i>American Society for Testing Materials</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABPv	Associação Brasileira de Pavimentação
ATR	Afundamento em Trilha de Roda
BPN	<i>British Pendulum Number</i>
CMF	<i>Crash Modification Factor</i>
DD	Diferenças em Diferenças
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EB	Empírico de Bayes
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
ETD	<i>Estimated Mean Texture Depth</i>
GLM	<i>Generalized Linear Models</i>
GN	<i>Grip Number</i>
HSM	<i>Highway Safety Manual</i>
IFI	<i>International Friction Index</i>
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IPEA	Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada
KDE	<i>Kernel Density Estimator</i>
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts Chaussées</i>
LTP	Laboratório de Tecnologia de Pavimentação
MPD	<i>Mean Profile Depth</i>
MTD	<i>Mean Texture Depth</i>
NDE	<i>Network Density Estimation</i>
OMS	Organização Mundial da Saúde
ONU	Organização das Nações Unidas
PIARC	<i>Permanent International Association of Road Congress</i>
PTA	<i>Pavement Texture Analyzer</i>
SANET	<i>Spatial Analysis along NETworks</i>
SPF	<i>Safety Performance Function</i>
TE	Trecho Experimental
VDMA	Volume Diário Médio Anual
VRD	Valor de Resistência à Derrapagem

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 OBJETIVOS	20
1.1.1 Objetivo Geral	20
1.1.2 Objetivos Específicos	20
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	21
2 SEGURANÇA VIÁRIA E NÚMERO DE ACIDENTES	22
2.1 IDENTIFICAÇÃO DE TRECHOS CRÍTICOS QUANTO AO NÚMERO DE ACIDENTES	23
2.2 MODELOS DE PREVISÃO DE ACIDENTES	25
2.2.1 Modelo de previsão de acidentes do Highway Safety Manual	26
2.2.2 Modelo de previsão de acidentes do Highway Safety Manual para rodovias duplicadas	28
2.2.2.1 Crash Modification Factors para Rodovias Duplicadas e Divididas	31
2.2.2.2 Calibração Regional	33
2.3 ESTIMATIVA DO EFEITO DE INTERVENÇÕES	35
2.3.1 Estudos Antes-Depois	38
2.3.1.1 Método Empírico de Bayes	39
2.3.1.2 Cálculo da Efetividade de uma Intervenção Segundo o Highway Safety Manual	40
2.3.2 Método Diferenças em Diferenças	44
2.3.2.1 Pareamento	44
2.3.2.2 Pareamento com Escore de Propensão	46
2.3.2.3 Diferenças em Diferenças com pareamento por escore de propensão	47
3 FATORES RELACIONADOS A OCORRÊNCIA DE ACIDENTES	49
3.1 GEOMETRIA DA VIA E VELOCIDADE	49
3.2 SINALIZAÇÃO E VISIBILIDADE	50
3.3 ADERÊNCIA PNEU PAVIMENTO: ATRITO E TEXTURA	51
3.3.1 Textura	51
3.3.2 Atrito	54
3.4 CONDIÇÕES CLIMÁTICAS	56
3.4.1 Pista Molhada	56
4 MEDIÇÕES DE ATRITO E TEXTURA	58

4.1 TEXTURA	58
4.1.1 Volumétricos	58
4.1.2 Perfilômetro laser	60
4.1.3 Estéreo Fotometria	62
4.2 ATRITO	64
4.2.1 Pêndulo Britânico	65
4.2.2 Grip Tester	66
4.3 INTERNATIONAL FRICTION INDEX	67
5 MATERIAIS E MÉTODOS	69
5.1 RODOVIA EM ESTUDO	69
5.2 DADOS DE ACIDENTES	72
5.2.1 Determinação dos trechos críticos em relação ao número de acidentes	72
5.3 TRECHOS EXPERIMENTAIS	74
5.3.2 Execução dos trechos experimentais	77
5.3.3 Ensaios de Campo.....	80
5.3.4 Ensaios de Laboratório	81
5.4 METODOLOGIA DO HSM PARA CÁLCULO DA EFETIVIDADE DA INTERVENÇÃO	85
5.4.1 Identificação dos Trechos Homogêneos	86
5.4.2 Calibração do Modelo	87
5.4.3 Método Empírico de Bayes para o Estudo Antes-Depois	89
5.5 METODOLOGIA DIFERENÇAS EM DIFERENÇAS PARA CÁLCULO DA EFETIVIDADE DA INTERVENÇÃO	90
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES	92
6.1 MONITORAMENTO DOS DADOS DE ACIDENTES	92
6.2 TRECHOS EXPERIMENTAIS	100
6.2.1 Ensaios de Campo.....	100
6.2.1.1 Mean Profile Depth e Grip Number	100
6.2.1.2 International Friction Index – Campo.....	104
6.2.2 Ensaios de Laboratório	108
6.2.2.1 Mancha de Areia, Pêndulo Britânico e IFI	108
6.2.2.2 Pavement Texture Analyzer	111
6.2.3 Comparações entre campo e laboratório	115

6.3 METODOLOGIA DO HSM PARA CÁLCULO DA EFETIVIDADE DA INTERVENÇÃO	115
6.3.1 Identificação dos Trechos Homogêneos	115
6.3.2 Calibração do Modelo	116
6.3.3 Método Empírico de Bayes	117
6.4 METODOLOGIA DD PARA CÁLCULO DA EFETIVIDADE DA INTERVENÇÃO	118
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	121
7.1 CONCLUSÕES	121
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	123
REFERÊNCIAS	124
ANEXO A – Dados Meteorológicos da estação automática da Barra do Turvo	133
APÊNDICE A – Trechos Homogêneos	136

1 INTRODUÇÃO

Segundo a Organização Mundial da Saúde (OMS, 2015) a cada ano no mundo aproximadamente 1,25 milhões de pessoas são vítimas fatais de acidentes no trânsito, com tendência de aumento desse número até o ano de 2030. Além das mortes causadas, os mesmos geram um gasto de aproximadamente 3% do Produto Interno Bruto (PIB) em países em desenvolvimento. De acordo com o Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA, 2015) em 2014, no Brasil, ocorreram mais de 160 mil acidentes viários com ou sem vítimas. Considerando-se somente os custos dos acidentes ocorridos nas rodovias brasileiras, os gastos impostos à sociedade devido aos mesmos são próximos a R\$ 40 bilhões anuais (IPEA, 2015).

Contudo, ressalta-se que as perdas irreversíveis, como a morte ou lesão dos envolvidos, são a consequência mais grave dos acidentes, e não os prejuízos econômicos. Por conta disso, os acidentes no trânsito são globalmente considerados um problema de saúde pública, tornando a segurança viária um assunto alvo de discussões lideradas, inclusive, pela Organização das Nações Unidas (ONU) (WEGMAN, 2016). Ocorrendo, inclusive, por parte da mesma a proposta de o período entre os anos de (2011 – 2020) fosse conhecido como a “Década de Ação pela Segurança no Trânsito”, uma oportunidade de longo prazo para condução de atividades coordenadas de apoio à segurança rodoviária mundial, visando diminuir as mortes e lesões causadas pelos acidentes de trânsito.

Wegman (2016) afirma que as ações globais voltadas para o aumento da segurança viária se concentram em três tópicos principais: (i) correção do comportamento humano através de campanhas educativas, legislação e fiscalização, pois depende dos usuários fatores como a velocidade do veículo, o uso de equipamentos de proteção como o cinto de segurança, capacete e etc., o atendimento às normas de trânsito, a condução de veículo sem influência de substâncias químicas (lícitas ou ilícitas); (ii) melhoria das condições dos veículos garantida por fiscalização e adequada manutenção; (iii) melhoria da infraestrutura viária por meio de planejamento e garantia de projetos seguros.

O foco em ações que visam a melhoria dos aspectos comportamentais dos motoristas, do veículo e da infraestrutura viária pode ser explicado pelo protagonismo desses fatores na ocorrência dos acidentes de trânsito. Para Evans (2004) as causas desses eventos podem ser agrupadas entre os fatores de engenharia, que envolvem os

veículos e as vias, e os fatores relativos aos usuários, como o comportamento e o desempenho dos mesmos. O autor não inclui a colaboração das condições climáticas adversas, como neve, chuva, neblina, dentre outras, porque esses elementos não são controláveis e possuem ciclos específicos durante o ano.

Segundo Noyce *et al.* (2005), enquanto que a completa eliminação dos acidentes é improvável, devido aos vários fatores envolvidos, uma mitigação da severidade das consequências dos acidentes é um objetivo mais palpável. Ainda de acordo com os autores, um dos fatores contribuintes mais estudados são as condições superficiais das estradas, principalmente no que tange ao atrito entre pneu e pavimento, considerando-se as várias condições climáticas que possam influir nessa interação. O atrito, para Flintsch *et al.* (2012), é resultado da interação entre os dois corpos, garantindo que os veículos não saiam de sua trajetória e possam realizar manobras. Dessa forma, Hall *et al.* (2009) comentam que projetos que ofereçam um valor adequado de atrito entre o pneu e o pavimento são essenciais para a segurança viária, acrescentando que estudos empíricos sugerem uma alta correlação entre o atrito e o número de acidentes. Uma das formas de estudo dessa correlação se dá pela avaliação da condição superficial do pavimento, que é o meio por onde ocorre a interação entre o pneu e a via.

Caliendo, Guida e Parisi (2007) analisaram dados sobre acidentes ocorridos em rodovias italianas, juntamente com fatores como geometria, volume de tráfego, coeficiente de atrito do pavimento e dados de precipitação. Assim, concluíram que o número de acidentes fatais aumenta na presença de pista molhada, principalmente em seções com curvas no alinhamento horizontal. Como sugestão, os autores indicam a troca do revestimento das estradas por pavimentos porosos, facilitando o escoamento da água e prevenindo a perda de contato entre o pneu e o pavimento.

Por sua vez, Cairney e Bennett (2008) buscaram correlações entre a condição superficial do pavimento e os dados de acidentes de rodovias da Austrália, considerando também dados da geometria, fluxo de tráfego e dos períodos de pavimento molhado. Como conclusão, observaram um aumento no número de ocorrências de acidentes em lugares com presença de superfícies com a textura lisa ou com grandes ondulações. Os autores também recomendam a mudança do revestimento da pista para aumento da segurança através da oferta de melhores condições superficiais.

Geedipally, Pratt e Lord (2017) afirmam que houve avanços nos “estudos antes e depois” de intervenções visando o aumento do atrito de pavimentos, entretanto, dados de resistência à derrapagem ainda não são amplamente incorporados nos modelos de previsão de acidentes. Para eles, essa prática poderia aumentar a eficiência e o entendimento desse tipo de tratamento na superfície do pavimento, principalmente nos trechos em curvas.

Najafi, Flintsch e Medina (2017) buscaram comprovar a correlação entre dados de atrito da superfície do pavimento, medidos por um equipamento de roda bloqueada e a taxa de acidentes em pista molhada, calculada pelo número de acidentes ocorridos em determinado volume de tráfego e em certa distância. Dessa forma, a unidade utilizada para a taxa de acidentes no estudo em questão foi de acidentes por milhão de veículos x milhas. Os autores, então, desenvolveram um modelo de regressão que pode ser utilizado para definir a demanda por atrito de diferentes tipos de rodovias. Por meio deste modelo, os autores não só confirmaram que a aderência pneu/pavimento está ligada à taxa de acidentes em pista molhada, como também em pista seca.

Nesse contexto, apresenta-se a importância do estudo da correlação entre as condições superficiais de rodovias, principalmente no que tange ao atrito pneu pavimento e o número de acidentes nas mesmas. Em complementação à recomendação dos estudos apresentados anteriormente, uma forma de evidenciar a importância dessa característica da via se dá pela observação e análise de dados obtidos antes e após intervenção no revestimento da pista, melhorando suas condições superficiais e visando aumento do coeficiente de atrito.

A condução de estudos e pesquisas sobre segurança viária é, portanto, plenamente desejável e deve ser incentivado pelos tomadores de decisão. Desta maneira, o trabalho aqui apresentado demonstra sua relevância, na medida em que atua em parceria com a empresa gestora de uma das mais importantes rodovias do Brasil, em um esforço coordenado para atingir a meta proposta pela ONU e corroborada pela OMS para a redução das lesões e mortes no trânsito. Portanto, a presente Dissertação de Mestrado se justifica por se propor a buscar soluções para a redução dos acidentes de tráfego rodoviários que ocorrem em pista molhada, através da melhoria da textura superficial dos pavimentos, indo de encontro aos anseios dos usuários dos sistemas de transportes, poder público e gestores de rodovias (quer estes sejam públicos ou privados).

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo desta Dissertação de Mestrado é verificar a importância da textura superficial dos pavimentos asfálticos na ocorrência de acidentes viários em condição de pista molhada e como a solução asfáltica, com granulometria do tipo descontínua, empregada nos trechos experimentais para o aumento do atrito superficial atua na redução da frequência desses eventos. Para tanto, o trabalho baseia-se em estudo de caso em um segmento de serra da pista sentido Norte da Rodovia Régis Bittencourt – BR116.

1.1.2 Objetivos Específicos

Para atingir o escopo desta pesquisa, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- (i) Analisar os dois trechos experimentais selecionados para esta pesquisa, localizados em região de serra da pista sentido Norte da Rodovia Régis Bittencourt, caracterizado por sua topografia acidentada e geometria com muitas curvas fechadas e declives e que passaram por intervenções na superfície do pavimento, considerando-se os dados relativos ao número de acidentes e volume de fluxo de veículos nesses segmentos;
- (ii) Analisar os resultados dos testes de textura, por meio de perfilômetro laser, e de atrito, pelo *Grip Tester*, para caracterização da textura superficial do pavimento nos trechos experimentais em estudo na Rodovia Régis Bittencourt, bem como, a partir desses resultados calcular o *International Friction Index* (IFI);
- (iii) Realizar e analisar os ensaios de Mancha de Areia e de Pêndulo Britânico, para caracterização da textura superficial das placas confeccionadas com revestimento asfáltico proveniente de um dos trechos experimentais em estudo, calculando a partir desses resultados o *International Friction Index* (IFI);
- (iv) Realizar e analisar o ensaio de estéreo fotometria na superfície das placas confeccionadas com revestimento asfáltico proveniente dos trechos experimentais;

- (v) Realizar e analisar o ensaio de afundamento em trilha de roda (ATR); e
- (vi) Estimar o efeito da intervenção no número de acidentes pelo Método Empírico de Bayes (EB) e pelo Método Diferenças em Diferenças (DD).

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Essa dissertação, está dividida em 7 capítulos. Nos capítulos 2 e 3 é apresentada a revisão bibliográfica relativa à segurança viária, acidentes viários e suas causas, identificação de segmentos críticos quanto à ocorrência de acidentes, modelos de previsão de acidentes e à estimativa do efeito de intervenções para redução de acidentes.

Uma vez que o objetivo do presente estudo engloba a análise da influência da textura superficial e do atrito oferecidos pelo pavimento na ocorrência de acidentes em pista molhada, no capítulo 4 são apresentadas as técnicas empregadas nesta pesquisa para aferir essas características na superfície da mistura asfáltica.

O capítulo 5 descreve a rodovia em estudo, bem como o procedimento utilizado para escolha dos trechos experimentais, as etapas seguidas para o monitoramento do número de acidentes para aferição dos parâmetros de textura superficial da mistura asfáltica tanto em campo quanto em laboratório e, por fim, para o cálculo da eficiência da intervenção pelo Método Empírico de Bayes e também pelo Método Diferença em Diferenças.

O capítulo 6 apresenta os resultados obtidos, e por fim, no capítulo 7, são apresentadas as conclusões da presente pesquisa, e sugestões para trabalhos futuros.

2 SEGURANÇA VIÁRIA E NÚMERO DE ACIDENTES

Sabe-se que a mobilidade oferecida por uma rodovia e seus propósitos econômicos, são comumente tratados como prioridades pelos gestores das rodovias, tanto públicos quanto privados. Porém, a garantia de uma operação segura para todos os usuários da via pode ter sua importância equiparada ou complementar aos propósitos anteriormente citados (HALL *et al.*, 2009).

Essa operação segura é escopo da segurança viária que, para Hall *et al.* (2009), pode ser caracterizada como a busca por um ambiente livre de perigos ou um ambiente operado com regras e aparatos que minimizem o número de acidentes e as consequências causadas por eles.

No *Highway Safety Manual* (HSM) a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 2010) define acidentes de trânsito como um conjunto de eventos que resultam em ferimentos ou danos a propriedades públicas ou particulares, compreendendo ao menos um veículo motorizado e que pode envolver outros veículos motorizados ou não motorizados, pedestres ou objetos (postes, edificações, elementos de sinalização, etc.).

A AASHTO (2010) considera também que o movimento de qualquer veículo ou pedestre no sistema de transportes seja um evento. Assim sendo, acidentes são tomados como eventos raros, pois representam uma pequena parte do número de eventos no sistema, e aleatórios, uma vez que ocorrem por influência de vários fatores, parcialmente determinísticos e parcialmente estocásticos. Isso faz com que alguns deles possam ser contidos, enquanto que outros não são previsíveis ou controláveis. Além disso, em condições similares, as circunstâncias envolvidas em um dado acidente, não irão necessariamente levar a outros acidentes, refletindo também a aleatoriedade desses eventos (AASHTO, 2010).

Para a análise de acidentes viários algumas informações se fazem de fundamental importância. Segundo a AASHTO (2010) devem ser colhidas informações básicas para formulação de relatórios, tais como: local e horário do evento, tipo de evento (colisão, choque, queda, derrapagem, etc.) e grau de severidade, além dos dados dos veículos e pessoas envolvidos. Uma vez de posse desses elementos, os mesmos devem ser cruzados com informações essenciais sobre as características da via no local do acidente e do volume de tráfego, a fim de que se possa realizar a gestão da segurança viária.

Para Persaud *et al.* (2009) duas das funções mais importantes na gestão de segurança viária de uma rede rodoviária são: a identificação de pontos que necessitam de intervenções para redução de acidentes e a avaliação do efeito de intervenções já implementadas. As próximas seções apresentarão ambas as tarefas.

2.1 IDENTIFICAÇÃO DE TRECHOS CRÍTICOS QUANTO AO NÚMERO DE ACIDENTES

Apesar de os acidentes serem considerados eventos parcialmente aleatórios, os mesmos tendem a ocorrer de maneira a se acumular em dados intervalos de tempo, do espaço ou em combinações espaço-temporais (BLACK, 1991). Nesse contexto, apresenta-se a importância da determinação de trechos críticos da rede rodoviária por meio de estudos desses padrões de agrupamento.

O agrupamento do número de acidentes em intervalos de tempo conhecidos, muitas vezes é justificado pelo aumento do fluxo de veículos em determinados horários ou dias da semana. Por sua vez, a correlação espacial é mais complexa e depende de inúmeros fatores, sendo muito importante para as estratégias de prevenção de acidentes (BLACK, 1991).

Ainda tratando do agrupamento espacial, alguns métodos vêm sendo empregados ao longo dos anos para identificação dos trechos que necessitam de atenção. Neles a rede em estudo é segmentada e o número de acidentes desses segmentos é usado na avaliação. As métricas mais usuais são a frequência de acidentes, a taxa de acidentes e o equivalente de acidentes sem vítimas (YU *et al.*, 2014; MONTANELLA, 2010).

No primeiro deles, é feito um ranqueamento dos trechos da rodovia de acordo com a frequência de acidentes (histograma), enquanto que no segundo caso, esse ranqueamento leva em consideração a taxa de acidentes. Essa taxa é dada pelo número de acidentes ocorridos em determinado volume de tráfego e em certa distância. Entretanto, a mesma pode ser questionada, porque para sua adoção considera-se que a relação entre acidentes e volume de tráfego seja linear (YU *et al.*, 2014).

Montanella (2010) explica que o equivalente de acidentes sem vítimas é usado para ponderar os acidentes de acordo com sua gravidade (fatal, com vítima e sem vítima) a fim de criar uma pontuação combinada de frequência e gravidade para cada local.

O fator de ponderação é dado em função do custo do acidente em relação ao custo médio do acidente sem vítimas.

Yu *et al.* (2014) dizem que além dos métodos acima apresentados, têm sido empregados métodos de análise espacial para identificação de trechos críticos. Nesses métodos a via em estudo é tratada como um elemento contínuo e que contém infinitas unidades espaciais. O primeiro passo para sua implementação é a determinação geográfica do acidente, ou seja, sua demarcação na forma de um ponto no espaço. Dessa forma, a condução das análises em ambiente de Sistema de Informações Geográficas (SIG) se tornou frequente na identificação de trechos críticos quanto à quantidade de acidentes, provendo inclusive confirmação visual do acúmulo dos acidentes através de mapas temáticos (VEMULAPALLI *et al.*, 2017).

Yu *et al.* (2014) destacam duas técnicas espaciais para a confirmação de trechos críticos: a autocorrelação espacial local e o estimador de densidade Kernel ou *Kernel Density Estimator* (KDE). A primeira é descrita pelos autores como um índice de avaliação do nível de interdependência espacial entre um acidente e as unidades vizinhas. Já o KDE, segundo Vemulapalli *et al.* (2017), é uma técnica que utiliza a distância entre pontos com a finalidade de criar uma superfície de densidade, se tratando, portanto, de um estimador por interpolação espacial.

Shafabakhsh *et al.* (2017) utilizaram o KDE aliado a métodos de identificação de *clusters* (agrupamentos) para observação de pontos com alto número de acidentes em Mashhad, no Irã. Os autores concluem que os métodos de identificação de *clusters* devem ser usados anteriormente ao uso da técnica KDE. Sendo assim, ocorre a identificação de grupamentos e em seguida a estimativa espacial dos padrões de risco.

Atualmente, sabe-se que os métodos espaciais baseados em áreas não identificam corretamente trechos críticos porque o deslocamento se dá na rede de viária. Dessa forma, foram desenvolvidos métodos como o *Network Density Estimation* (NDE) que é a adaptação do KDE para o sistema de transportes onde se consideram as distâncias na rede (XIE;YAN, 2008).

Outro fato a ser considerado é o uso de ferramentas como a *Spatial Analysis along NETWORKS* (SANET) para os métodos espaciais em rede. O SANET é um pacote que se encontra disponível para *softwares* que trabalham em SIG, realizando a implementação de métodos em rede (OKABE *et al.*, 2006).

2.2 MODELOS DE PREVISÃO DE ACIDENTES

O estudo dos fatores relativos aos acidentes de trânsito tem sido realizado visando o entendimento dos mesmos e buscando formas de calcular a frequência de sua ocorrência (LORD; MANNERING, 2010). Uma vez atingidos esses objetivos, seria possível evitá-los ou intervir nos fatores mais relevantes. Por conta disso, a previsão do número de acidentes é um passo fundamental no processo de gestão de rodovias (BASU; SAHA, 2017).

Nesse contexto, modelos de regressão são desenvolvidos para prever uma variável resposta, no caso da segurança viária o número de acidentes, ao se estabelecer relações entre os mesmos e os principais fatores relativos à sua ocorrência. Para tanto, são utilizadas informações pertinentes ao traçado geométrico da rodovia, dados complementares de infraestrutura e do pavimento, bem como informações sobre o trânsito do local em estudo (AASHTO, 2010).

Várias técnicas de regressão têm sido testadas na modelagem do número de acidentes de rodovias, de forma que se possa aferir suas compatibilidades e qualidades de ajuste. Segundo Maher e Summersgill (1996) os primeiros modelos de previsão de acidentes utilizavam a regressão linear múltipla, assumindo-se que a variável dependente fosse contínua e normalmente distribuída com variância constante. Porém, se inferiu ao longo dos anos que os acidentes são melhor descritos pela técnica de Modelos Lineares Generalizados ou *Generalized Linear Models* (GLM) em inglês.

Além disso, com o desenvolvimento de novos estudos, passou-se a utilizar a distribuição de Poisson, que representa de forma eficiente dados de contagem, para modelagem de dados de acidentes. Notou-se, porém, que modelos que incorporam essa distribuição também possuem suas limitações (LORD; MANNERING, 2010).

Hauer *et al.* (2002) comentam que uma delas é a inconsistência gerada pela sobredispersão do número de acidentes, ou seja, a dispersão observada é maior do que a prescrita pelo modelo padrão adotado. Por isso, passou então a ser adotada a distribuição binomial negativa. A distribuição Binomial Negativa se adequa bem, tanto à sobredispersão de dados, quanto a amostragens onde há grande número de zeros. No caso dos acidentes rodoviários, existe um elevado número de não-observações, ou seja, locais da rede de transporte em que não houve acidente no período observado, por isso, ocorre a grande quantidade de zeros.

Maycock e Hall (1984) foram os primeiros a testar a distribuição Binomial Negativa. Os autores, entretanto, concluem que a dispersão dos parâmetros ainda pode ser incorretamente estimada devido a uma amostragem pequena e a baixos valores de média.

Lord e Mannering (2010) descrevem que, além das distribuições de Poisson e Binomial Negativa, são utilizadas as de Poisson-gamma, Poisson-lognormal, Poisson e Binomial Negativa inflada de zeros, Conway–Maxwell–Poisson, dentre outras.

2.2.1 Modelo de previsão de acidentes do *Highway Safety Manual*

A Parte C do *Highway Safety Manual* (HSM) desenvolvido pela AASHTO (2010) apresenta um modelo de previsão de acidentes desenvolvido para ser calibrado e utilizado em diferentes locais. Seu objetivo é estimar a média da frequência de acidentes para determinado trecho, instalação ou rede rodoviária. Além disso, podem ser usados para prever o número total de acidentes, para dado nível de severidade ou para tipos específicos de acidentes. A metodologia a ser seguida para determinação da frequência média de acidentes é apresentada pela AASHTO (2010) pela sequência apresentada na Figura 1.

O manual apresenta passos detalhados para a calibração e aplicação do modelo para elementos da rede específicos para as quais ele foi previamente desenvolvido. No primeiro passo deve-se identificar o tipo de seção a ser estudada dentre: rodovias rurais de pista simples, rodovias rurais duplicadas, vias arteriais urbanas e suburbanas. Além disso, o modelo deve ser utilizado de forma separada para trechos localizados em interseções ou fora delas.

Do segundo ao quarto passo do método uma base consolidada de informações sobre a rodovia, como o volume diário médio anual (VDMA), e sobre o número de acidentes se faz de fundamental importância para determinação do período a ser estudado e para correta segmentação da rodovia em trechos homogêneos.

Segundo a AASHTO (2010) um segmento ou trecho homogêneo é caracterizado por apresentar geometria e dispositivos de controle de tráfego constantes. Além disso, apresenta tráfego em ambos os sentidos, não sendo interrompido por interseções. Se um trecho se iniciar ou terminar em uma interseção, seu comprimento será considerado até o centro da mesma.

Os passos seguintes dizem respeito à aplicação das equações de cálculo do número de acidentes para cada trecho. Para tanto, utiliza-se uma equação para a previsão da frequência de acidentes denominada *Safety Performance Function* (SPF) aliada a fatores de calibração, os *Crash Modification Factors* (CMF), específicos para cada característica da rodovia, e fatores de calibração regionais chamados de C_x .

Cabe ressaltar que os SPF de cada tipo de rodovia foram desenvolvidos para uma dada condição base, ou seja, medidas e padrões específicos para as características das vias usadas no momento de concepção do modelo. Nessa condição não são necessários ajustes e os CMF são considerados iguais a 1, caso contrário, o próprio manual apresenta os CMFs a serem usados na adaptação do modelo.

Por fim, ocorre o ajuste pelo Método Empírico de Bayes (EB) utilizado para o aumento da confiabilidade do resultado produzido pelo modelo porque toma como base o número de acidentes observado no local (AASHTO, 2010). Ao final, obtém-se o chamado número esperado de acidentes e que pode ser utilizado para diagnósticos dentro da rede rodoviária.

Figura 1 - Esquema do modelo de previsão de acidentes do HSM

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010)

No Brasil o método de previsão de acidentes dado pelo HSM foi testado para interseções urbanas por Cunto *et al.* (2015); para rodovias simples por Silva (2012), Silva (2017) e Motta Júnior (2017); e para rodovias rurais duplicadas por Waihrich (2016). Neste trabalho, o estudo de caso prevê a análise dos acidentes ocorridos em rodovia rural duplicada, por essa razão, a mesma temática apresenta por Waihrich (2016) será discutida na seção 2.2.2.

2.2.2 Modelo de previsão de acidentes do *Highway Safety Manual* para rodovias duplicadas

O HSM define uma rodovia rural de múltiplas faixas, as chamadas rodovias duplicadas no caso brasileiro, como aquela que possui quatro faixas, sendo duas para cada sentido de tráfego. Elas podem ser classificadas por apresentarem separação central ou não. A separação pode ser constituída por um canteiro central elevado ou na forma de depressão com ou sem barreira física ou apenas na forma de uma barreira física (AASHTO, 2010).

Outra consideração que deve ser acrescentada diz respeito às rodovias em que as pistas nos sentidos opostos possuem alinhamentos independentes, e por consequência, características diferentes. Quanto a esse tipo de rodovia, a AASHTO (2010) recomenda que a metodologia de previsão de acidentes seja aplicada separadamente para os dois sentidos, porém, utiliza-se o VDMA combinado de tráfego fazendo-se a média entre os valores previstos de número de acidentes ao final.

A ASSHTO (2010) define também que para aplicação do modelo, as rodovias podem apresentar interseções em desnível, entretanto, essa não pode ser a principal forma de acesso a ela. Isso acontece porque essa característica é inerente às chamadas vias de fluxo livre, não contempladas no manual.

As condições base para aplicação do modelo de previsão de acidentes para rodovias duplicadas e dividas são os trechos com largura de faixa de aproximadamente 3,65 m (12 pés), largura do acostamento direito de aproximadamente 2,44 m (8 pés), largura da divisão central de aproximadamente 9,14 m (30 pés) e que não apresentem iluminação ou radar. São essas condições, aliadas ao fluxo de veículos, que vão guiar também a divisão da rodovia em segmentos homogêneos.

Um trecho homogêneo se inicia ao centro de uma interseção ou a cada vez que uma das seguintes características se alterar: VDMA, largura de faixa, largura do

acostamento direito, largura da divisão central e variação na presença de iluminação ou radar (AASHTO, 2010). O HSM recomenda ainda que não haja trechos menores que 0,1 milhas, aproximadamente 161 metros.

Além disso, o HSM apresenta também tabelas com os devidos valores adotados para as larguras de faixa, de acostamento e de divisão central a serem usadas no momento de divisão dos trechos homogêneos, como pode ser visto nas Tabela 1 a 3.

Tabela 1 – Valores adotados de largura do canteiro central para definição dos trechos homogêneos

Largura do canteiro central (m)	Largura adotada para o canteiro central (m)
0,30 a 4,26	3,05
4,27 a 7,31	6,10
7,32 a 10,36	9,14
10,37 a 13,41	12,19
13,42 a 16,46	17,98
16,47 a 19,50	18,30
19,51 a 22,55	21,34
22,56 a 25,60	24,38
25,61 a 28,65	27,43
28,66 ou superior	30,48

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010)

Tabela 2 – Valores adotados de largura do acostamento para definição dos trechos homogêneos

Largura do acostamento (m)	Largura adotada para o acostamento (m)
0,15 ou inferior	0
0,16 a 0,46	0,30
0,47 a 0,76	0,61
0,77 a 1,07	0,91
1,08 a 1,37	1,22
1,38 a 1,68	1,52
1,69 a 1,98	1,83
1,99 a 2,29	2,13
2,30 ou superior	2,44 ou superior

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010)

Tabela 3 – Valores adotados de largura de faixa para definição dos trechos homogêneos

Largura da medida da faixa (m)	Largura adotada para a faixa (m)
2,80 ou inferior	2,74 ou inferior
2,83 a 2,96	2,89
2,98 a 3,11	3,05
3,14 a 3,26	3,20
3,29 a 3,41	3,35
3,44 a 3,57	3,50
3,59 ou superior	3,66

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010)

Dando prosseguimento à metodologia, após a definição dos trechos homogêneos, o próximo passo é o cálculo do número previsto de acidentes para a condição base em rodovias duplicadas com separação, dado pela eq. (1), a seguir:

$$N_{spf\ rd} = e^{(a+b \cdot \ln(VDMA)+\ln(C))} \quad (1)$$

Onde:

$N_{spf\ rd}$ = número base total de acidentes por ano por trecho;

VDMA = volume diário médio anual (veículos/dia) nos trechos;

C = comprimento do trecho em milhas;

a, b = coeficientes da regressão.

O parâmetro de dispersão do modelo é dado pela eq. (2):

$$k = \frac{1}{e^{(c+\ln(C))}} \quad (2)$$

Onde:

k = parâmetro de sobredispersão associada ao trecho da rodovia;

c = coeficiente da regressão usado para determinar o parâmetro de sobredispersão;

Para determinação do número total de acidentes em rodovias duplicadas com separação central os coeficientes a, b e c recebem, respectivamente, os valores - 9,025, 1,049 e 1,549 (AASHTO, 2010).

De posse do N_{spf} , calcula-se o número previsto de acidentes através da equação comum a todos os tipos de rodovia, conforme a eq. (3):

$$N_{prev} = N_{spf\ x} \cdot (CMF_{1x} \cdot CMF_{2x} \cdot \dots \cdot CMF_{nx}) \cdot C_x \quad (3)$$

Onde:

N_{prev} = frequência média de acidentes para ano específico num local do tipo x ;

$N_{spf x}$ = frequência média de acidentes para condições base do SPF desenvolvido para um local tipo x ;

CMF_{1x} = fator de modificação de acidentes para um local tipo x ;

C_x = fator de calibração regional.

2.2.2.1 *Crash Modification Factors* para Rodovias Duplicadas e Divididas

Além das equações para cada tipo de rodovia, o HSM define um conjunto de CMFs de forma a ajustar o modelo para os trechos que possuem características diferentes quando comparadas às dos trechos base para as quais o mesmo foi desenvolvido. Em se tratando das rodovias duplicadas, a AASHTO (2010) apresenta dez CMFs, sendo cinco para as rodovias divididas e cinco para as não divididas.

Para as rodovias com divisão os CMFs apresentados dizem respeito à largura da faixa de rolamento, largura do acostamento do lado direito da pista, largura da divisão central, presença de iluminação e presença de radar. Os mesmos serão apresentados a seguir:

a) CMF_{1rd} para largura da faixa de rolamento

O primeiro CMF apresentado utiliza a eq. (4) para determinar a influência da largura de faixa de rolamento no número de acidentes. Para tanto, utiliza-se também a proporção de acidentes relacionados à essa característica da via.

$$CMF_{1rd} = (CMF_{RA} - 1) \cdot p_{RA} + 1 \quad (4)$$

Onde:

CMF_{1rd} = fator de modificação de acidentes para o total de acidentes;

CMF_{RA} = fator de modificação de acidentes para acidentes relacionados, como saída de pista, colisão frontal e colisão lateral;

p_{RA} = proporção do número total de acidentes constituída pelos acidentes relacionados. De acordo com a AASHTO (2010), adota-se 0,5 para rodovias duplicadas com divisão central e podem ser atualizadas de acordo com a base de dados.

O CMF_{RA} utilizado na eq. (4) é dado pela Tabela 4.

Tabela 4 - Fator de modificação de acidentes para acidentes relacionados (CMF_{RA})			
Largura da faixa (m)	VDMA (veículos/dia)		
	<400	400 a 2000	>2000
2,74 ou inferior	1,03	$1,03 + 1,38 \cdot 10^{-4} \cdot (VDMA - 400)$	1,25
3,05	1,01	$1,01 + 8,75 \cdot 10^{-5} \cdot (VDMA - 400)$	1,15
3,35	1,01	$1,01 + 1,25 \cdot 10^{-5} \cdot (VDMA - 400)$	1,03
3,66 ou superior	1,00	1,00	1,00

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010)

b) CMF_{2rd} para a largura do acostamento à direita

Apesar de o trecho base conter um acostamento de 2,44 m a AASHTO (2010) define que para larguras maiores que essa deve ser também considerado um valor de 1 para o CMF. Para outras dimensões os valores serão apresentados na Tabela 5. Além disso, os valores oferecidos só se aplicam a acostamentos pavimentados.

Tabela 5 – CMF de acordo com a largura média do acostamento					
Largura média do acostamento (m)	0	0,61	1,22	1,83	2,44 ou mais
CMF_{2rd}	1,18	1,13	1,09	1,04	1,00

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010)

c) CMF_{3rd} para largura da divisão central

Para a medição da largura da divisão central considera-se a distância entre as duas faixas internas das faixas de rolamento em direções opostas, sendo assim, a largura dos acostamentos à esquerda da pista ou retornos também são somadas. A AASHTO (2010) assume que este CMF só pode ser considerado conforme Tabela 6 para trechos sem barreiras entre pistas, caso as mesmas existam o CMF adotado deve ser igual a 1.

Tabela 6 - CMF de acordo com a largura média da divisão central										
Largura da divisão (m)	3,05	6,10	9,14	12,19	15,24	18,29	21,34	24,38	27,43	30,48
CMF_{3rd}	1,04	1,02	1,00	0,99	0,97	0,96	0,96	0,95	0,94	0,94

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010)

d) CMF_{4rd} para a presença de iluminação

A situação base para o CMF referente à iluminação da pista é ausência da mesma, ou seja, trechos sem iluminação terão o CMF_{4rd} igual a 1. Caso contrário, utiliza-se a eq. (5) a seguir:

$$CMF_{4rd} = 1 - [(1 - 0,72 \cdot p_{inr} - 0,83 \cdot p_{pnr}) \cdot p_{nr}] \quad (5)$$

Onde:

CMF_{4rd} = fator de modificação de acidentes para o efeito da iluminação no número total de acidentes;

p_{inr} = proporção do número total de acidentes durante a noite com vítimas ou mortes em segmentos não iluminados;

p_{pnr} = proporção do número total de acidentes durante a noite sem vítimas em segmentos não iluminados;

p_{nr} = proporção de acidentes que ocorre durante a noite em segmentos não iluminados.

Segundo a AASHTO (2010), na ausência de dados para a estimativa de p_{inr} , p_{pnr} e p_{nr} adotam-se os valores 0,323, 0,677 e 0,426, respectivamente.

e) CMF_{5rd} para a presença de radares

Na presença de radar em determinado trecho, o CMF_{5rd} deve ser considerado igual a 0,94. Caso contrário, será adotado o valor de 1 por ser a situação base.

2.2.2.2 Calibração Regional

Na ausência de um fator de calibração pré-definido para o local em estudo, é possível estimá-lo segundo as instruções do próprio manual constante no Apêndice A da Parte C do HSM. Inicialmente, algumas recomendações são apresentadas pela AASHTO (2010) de forma a garantir que a base de dados seja representativa para a calibração. A primeira delas diz respeito à quantidade de trechos utilizados, o mínimo necessário se encontra entre 30 e 50 trechos, selecionados entre o mesmo tipo de elemento e de rodovia, que somem um total de 100 acidentes por ano pelo menos. Além disso, os trechos não podem ser escolhidos em função de alto número de acidentes, mas sim de forma aleatória.

Quanto a quantidade de períodos utilizados, sabendo-se da variação do número de acidentes ao longo do tempo, a recomendação da AASHTO (2010) diz que períodos de calibração superiores a três anos devem ser evitados.

O método de calibração segue os passos iniciais pré-determinados para o cálculo da frequência estimada dos acidentes, conforme a Figura 2.

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010)

Seguindo os passos do modelo, calcula-se o número previsto de acidente, como descrito anteriormente. Entretanto, na eq. (3) deve-se empregar um valor de $C_x = 1$. Em seguida ele deve ser recalculado pela eq. (6):

$$C_x = \frac{\sum N_{obs}}{\sum N_{prev}} \quad (6)$$

Por fim, lembra-se que deve ser obedecida a ordem de cálculo do HSM conforme a Figura 1, de forma que não seja aplicado o Método EB antes do cálculo do C_x .

2.3 ESTIMATIVA DO EFEITO DE INTERVENÇÕES

Segundo Smith e Todd (2005), o efeito de um tratamento ou intervenção é dado pela eq. (7):

$$\Delta = Y(1) - Y(0) \quad (7)$$

Onde:

Δ = efeito do tratamento, a variação no número de acidentes;

$Y(1)$ = resultado após o tratamento, número de acidentes após;

$Y(0)$ = resultado caso não tivesse ocorrido o tratamento, número de acidentes se o tratamento não tivesse ocorrido.

Sendo assim, Caliendo e Kopeinig (2008) afirmam que a principal questão no que se refere ao cálculo do efeito de um tratamento ou intervenção consiste na estimativa do comportamento de um dado elemento, caso o mesmo não tivesse passado pelo tratamento. No caso da segurança viária, pode-se estabelecer da seguinte forma: “Qual seria o número de acidentes em determinado trecho rodoviário se o mesmo não tivesse sofrido intervenção?”

Para responder essa questão, a literatura referente ao estudo dos efeitos de tratamentos ou intervenções se divide entre os estudos observacionais e os experimentais, conforme nomenclatura apresentada pela AASHTO (2010).

Em um estudo experimental, a intervenção é atribuída aleatoriamente entre um grupo de possíveis candidatos que também necessitam da intervenção e, dessa forma, não existe um viés de seleção (HAUER, 1997). Ou seja, a chance de ser escolhido qualquer um dos candidatos é a mesma.

Smith e Todd (2005) explicam que o viés desaparece porque nesse tipo de estudo cria-se um grupo de elementos, chamado grupo de controle, que apresenta as mesmas características observáveis e não observáveis que as do grupo tratado. Sendo assim, as alterações na segurança viária podem ser inteiramente atribuídas ao tratamento em questão ao se comparar, por exemplo, o número total de acidentes antes e após a mesma em ambos os grupos (AASHTO, 2010). Fica assim respondido o questionamento inicial.

Entretanto, para Elvik (2002) quase todos os estudos para avaliação do efeito de medidas de segurança viária se classificam como estudos observacionais, também chamados de não experimental. Estudos observacionais são aqueles em que as intervenções são aplicadas em elementos que não foram escolhidos de forma

aleatória, ou seja, contaram com um estudo prévio para definição de pontos emergenciais quanto à segurança viária (AASHTO, 2010). Esse fato acontece principalmente pela necessidade de investimentos em áreas prioritárias e dificultam a estimativa do que seria o resultado para o elemento tratado sem a intervenção.

Essas dificuldades surgem por conta das chamadas variáveis não observáveis. Variáveis não observáveis afetam o número de acidentes podendo alterar o resultado estimado pelo efeito da intervenção, porém, são consideradas exógenas, por não serem influenciadas pela segurança viária (ELVIK, 2002).

Hauer (1997) elencam como as principais variáveis não observáveis a serem levadas em consideração: o fenômeno de regressão à média, tendências de longo prazo do número de acidentes, mudanças no volume de tráfego de veículo ou qualquer outro evento que tenha acontecido simultaneamente ao tratamento ou intervenção. Para o controle desses fatores, Elvik (2002) indica a estimativa estatística dos efeitos desses fatores ou o uso de um grupo de comparação, que funcionará como um grupo de controle sintético.

Nesse sentido, existe uma gama de estimadores que buscam a avaliação do que seria a resposta do elemento tratado caso não tivesse recebido o tratamento e tentam controlar as variáveis exógenas. Esses estimadores utilizam dados dos elementos tratados, aliados aos dados de elementos não tratados, a fim de criar o chamado *contrafactual* (SMITH; TODD, 2005). Os autores também afirmam que as metodologias de estimadores mais comumente aplicadas são a Antes-Depois, a *Cross-section* e a Diferenças em Diferenças (DD). Apenas os dois primeiros métodos são abordados no HSM, devido a seu emprego comum na segurança viária.

O método antes-depois utiliza dados de antes do tratamento para estimar o resultado esperado depois do mesmo, podendo ser utilizado em associação a grupos de comparação ou ao Método EB. A análise Antes-Depois com uso do Método EB é a mais difundida e pode ser vista em Hauer, Terry e Griffith (1994), Persaud, Retting e Lyon (2004), Persaud e Lyon (2007), Khan, Abdel-Rahim e Williams (2015). Já a análise do tipo *Cross-section* usa dados de um único período, após a intervenção, para o grupo de tratamento e um grupo sem tratamento.

E, por fim, a técnica de diferenças em diferenças trabalha com a diferença média do número de acidentes entre um grupo tratado e um não tratado antes e após a intervenção (SMITH; TODD, 2005). Ainda pouco aplicada a estudos de segurança viária, um exemplo pode ser visto em Li, Graham e Majumdar (2012).

Uma constante entre as técnicas apresentadas é a possibilidade dos já mencionados grupos de comparação, porém, para que os mesmos sejam válidos devem apresentar características semelhantes ao grupo tratado. Dessa forma, segundo descrito por Hauer (1997), ocorre o controle das variáveis não observáveis porque as mesmas irão influenciar da mesma maneira os elementos tratados e não tratados, assim como no estudo experimental.

No que tange aos grupos de comparação usados comumente nas análises antes-depois, as principais informações observadas, e que devem se manter similares ao grupo tratado, são a linha histórica de tendência de acidentes, além dos dados de tráfego e características da via (AHMED; ABDEL-ATY; PARK, 2015).

Entretanto, Persaud e Lyon (2007) comentam da dificuldade de encontrar elementos não tratados e que se assemelhem aos tratados em todos os fatores relativos à segurança viária. Li, Graham e Majumdar (2013) também discutem a criação dos grupos de comparação nos estudos antes-depois e afirmam que a escolha dos elementos desse grupo não é definida de forma clara, se tornando crítica pela necessidade de similaridade.

Para superar tais dificuldades podem ser aplicadas técnicas de pareamento. Essas técnicas utilizam duas hipóteses estatísticas de forma a garantir um grupo de não-tratados que contenha indivíduos com comportamentos semelhantes aos tratados (CALIENDO; KOPEINIG, 2008). Essa técnica evoluiu e atualmente tem-se a aplicação do pareamento baseado no escore de propensão proposto inicialmente por Rosenbaum e Rubin (1983) e discutida em seções posteriores.

Apesar de não ser um método popular na segurança viária, é possível encontrar trabalhos como o de Li, Graham e Majumdar (2013) em que a técnica de pareamento com escore de propensão é aplicada ao estudo do impacto da implementação de radares. Entretanto, a forma mais encontrada de aplicação do pareamento se dá em conjunto a outras técnicas, como a metodologia *Cross-section*. Pelo menos três estudos de segurança viária utilizando essa combinação podem ser citados, sendo eles o de Sasidharan e Donnell (2013), de Sasidharan e Donnell (2014) e de Wood, Donnell e Porter (2015). Por fim, ressalta-se a possibilidade da aplicação conjunta do Método de DD com o pareamento por escore de propensão a fim de controlar as variáveis não-observáveis (PINTO, 2012).

2.3.1 Estudos Antes-Depois

Em se tratando da esfera da segurança viária, as análises antes-depois realizadas com o Método Empírico de Bayes (EB) têm sido usadas como método padrão por mais de 10 anos (KHAN; ABDEL-RAHIM; WILLIAMS, 2015). Entretanto, é preciso compreender o histórico de evolução da metodologia até a apresentação do Método completo por Hauer (1997).

Segundo Ahmed, Abdel-Aty e Park (2015) o método mais simples para comparação do número de acidentes antes e após intervenções para a melhoria da segurança é o “Naive Antes-Depois”. Nesse tipo de estudo, a contagem de acidentes no período antes é usada para se determinar o número de acidentes esperados se o tratamento não fosse aplicado. Entretanto, essa análise ignora alguns fatos como o viés de seleção, descrito anteriormente, e a tendência histórica do número de acidentes. Dessa forma, o Método Naive não consegue distinguir o efeito exato do tratamento e o efeito das variáveis não observáveis (HAUER, 1997).

Em seguida, como alternativa ao Método Naive, surge a utilização do grupo de comparação. A partir do comportamento do grupo de comparação é possível dizer o número esperado de acidentes, como discutido anteriormente, e assim estimar o efeito do tratamento (HAUER, 1991).

Por fim, Hauer (1997) descreve a metodologia empírica de Bayes apresentando uma nova solução para cálculo da efetividade de uma intervenção. Pelo uso da técnica é possível eliminar o efeito das tendências naturais de aumento ou diminuição dos acidentes ou efeitos da regressão à média (BUDDHAVARAPU; SMIT; PROZZI, 2015). Para tanto, emprega-se a combinação de informações de antes e após a intervenção. A forma mais comum de emprego se dá pela criação de um modelo de previsão de acidentes para elementos de referência sem tratamento em conjunto com o número de acidentes observados nos trechos antes do tratamento. Calcula-se então a previsão de acidentes caso não fosse realizada a intervenção e compara-se com o número observado de acidentes (PERSAUD *et al.*, 2009). Essa técnica será explicada em detalhes posteriormente na seção 2.3.1.1.

Apesar do método EB ser amplamente difundido, atualmente também é estudado o emprego do Método Full Bayes (FB) (PERSAUD *et al.*, 2010; AHMED; ABDEL-ATY; PARK, 2015). Persaud *et al.* (2010) afirmam que por um lado a metodologia FB tem aplicação mais difícil, porém, necessita de um grupo de comparação menor e lida

melhor com a incerteza dos dados, dentre outras vantagens. Entretanto, sua complexidade o torna menos utilizado (KHAN; ABDEL-RAHIM; WILLIAMS, 2015).

2.3.1.1 Método Empírico de Bayes

Considerando a eq. (7), $Y(1)$ é o número observado de acidentes após a intervenção. Já o termo $Y(0)$ pode ser dado pelo método empírico de Bayes definido por Hauer (1997). De forma detalhada Persaud e Lyon (2007) explicam que o cálculo de $Y(0)$ deve seguir determinados passos, apresentados a seguir.

Inicialmente calcula-se o número previsto de acidentes para cada ano antes da intervenção através de um modelo de previsão de acidentes desenvolvido para trechos com características semelhantes ao trecho tratado. De posse dessa informação, somam-se os acidentes para todos os anos e esse valor será combinado com o número de acidentes observados nos mesmos trechos.

Hauer *et al.* (2002) descreve a eq. (8) utilizada para a combinação entre o número previsto de acidentes e o número observado:

$$N_{esp} = w \cdot N_{prev} + (1 - w) \cdot N_{obs} \quad (8)$$

Onde:

N_{esp} = número esperado de acidentes para o período em análise;

N_{prev} = número previsto de acidentes para o período em análise;

N_{obs} = número observado de acidentes para o período em análise;

w = fator de ponderação entre 0 e 1.

Hauer *et al.* (2002) explicam que o número esperado de acidentes depende principalmente do peso dado ao número de acidentes previsto no modelo e que a maior vantagem do método é o cálculo desse peso de acordo com a confiabilidade do mesmo. Para que essa confiabilidade seja levada em consideração utiliza-se o parâmetro de sobredispersão do modelo no cálculo do fator de ponderação, conforme a eq. (9) a seguir:

$$w = \frac{1}{1 + (k \cdot N_{prev})} \quad (9)$$

Onde:

k = parâmetro de sobredispersão dado pela eq. (2).

Persaud e Lyon (2007) comentam que a técnica empírica de Bayes, apesar de ser vista por muitos como o método mais aceitável para estudos de efetividade de tratamentos, ainda deixa espaço para discussões. Isso se dá pelo esforço para aquisição de dados e pela demanda de profissionais qualificados para sua execução, devido sua complexidade.

2.3.1.2 Cálculo da Efetividade de uma Intervenção Segundo o *Highway Safety Manual*

O HSM apresenta em sua Parte B uma guia para o emprego do método antes-depois combinado com o Método EB para o cálculo da efetividade de um tratamento que utiliza também o modelo de previsão de acidentes proposto na Parte C do manual.

Segundo o HSM os requisitos necessários para a análise do número de acidentes são: pelo menos 10 a 20 trechos que passaram por intervenções, 3 a 5 anos de dados de acidentes antes da intervenção, 3 a 5 anos de dados de acidentes após a intervenção e que exista um SPF desenvolvido para o tipo de elemento em análise. Entretanto, faz-se a ressalva que podem ser usados períodos de tempo diferentes ou um número menor de trechos tratados, porém, a obtenção de resultados estatisticamente significantes é menos provável.

Inicialmente, recomenda-se que seja definido se a efetividade será analisada levando-se em consideração o número total de acidentes, o número de acidentes a determinado nível de severidade ou pelo tipo do mesmo, e que se desenvolva um modelo de previsão de acidentes ou aplique-se aquele que se encontra na Parte C do HSM.

A AASHTO (2010) recomenda ainda que o período a ser considerado antes da intervenção deve se encerrar no momento do início da intervenção e período posterior após a conclusão da mesma, porém, um intervalo de alguns meses pode ser excluído devido a adaptação do trânsito local. Outro fator a ser levado em consideração é quanto ao número de 12 meses em cada período de avaliação, uma vez que se busca evitar as tendências devido às variações dentro de um ciclo de estações.

Na Figura 3 são apresentadas as etapas para o cálculo da porcentagem efetiva de redução ou aumento dos acidentes conforme proposto pela AASHTO (2010).

Figura 3 - Esquema para aplicação do Método EB pelo HSM

Fonte: Adaptado de AASHTO (2010)

Na primeira etapa de análise é feita a estimativa da frequência esperada de acidentes no período anterior à intervenção. Para tanto, faz-se o cálculo da frequência prevista de acidentes para cada trecho e cada ano do período antes, através do emprego do modelo de previsão de acidentes apresentado nas eq. (1) e (3). Faz-se também o cálculo do parâmetro k de sobredispersão para o modelo pela eq. (2). Em seguida, somam-se todos os anos do período anterior à intervenção para cada trecho.

De posse do parâmetro de sobredispersão, do número previsto de acidentes e do número observado de acidentes, obtém-se o peso de ajuste para cada trecho no período anterior conforme eq. (9). Dessa forma, pelo Método EB, chega-se à frequência esperada de acidentes para cada trecho em todos os anos do período antes da intervenção pela eq. (8).

Em seguida, ocorre a segunda etapa, a estimativa da frequência esperada de acidentes no período posterior à intervenção. Pelo modelo apresentado no HSM obtém-se a frequência prevista de acidentes para cada trecho e cada ano do período posterior, conforme as eq. (1) e (3). Somam-se todos os anos do período depois assim como feito no antes. Dá-se, então, o cálculo do fator de ajuste levando em consideração as diferenças entre o período anterior e posterior, o que deve ser feito pela eq. (10):

$$r_i = \frac{\sum N_{prev,antes}}{\sum N_{prev,depois}} \quad (10)$$

Por fim, a frequência esperada de acidentes na ausência do tratamento para cada trecho, somando-se todos os anos do período depois, é dada pela eq. (11):

$$N_{esp,depois} = N_{esp,antes} \cdot r_i \quad (11)$$

A penúltima fase é constituída pela estimativa da efetividade do tratamento. Essa etapa é realizada pela aplicação de várias equações, apresentadas a seguir.

Primeiro, pela eq. (12), dá-se o cálculo da estimativa da efetividade da segurança em cada trecho em termos de razão entre acidentes observados e esperados:

$$OR_i = \frac{N_{obs,depois}}{N_{esp,depois}} \quad (12)$$

Em seguida, estima-se a efetividade da medida de segurança em cada trecho na forma de porcentagem de mudança de acidentes conforme a eq. (13):

$$SE_i = 100 \times (1 - OR_i) \quad (13)$$

A eq. (14) para cálculo da efetividade geral do tratamento para todos os trechos combinados em termos de razão de desigualdade é dada por:

$$OR' = \frac{\sum_i N_{obs,depois}}{\sum_i N_{esp,depois}} \quad (14)$$

Faz-se então o ajuste do estimador não viesado da efetividade do tratamento conforme a eq. (15):

$$OR = \frac{OR'}{1 + \left(\frac{var(\sum_i N_{esp,depois})}{(\sum_i N_{esp,depois})^2} \right)} \quad (15)$$

Onde:

$$var\left(\sum_i N_{esp,depois}\right) = \sum_i [(r_i^2) \cdot N_{esp,antes} \cdot (1 - w_i)] \quad (16)$$

Da mesma forma obtém-se a efetividade geral não viesada do tratamento, conforme a eq. (17), na forma de porcentagem de mudança de acidentes para todos os trechos:

$$SE = 100 \cdot (1 - OR) \quad (17)$$

A última etapa é constituída pela estimativa da precisão da efetividade do tratamento. Inicialmente, pela eq. (18), faz-se o cálculo da variância da razão de desigualdade da efetividade do tratamento:

$$var(OR) = \frac{(OR')^2 \left[\frac{1}{N_{obs,depois}} + \frac{var(\sum_i N_{esp,depois})}{(\sum_i N_{esp,depois})^2} \right]}{\left[1 + \frac{var(\sum_i N_{esp,depois})}{(\sum_i N_{esp,depois})^2} \right]} \quad (18)$$

Em seguida, o cálculo do desvio padrão da razão de desigualdade pela eq. (19):

$$DP(OR) = \sqrt{var(OR)} \quad (19)$$

E pela eq. (20) o cálculo do desvio padrão da efetividade de segurança não viesada:

$$DP(SE) = 100 \cdot DP(OR) \quad (20)$$

Por fim, ocorre a avaliação da significância estatística da efetividade de segurança estimada, calculada pela eq. (21), conforme os parâmetros apresentados a seguir:

$$\frac{SE}{DP(SE)} = NS \quad (21)$$

Se $|NS| < 1,7$ o efeito do tratamento não é significativo a um intervalo de confiança de 90%; Se $|NS| \geq 1,7$ é significativo a um intervalo de confiança de 90%; Se $|NS| \geq 2,0$ é significativo a um intervalo de confiança de 95%.

2.3.2 Método Diferenças em Diferenças

Assim como o método antes-depois, o método diferenças em diferenças (DD) passou por melhorias ao longo dos estudos em que foi implementado. Entretanto, nesse caso ocorreu a incorporação de novas técnicas ao método já consolidado. Assim como no método antes-depois, é possível criar um grupo de comparação, contudo, a forma mais comum de criação desse método se dá pelo chamado pareamento. A seguir, será apresentada a técnica do pareamento, sua evolução para o pareamento com escore de propensão e, por fim, a incorporação dessas metodologias ao DD.

2.3.2.1 Pareamento

Segundo Caliendo e Kopeinig (2008) o pareamento entre grupos é uma técnica popular utilizada para estimar efeitos de tratamentos diversos. De posse de informações sobre todos os indivíduos é possível construir um grupo de comparação que se assemelhe ao grupo dos indivíduos tratados, de forma que cada indivíduo tratado tenha um par nesse grupo que apresente resultados semelhantes aos que ele teria sem tratamento. Sendo assim, a diferença entre grupos seria constituída pela aplicação ou não do tratamento (PINTO, 2012).

Segundo Pinto (2012) as bases teóricas do pareamento são fundamentadas em duas hipóteses. A primeira delas, conhecida como seleção nos observáveis, ou ignorabilidade, ou ainda não confundimento, é dada pela eq. (22):

$$Y_i(0) \perp T_i | X_i \quad (22)$$

Essa hipótese assume que, dado um vetor das variáveis observáveis X para cada indivíduo, é possível controlar o resultado potencial para a situação caso não houvesse o tratamento. Dessa forma, a variável $Y(0)$ torna-se independente do indivíduo receber o tratamento ou não ($T_i = 1$ para indivíduos tratados e $T_i = 0$ para indivíduos não tratados) ao ser controlada pelo vetor X . Conclui-se que um indivíduo do grupo de comparação ($T_i = 0$) e que possui um vetor de variáveis observáveis semelhante a um indivíduo do grupo de tratamento, é um bom previsor do resultado potencial na ausência de tratamento para o segundo.

A segunda hipótese, chamada de hipótese da sobreposição, é dada pela eq. (23):

$$\Pr[T_i = 1 | X_i] < 1 \quad (23)$$

Se, para estimar o efeito médio do tratamento sobre os tratados via pareamento, cada indivíduo no grupo de tratamento necessita de um par no grupo de comparação com o mesmo vetor de variáveis observáveis, se faz necessário também que a região do vetor X que representa as características dos indivíduos tratados represente igualmente as características dos indivíduos não-tratados (PINTO, 2012). Daí o nome de hipótese da sobreposição.

Ainda segundo Pinto (2012) pela análise da primeira e da segunda hipótese pode-se dizer que o efeito médio do tratamento sobre os tratados para a subpopulação com características observáveis $X = x$ pode ser escrito conforme a eq. (24):

$$\Delta = E[Y_i(1) | T_i = 1, X = x] - E[Y_i(0) | T_i = 1, X = x] \quad (24)$$

Onde:

$E[Y_i(1) | T_i = 1, X = x]$ é a média populacional de Y para os tratados com uma determinada combinação de características X ;

$E[Y_i(0) | T_i = 1, X = x]$ é a média de Y que os tratados com essas características teriam caso não tivessem recebido o tratamento.

É possível estimar a primeira média usando a média amostral dos resultados obtidos pelos indivíduos tratados, porém, o mesmo não ocorre para a segunda parte da equação. No entanto, de acordo com a primeira hipótese pode-se dizer que:

$$\begin{aligned} E[Y_i(0) | T_i = 1, X = x] &= E[Y_i(0) | X = x] = E[Y_i(0) | T_i = 0, X = x] \\ &= E[Y_i | T_i = 0, X = x] \end{aligned}$$

Sendo assim, a média dos resultados do grupo de comparação é igual àquela apresentada pelo grupo tratado caso os mesmos não tivessem sofrido o tratamento, desde que ambos apresentem a mesma combinação de características observáveis no vetor X . Por fim, de acordo com a segunda hipótese e com o apresentado anteriormente, tem-se a eq. (25):

$$\Delta = E[Y_i | T_i = 1, X = x] - E[Y_i | T_i = 0, X = x] \quad (25)$$

Uma descrição detalhada de todas as hipóteses é dada por Pinto (2012).

Caliendo e Kopeinig (2008) atentam para uma das críticas relativas aos métodos de pareamento, que diz respeito às variáveis não observáveis. Uma vez que o vetor X baseia-se apenas nas variáveis observáveis, é possível que existam variáveis não observáveis que afetem tanto o resultado potencial observado quanto a probabilidade de que o indivíduo participe ou não do grupo de tratamento. Esse fato cria um viés não identificável, ou seja, viés de seleção.

2.3.2.2 Pareamento com Escore de Propensão

Segundo Caliendo e Kopeinig (2008) o pareamento com escore de propensão, além de se basear nas hipóteses comuns do pareamento, utiliza uma ponderação dada pelo escore calculado para cada membro de grupo de comparação. O escore de propensão, conforme descrito por Rosenbaum e Rubin (1983), é obtido pela probabilidade de certo indivíduo receber o tratamento, dado o vetor de características observáveis X , e é definido conforme a eq. (26):

$$p(X) = Pr[T = 1|X] \quad (26)$$

Dessa forma, é possível determinar o efeito médio do tratamento sobre os tratados através do pareamento entre indivíduos do grupo de tratamento e do grupo de comparação, observadas as hipóteses apresentadas anteriormente e conhecido o escore de propensão. Conforme a validação constante na eq. (27):

$$Y_i(0) \perp T_i | X_i \Rightarrow Y_i(0) \perp T_i | p(X_i) \quad (27)$$

Para estimativa do escore de propensão é possível o emprego de qualquer modelo de probabilidade padrão (BECKER; ICHINO, 2002). Caliendo e Kopeinig (2008), porém, explicam que os modelos mais utilizados são os probit e logit porque os modelos de probabilidade linear apresentam deficiências principalmente quando a variável resposta possui assimetria de distribuição. Os autores afirmam ainda que ambos os modelos, logit e probit, apresentam resultados semelhantes quando existe apenas um tratamento e estima-se a probabilidade de participação versus não participação no grupo de tratamento.

Para ser aplicado o escore de propensão é preciso utilizar também algoritmos para definição da vizinhança dos indivíduos tratados a ser considerada, bem como a atribuição de pesos a esses vizinhos (CALIENDO; KOPEINIG, 2008).

Dentre os estimadores paramétricos se encontra o método do vizinho mais próximo. Nele, o pareamento é realizado entre os M indivíduos do grupo de comparação com o escore de propensão mais próximo do indivíduo tratado (PINTO, 2012). Becker e Ichino (2002) ressaltam que a deficiência desse método se encontra no fato de que nem todos os vizinhos considerados como próximos realmente têm escore de propensão semelhante ao do elemento tratado. Desse modo, o par não-tratado contribuiria para o cálculo do efeito do tratamento sem realmente se assemelhar ao vizinho não tratado. Os autores apontam que a solução se encontra na adoção de estimadores não-paramétricos: baseados em Kernel ou no polinômio local. Ambos

utilizam quase todos os vizinhos não tratados atribuindo-lhes pesos, em termos de escore de propensão, entre o indivíduo tratado e seus vizinhos não-tratados.

Em relação somente aos baseados em kernel, Caliendo e Kopeinig (2008) explicam que se os pesos usados são determinados por uma função de kernel, simétrica, não negativa e unimodal, então a média coloca maior peso nos indivíduos próximos e menor peso nos mais distantes, em termos do escore de propensão.

Smith e Todd (2005) descrevem o estimador de pareamento baseado em kernel a partir da eq. (28):

$$\hat{Y}(0)_K = \frac{1}{n_{T=1}} \sum_{i \in T=1} \left\{ Y_i - \frac{\sum_{j \in T=0} Y_j G\left(\frac{P_j - P_i}{a_n}\right)}{\sum_{k \in T=0} G\left(\frac{P_k - P_i}{a_n}\right)} \right\} \quad (28)$$

Onde:

$G(\cdot)$ = função de kernel;

a_n = largura de banda.

Assim como o pareamento simples, o pareamento com base no escore de propensão também é sensível à escolha do vetor X de variáveis observáveis, portanto, as variáveis escolhidas devem influenciar tanto na escolha do grupo de tratamento quanto nos resultados potenciais (PINTO, 2012; CALIENDO; KOPEINIG, 2008).

2.3.2.3 Diferenças em Diferenças com pareamento por escore de propensão

O pareamento baseado no escore de propensão quando aliado a outras técnicas de estimativa de efeito do tratamento pode se tornar mais eficiente pela menor sensibilidade às hipóteses do pareamento. Pinto (2012) diz que quando existe uma base de dados em painel, ou seja, quando uma medição é feita várias vezes ao longo do tempo para diferentes indivíduos, o método de diferenças em diferenças se torna uma alternativa em potencial e uma de suas vantagens se dá na incorporação de fatores não observáveis.

Uma vez que são utilizados dados antes e após o tratamento, simultaneamente ao pareamento, a influência dos fatores não observáveis constantes ao longo tempo que afetam tanto a escolha do grupo de tratamento quanto os resultados potenciais pode ser permitida. Sendo assim, essa possível fonte de viés de seleção fica anulada (WELDEGEBRIEL, 2016).

Smith e Todd (2005) especificam que o estimador de diferenças em diferenças (DD) mede o impacto do tratamento pela diferença entre tratados e não-tratados na diferença antes-depois. De uma forma mais palpável, Foguel (2012) diz que o método é baseado numa dupla subtração. Primeiro, faz-se a subtração entre as médias da variável resposta para o grupo de tratamento e o grupo de comparação para o período antes e para o período depois, em seguida, essas diferenças são subtraídas uma da outra.

Para tanto, os resultados gerados utilizam dados pré e pós-tratamento (t_0 e t_1) nas observações tratadas e não tratadas ($T_i = 1$ e $T_i = 0$).

Pinto (2012) explica que o efeito do tratamento é dado pela eq. (29):

$$\Delta = E[Y_{it_1}^1 - Y_{it_0}^1 | T_i = 1, X_i] - E[Y_{it_1}^0 - Y_{it_0}^0 | T_i = 0, X_i] \quad (29)$$

Em que $Y_{it_1}^d$ representa o resultado no tempo t para o indivíduo i quando o seu status de tratamento é d . Porém, para que se calcule corretamente o efeito médio do tratamento, é dada a hipótese expressa pela eq. (30):

$$E[Y_{it_1}^0 - Y_{it_0}^0 | T_i = 1, X_i] = E[Y_{it_1}^0 - Y_{it_0}^0 | T_i = 0, X_i] \quad (30)$$

Enquanto essa hipótese permite flexibilidade quanto a seleção nos observáveis, controlando os fatores não observáveis, torna-se necessária a coleta de dados para pelo menos um período anterior à implantação do tratamento. Cabe ressaltar também que a hipótese da sobreposição apresentada anteriormente ainda precisa ser respeitada (PINTO, 2012).

Por fim, Pinto (2012) descreve a execução da combinação entre o escore de propensão e o método de diferenças em diferenças da seguinte forma: calcula-se o escore de propensão, em seguida aplica-se o algoritmo para seleção dos indivíduos no grupo de comparação a serem usados na comparação; calcula-se, então, a média da diferença entre antes-depois para os indivíduos não tratados selecionados; em seguida, para cada indivíduo tratado calcula-se a diferença entre a diferença de seu resultado entre os períodos antes e depois e a média dos indivíduos não tratados selecionados na sua vizinhança. Sendo assim, o efeito médio do tratamento sobre os tratados é a média das diferenças acima descrita para os tratados.

3 FATORES RELACIONADOS A OCORRÊNCIA DE ACIDENTES

Acidentes de trânsito são eventos complexos e podem ser causados por um fator ou uma combinação de vários fatores. É comum a associação de sua ocorrência ao comportamento dos motoristas, às condições dos veículos e infraestrutura das vias, entretanto, condições ambientais também podem ser incluídas (NOYCE *et al.*, 2005; FLINTSCH *et al.*, 2012).

Quanto ao comportamento dos motoristas, os mesmos podem cometer diversos erros devido a suas limitações físicas, perceptivas e cognitivas. Algumas vezes esses erros não ocasionam acidentes por reações de outros motoristas no sentido de evitar sua ocorrência ou ainda por conta do ambiente da via, projetado de forma a evitar maiores consequências (AASHTO, 2010).

A AASHTO (2010) argumenta também que o entendimento da interação entre motorista e via é fundamental para o planejamento e construção de rodovias que evitem acidentes ou diminuam suas consequências.

Nas próximas seções serão apresentados os principais fatores relacionados a ocorrência dos acidentes e seus efeitos no comportamento dos motoristas. Essas informações são essenciais para o entendimento dos mesmos e formulação de modelos de previsão de acidentes.

3.1 GEOMETRIA DA VIA E VELOCIDADE

Uma forma de lidar com as limitações no processamento humano de informações se verifica pelo planejamento de rodovias e seus entornos, de acordo com as expectativas dos motoristas (AASHTO, 2010). Para tanto, uma operação segura é garantida ao se coordenar a velocidade de projeto com o comportamento real dos motoristas em dado trecho rodoviário (LAMM; PSARIANOS; MAILAENDER, 1999).

Quanto às expectativas do motorista, sabe-se que num curto intervalo de tempo, a maior parte delas diz respeito à manutenção da velocidade ou a mudanças suaves no traçado geométrico. Ao dirigir, por exemplo, em trechos com curvas leves, o motorista espera não encontrar curvas fechadas a seguir, dado que as mesmas ocasionariam redução brusca de velocidade (AASHTO, 2010).

A velocidade de operação de fluxo livre é altamente regida pela geometria da via. Assim sendo, o projeto geométrico horizontal exerce maior parte da comparação

sobre as velocidades dos veículos devido às forças atuantes no mesmo nas curvas (LAMM; PSARIANOS; MAILAENDER, 1999). Variações de traçado impõem variações nos limites de velocidade.

Um projeto geométrico seguro se dá quando as mudanças na velocidade de operação, causadas pelo alinhamento horizontal, correspondem às expectativas dos motoristas. Ao utilizar uma mistura de raios de curvatura seguros, o projetista reduz a probabilidade que o projeto o surpreenda de forma não segura (LAMM; PSARIANOS; MAILAENDER, 1999).

Zegeer *et al.* (1991) resumem as conclusões de seus estudos sobre traçado geométrico dizendo que curvas fechadas tendem a apresentar maior número de acidentes, assim como aquelas que não apresentam espiral de transição ou que possuem deficiência na superelevação.

Estudos apontam que quanto maior o valor do raio da curva, menor a quantidade de acidentes. Para raios menores que 200 metros a quantidade de acidentes dobra com relação a curvas de raios maiores que 400 metros. Uma das combinações mais perigosas de alinhamento se dá pelas tangentes intercaladas entre curvas fechadas, típica de projetos antigos (LAMM; PSARIANOS; MAILAENDER, 1999).

3.2 SINALIZAÇÃO E VISIBILIDADE

Estima-se que 90% das informações que o motorista utiliza é adquirida visualmente. Vários aspectos da visão estão relacionados à essa aquisição de informações. Pode-se citar a acuidade visual, ou seja, a habilidade de ver detalhes à distância; a sensibilidade ao contraste que se dá pela detecção das diferentes luminâncias de um objeto, que é a intensidade luminosa que emana do mesmo, e o fundo atrás dele; a visão periférica que é definida pela capacidade de detectar objetos fora da faixa de visão mais apurada; profundidade do movimento, dada pela estimativa visual da velocidade do veículo que se aproxima pela taxa de mudança de ângulo descrita pela sua trajetória; e por fim, a busca visual, ou seja, a habilidade em reconhecer rapidamente e coletar informações sobre o cenário da via percebendo suas alterações (AASHTO, 2010).

Para Carlson, Park e Andersen (2009) a sinalização horizontal tem um papel importante na segurança e eficiência de uma via, se uniformemente aplicada. Seu objetivo é identificar os bordos da pista durante o dia ou a noite. Para atingir seu

objetivo, deve-se garantir sua visibilidade a fim de permitir que os motoristas adaptem sua condução ao ambiente (AKTAN; SCHNELL, 2004).

3.3 ADERÊNCIA PNEU PAVIMENTO: ATRITO E TEXTURA

Apesar dos acidentes envolverem múltiplas causas, Hall *et al.* (2009) dizem haver uma relação consistente entre esses eventos e as condições superficiais do pavimento, caracterizada pela textura e pelo atrito. A interação pneu/pavimento se dá através da textura e resulta no atrito entre os dois corpos.

O atrito é responsável por manter o veículo na pista, garantindo seu controle e a execução de manobras (HALL *et al.*, 2009). Entretanto, ele depende de muitos fatores, os quais podem ser divididos em três categorias: (i) os relacionados ao pneu, (ii) os relacionados ao pavimento e sua textura e (iii) os relacionados com as interferências no contato entre os dois corpos. Nos tópicos a seguir serão abordados aqueles que dizem respeito à textura superficial do pavimento, enfoque dessa pesquisa.

3.3.1 Textura

A textura de um pavimento é definida como os desvios que tornam a superfície do pavimento não plana (HALL *et al.*, 2009). Sendo assim, assumindo-se que a textura seja aproximada a curvas senoidais, podem ser definidas quatro categorias, de acordo com o comprimento de onda: microtextura, macrotextura, megatextura e irregularidades, conforme ilustrado na Figura 4. Além disso, a textura de um pavimento tem influência sobre as interações pneu/pavimento, incluindo fatores como atrito, ruído, *splash* e *spray*, resistência ao rolamento e desgaste dos pneus (HENRY, 2000). O ruído é caracterizado pelo som emitido tanto no interior do veículo quanto no seu exterior e os fenômenos de *splash* e *spray* são decorrentes dos respingos de água e da pulverização da mesma que um veículo causa em outro, respectivamente, em situações de pista molhada.

Figura 4 - Influência dos comprimentos de onda de textura na interação pneu/pavimento

Fonte: Adaptado de Flintsch *et al.* (2012)

Os níveis de textura superficial que afetam o atrito são o de microtextura, que consiste em comprimentos de onda de 1 μ m a 0,5 mm, e macrotextura, caracterizada por comprimentos de onda entre 0,5 mm e 50 mm.

De acordo com Hall *et al.* (2009) vários fatores podem influenciar a textura superficial do pavimento. Por exemplo, o tamanho máximo e o espaçamento dos agregados de um concreto asfáltico, são capazes de determinar os picos correspondentes à macrotextura. Por sua vez, o tipo de agregado, influencia diretamente em sua durabilidade, angularidade e fatores de forma, o que se relacionam tanto com a microtextura, a nível de superfície do agregado, quanto com a macrotextura, a nível de formato do agregado.

Segundo Bernucci *et al.* (2008) quanto ao padrão de distribuição granulométrica dos agregados, a mistura pode ser descrita como: bem graduada, aberta, uniforme ou descontínua. Onde: a bem graduada apresenta distribuição granulométrica contínua, incluindo a presença de finos; a aberta proporciona distribuição granulométrica contínua, porém com pouca presença de finos; a uniforme possui distribuição de tamanhos de agregados estabelecida em uma faixa estreita de valores; e a descontínua se caracteriza por uma descontinuidade na fração dos agregados intermediários, sendo dotada de grande porcentagem de agregados graúdos e de finos.

Quanto mais bem graduada a mistura mais “fechada” se torna a macrotextura superficial do pavimento, ou seja, menores os picos dos agregados. Texturas fechadas não são recomendadas pela Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) (1999) pela facilidade de acúmulo de lâmina d’água sobre a pista, mesmo em chuvas de baixa intensidade, dificultando a drenagem superficial, criando risco de

hidroplanagem, que é a perda total do contato entre pneu e pavimento devido à película de água que se encontra entre os dois. Já as misturas com diâmetros maiores de agregados graúdos e com maior presença dos mesmos tendem a proporcionar uma macrotextura mais apropriadas (APS, 2006).

Uma das soluções que pode ser estudada para aumento da macrotextura é o emprego de uma distribuição granulométrica descontínua. Com estas misturas asfálticas objetiva-se, tornar o esqueleto mineral mais resistente à deformação permanente através de um maior contato entre os agregados graúdos. As misturas do tipo *gap-graded*, se enquadram na classificação descontínua e resultam em uma macrotextura, em geral, aberta ou rugosa, mas não em teor de vazios elevado (BERNUCCI *et al.* 2008). Kogbara *et al.* (2016) explicam que o *gap-graded* geralmente apresenta macrotextura que excede 1 mm, ou seja, melhor que aquelas apresentadas em misturas densas bem-graduadas. Esse fato explica a melhor drenagem superficial oferecida por esse tipo de mistura descontínua.

Entretanto, outros fatores relativos à mistura asfáltica também podem interferir no comportamento do atrito, como: a viscosidade do ligante empregado e a porcentagem de volumes de vazios.

A viscosidade do ligante se relaciona com a espessura de filme asfáltico que recobre os agregados, fazendo que, logo após a construção, os agregados superficiais estejam recobertos pelo ligante, alterando a microtextura e o atrito nesta fase inicial. O atrito é então alterado quando o ligante é removido dos agregados superficiais na área de contato com os pneus dos veículos.

O uso de asfaltos de baixa viscosidade em temperaturas elevadas do pavimento em operação, sobretudo no verão, onde a temperatura da superfície dos pavimentos asfálticos pode exceder 60 °C, pode levar a um fechamento da textura superficial, reduzindo a macrotextura que havia sido obtida logo após a obra. Outro fator relevante é o erro na dosagem de mistura asfáltica, empregando mais ligante asfáltico que o necessário à sua estabilidade, diminuindo a quantidade de vazios com ar e aumentando a probabilidade de exsudação do ligante, que se acumula na superfície dos pavimentos, tornando a macrotextura fechada ou mesmo lisa.

Hall *et al.* (2009) estabelecem também que o volume de vazios está intrinsecamente ligado a uma melhor drenagem superficial do pavimento, o que conseqüentemente aumenta seu atrito. Ou seja, o emprego de misturas asfálticas com maior volume de vazios faz com que a macrotextura fique mais aberta, podendo inclusive ser

permeável (permite a entrada de água). No entanto, o emprego de misturas asfálticas com elevado volume de vazios a torna menos resistente e menos durável.

3.3.2 Atrito

A resistência à derrapagem oferecida por um pavimento é resultado do atrito gerado no contato entre o pneu e a superfície do pavimento (NOYCE *et al.*, 2005); portanto, o atrito é a força que resiste ao movimento relativo entre esses dois corpos. Moore (1980) o define também como um mecanismo de dissipação de energia que resulta na degradação e desgaste de ambas as superfícies (do pneu e do pavimento), destacando duas componentes principais no atrito entre estes dois corpos: adesão e histerese, representadas na Figura 5.

Fonte: Adaptado de Hall *et al.* (2009)

A adesão é resultado de ligações moleculares entre o pneu e o pavimento, já a histerese é resultado da perda de energia devido à deformação da borracha do pneu. Essa deformação se dá pela energia potencial armazenada no pneu e, a partir do relaxamento do mesmo, parte da energia será recuperada e parte se dissipará na forma de calor (FLINTSCH *et al.*, 2012). Hall *et al.* (2009) dizem que a histerese e a adesão dependem da superfície do pavimento e das propriedades do pneu.

A adesão é garantida pela microtextura que interage com a borracha do pneu, numa escala molecular (FLINTSCH *et al.*, 2012). Já a macrotextura gera histerese, garantindo a deformação do pneu.

Se ambas, microtextura e macrotextura, são mantidas em níveis considerados bons, mantém-se também uma boa resistência à derrapagem (HENRY, 2000). Sendo assim, Hall *et al.* (2009) dizem que a determinação do atrito de projeto de um pavimento consiste na otimização da escolha da combinação entre macro e microtextura da superfície do pavimento. Dessa forma, garantem-se bons níveis de atrito, reduzindo a ocorrência de acidentes.

Uma das maneiras de fazê-lo se dá pela escolha dos agregados empregados na mistura asfáltica. Diringer e Barros (1990) explicam a relação entre tráfego, textura superficial do pavimento e as características dos agregados empregados quanto ao polimento. Para os autores, uma vez que o tráfego causa abrasão da superfície do pavimento, os agregados são expostos e polidos. Essa abrasão se dá pela presença de agentes abrasivos, como detritos finos, no contato entre o pavimento e a carga dos pneus (KHASAWNEH, 2016).

Khasawneh (2016) explica o mecanismo do polimento, diferenciando-o do mecanismo de desgaste da superfície. Enquanto que no primeiro ocorre a perda das asperezas da superfície do agregado, ou seja, a microtextura, no segundo perdem-se as irregularidades da superfície do pavimento, a macrotextura. O autor elucida ainda que ambos envolvem processos similares de abrasão variando somente a taxa de material perdido.

Corley-Lay (1998), partindo das premissas acima discutidas descrevem o ciclo de variação da resistência à derrapagem de um pavimento ao longo do tempo. É esperado que algum tempo após sua execução a mistura asfáltica apresente uma resistência à derrapagem máxima, dado que o ligante asfáltico sofrerá abrasão pelos pneus e a microtextura do agregado ficará exposta (MASAD *et al.*, 2009). A partir de então, em decorrência do tipo de mistura empregada, dos agregados escolhidos, do ambiente da estrada e do volume de tráfego, a resistência à derrapagem tende a diminuir. Por fim, ao se atingir um patamar de desgaste final, a única variação observada é aquela entre o verão e o inverno, mais especificamente pelas épocas chuvosas do ano (ANDERSON *et al.*, 1986).

Do, Kane e Cerezo (2013) comentam que de maneira geral acredita-se que no período seco do ano os agentes abrasivos aumentam o polimento da superfície da mistura

asfáltica por estarem constantemente sobre a mesma. Já no período chuvoso, a água causa a limpeza da superfície criando uma recuperação da microtextura ou aumentando as reações químicas entre pneu e pavimento.

3.4 CONDIÇÕES CLIMÁTICAS

Adversidades climáticas podem gerar várias alterações no ambiente em que a via se encontra, gerando situações de insegurança. Yu *et al.* (2015) estudaram a correlação entre alterações climáticas e o número de acidentes. Além de comprovar a alta influência das condições do clima na incidência de acidentes, os autores também definem que projetos geométricos deveriam ser guiados por dados históricos meteorológicos, além dos dados topográficos.

Para Lamm, Psarianos e Mailaender (1999), as condições climáticas deveriam resultar em mudanças na velocidade de operação das rodovias por conta da redução da visibilidade e uma possível alteração das condições superficiais do pavimento.

Nesse sentido, os piores cenários climatológicos são aqueles que resultam em situações de pavimento molhado, com a presença de chuva, neve, garoa, dentre outros.

3.4.1 Pista Molhada

A operação de rodovias durante períodos de pista molhada é crítica porque neles se altera a interação entre os motoristas e a via em comparação com as condições apresentadas em pista seca.

Deficiências nos projetos geométrico, de drenagem e do pavimento podem afetar a incidência dos acidentes, principalmente em curvas do alinhamento horizontal ou seções com superelevação inadequada (LAMM; PSARIANOS; MAILAENDER, 1999). Esses problemas causam o acúmulo de água sobre o pavimento, formando um filme e potencializando o efeito geral do pavimento molhado que é a redução da resistência à derrapagem além de causar outros efeitos desagradáveis como o spray, ou borramento d'água, que podem interferir na visibilidade.

A sinalização horizontal, por exemplo, é influenciada pela película de água que se forma sobre o pavimento. Durante períodos de chuva, por mais que a luz incida sobre o pavimento e marcas de sinalização, o filme de água cria uma reflexão especular,

impedindo a retrorreflexão. Aktan e Schnell (2004), dizem que têm sido estudadas tecnologias que permitam que a sinalização mantenha sua função mesmo em condições de pista molhada.

A resistência à derrapagem é uma característica do pavimento e uma função das propriedades superficiais do mesmo, porém pode ser modificada pela presença de elementos denominados contaminantes, ou seja, que modifiquem o contato entre o pneu e o pavimento como a água (HENRY, 1986).

A Figura 6 mostra o mecanismo de expulsão da água no contato pneu/pavimento. Na zona 1, a água é expulsa pela macrotextura da superfície do pavimento, e na zona 2 a ação se dá na microtextura. Já na zona 3 o pneu entra em contato com a superfície seca do pavimento e a partir daí surgem a adesão e a histerese (FLINTSCH *et al.*, 2012).

Fonte: Adaptado de Flintsch *et al.* (2012)

A macrotextura provê a drenagem da superfície do pavimento, dispersando o filme de água entre o mesmo e os pneus dos veículos, o que pode ocasionar hidroplanagens. A função da microtextura é penetrar nas finas camadas de água, criando o contato entre pneu/pavimento. Para Flintsch *et al.* (2012) a microtextura se apresenta mais importante a baixas velocidades, apesar de ser necessária em qualquer velocidade, enquanto que, a macrotextura é fundamental em situações de pista molhada a altas velocidades.

4 MEDIÇÕES DE ATRITO E TEXTURA

Medições de atrito e textura são úteis para a caracterização da superfície de um pavimento, identificando trechos inseguros e que necessitem ser restaurados. A seguir são apresentados os principais métodos para aferir essas propriedades.

4.1 TEXTURA

Wambold *et al.* (1995) dividem os métodos para obtenção da medição de macrotextura em três: os volumétricos, os perfilômetros e os drenômetros. Entretanto, atualmente têm sido estudados os métodos de estéreo fotometria, por meio dos quais objetiva-se obter valores de macrotextura. Serão expostas a seguir apenas as técnicas empregadas neste trabalho, sendo elas, volumetria, perfilômetro laser e estéreo fotometria.

4.1.1 Volumétricos

Os métodos volumétricos consistem no espalhamento de um volume conhecido de material sobre uma superfície de forma que se meça a área de espalhamento do mesmo, obtendo-se por meio de cálculos a altura de material espalhado (WAMBOLD *et al.*, 1995). Este ensaio, utilizando areia ou material similar na fração areia, somente pode ser aplicado corretamente em revestimentos densos, de maneira que não se perca material nos vazios internos da camada asfáltica durante o teste.

De acordo com a ASTM E965 - 15 (2015), assim como descrito por Wambold *et al.* (1995), o ensaio de Mancha de Areia consiste na aplicação de um volume conhecido de material numa superfície limpa e seca a ser avaliada. Em seguida, mede-se a área circular coberta, por meio de medição de seu diâmetro. Atualmente, utilizam-se esferas de vidro, as mesmas utilizadas para sinalização horizontal, passantes na peneira de abertura 0,25 mm e que fiquem retidas na peneira de abertura de 0,18 mm. O volume recomendado de material é de 25.000 mm³ e deve ser espalhado com o auxílio de um pistão circular com base de borracha, de forma que a geometria final sobre o pavimento seja de um círculo, como demonstrado na Figura 7.

Figura 7 - Mancha de esferas de vidro dispostas sobre o corpo de prova

Fonte: Autora (2018)

O diâmetro do círculo deve ser aferido no mínimo quatro vezes, em diferentes posições (0°, 45°, 90° e 135°), a fim de que se obtenha uma média e a área do mesmo. A altura de material espalhado é semelhante à da macrotextura da superfície do pavimento também conhecido como *Mean Texture Depth* (MTD). Sendo assim, o ensaio é muito influenciado pelas características do agregado empregado na mistura asfáltica, como a forma, o tamanho e a distribuição dos mesmos.

De posse dessas informações, calcula-se o MTD por:

$$MTD = \frac{4V}{\pi D^2} \quad (1)$$

Onde:

MTD = altura média da macrotextura (mm);

V = volume das esferas de vidro (mm³);

D = média do diâmetro da área coberta pelas esferas de vidro (mm).

Outra consideração importante é a relacionada aos valores apropriados de MTD para as superfícies dos pavimentos. A Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv, 1999) estabelece que o padrão ideal se encontra entre 0,6 e 1,2 mm e sua classificação é apresentada na Tabela 7.

Tabela 7 - Classes de Macrotextura

Classe de macrotextura	Altura média de mancha de areia
Muito fina ou muito fechada	$MTD \leq 0,20$
Fina ou fechada	$0,20 < MTD \leq 0,40$
Média	$0,40 < MTD \leq 0,80$
Grosseira ou aberta	$0,80 < MTD \leq 1,20$
Muito grosseira ou muito aberta	$MTD > 1,20$

Fonte: ABPv (1999)

Além de ser de fácil aplicação a técnica apresenta boa repetibilidade (APS, 2006). Além disso, a ASTM E965 - 15 (2015) considera o ensaio adequado aos fins de pesquisa e de medição em campo, servindo como ferramenta para caracterização de pavimentos.

Se utilizado em conjunto com outros métodos, como o do Pêndulo Britânico, pode servir também como base para a obtenção dos valores de resistência à derrapagem da superfície, desde que seja garantida a realização de todos os ensaios no mesmo local.

4.1.2 Perfilômetro laser

O perfilômetro a laser, segundo Wambold *et al.* (1995), é o tipo mais utilizado para a obtenção do *Mean Profile Depth* (MPD). Por ser um equipamento que não requer contato com a superfície em estudo, pode ser acoplado a veículos que se deslocam sobre a via colhendo as medições simultaneamente. Ele atua projetando um feixe de raios laser sobre o pavimento e sensores, localizados numa barra presa no veículo, são responsáveis por captar a altura dos pontos atingidos pelos raios (APS, 2006).

Segundo a ASTM E1845 – 15 (2015), o MPD pode ser usado para o cálculo do MTD através de transformações lineares, sendo utilizado então como um indicativo da macrotextura do pavimento.

Para a realização do experimento, a ASTM E1845 – 15 (2015) descreve uma série de requisitos para padronização do perfil e das técnicas de ensaio. Uma ilustração do procedimento de cálculo do MPD é apresentada na Figura 8.

Figura 8 - Cálculo do *Mean Profile Depth*

Fonte: Adaptado de ASTM E1845 – 15 (2015).

A obtenção do MPD é dada pela seguinte sequência:

- O perfil do pavimento é dividido em segmentos de 100 mm;
- Então é calculada uma linha média de base que deve ser subtraída dos valores do segmento, produzindo um segmento com média zero;
- Os segmentos são divididos, novamente, em duas partes de 50 mm cada e é determinada a altura máxima do perfil em relação a linha de base para as duas partes;
- Calcula-se a média aritmética entre os dois valores máximos de altura;
- Por fim, o MPD é a média dos valores calculados para cada segmento.

A eq. (31), usada para correlacionar os valores de MPD aos de MTD, utiliza o conceito de *Estimated Texture Depth* (ETD), uma vez que, representa uma estimativa do MTD. A equação é dada por:

$$\text{ETD} = 0,2 + 0,8 \cdot \text{MPD} \quad (31)$$

Onde:

MPD = profundidade média do perfil (mm);

ETD = altura média estimada da macrotextura (mm).

4.1.3 Estéreo Fotometria

Dentre as várias formas de se aferir a textura de um pavimento, as técnicas que utilizam imagens têm sido muito estudadas. Dentre elas encontra-se a estéreo fotometria. Essa técnica consiste em obter fotografias sequenciais de uma superfície, variando-se a angulação da luz incidente sobre ela enquanto se mantém a mesma vista (WOODHAM, 1980). O objetivo final do método é reconstruir computacionalmente a superfície do pavimento numa representação tridimensional (3D), de forma que se obtenha parâmetros descritivos. Seu funcionamento é representado na Figura 9.

Fonte: Adaptado de Alamdarlo e Hesami (2018)

O Laboratório de Tecnologia de Pavimentação do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo desenvolveu um equipamento de estéreo fotometria sob o número de registro BR102013013198-9 denominado *Pavement Texture Analyzer* (PTA).

Esse dispositivo conta com quatro lâmpadas, com defasagem angular de 90° , presas a uma caixa preta e de material antirreflexo, não permitindo a entrada de luz exterior, como poder ser visto na Figura 10.

Figura 10 - Equipamento de PTA

Fonte: Kuchiishi *et al.* (2014)

Cada lâmpada é acesa sequencialmente e então obtida a fotografia do corpo de prova, que deve estar dentro da caixa ou abaixo da mesma, como nos casos em que as fotografias são adquiridas em campo. Uma foto retirada com o equipamento pode ser vista na Figura 11. Um software é utilizado para processamento das imagens obtidas.

Figura 11 - Imagem do corpo de prova obtida no equipamento de PTA

Fonte: Autora (2018)

Os resultados obtidos no processamento das imagens provenientes da PTA são relativos à distribuição dos agregados na superfície da placa fotografada em laboratório. Esses parâmetros são denominados *skewness* (assimetria) e *kurtosis* (curtose) e se relacionam com a ideia de que a altura dos agregados na superfície segue uma distribuição normal conforme apresenta Vieira (2014).

Segundo Kuchiishi *et al.* (2014) os valores de *skewness* (assimetria) estão relacionados a uma assimetria nessa distribuição. Ou seja, de positivos, os valores

indicam que há predominância de picos na textura e a mesma é designada como textura positiva, enquanto que valores negativos, representam predominância de vales e uma textura definida como negativa (VIEIRA; SANDBERG, 2018). Já os valores de *kurtosis* (curtose) dizem respeito ao quão pronunciada é essa superfície. Uma curtose igual a três demonstra que o pico da função é igual ao da distribuição normal, uma curtose menor do que três indica um pico de função achatado; uma curtose maior do que três, afinado (KUCHIISHI *et al.*, 2014). A Figura 12 resume os tópicos acima discutidos.

Figura 12 - Superfície do pavimento em função da assimetria e curtose

Fonte: Kuchiishi *et al.* (2014)

Vieira (2014) realizou a análise de superfície de pavimentos asfálticos empregando a estéreo fotometria em conjunto com outros ensaios de superfície. A conclusão que o autor chegou é que os parâmetros de *skewness* e *kurtosis* precisam ser analisados em conjunto. Enquanto que o primeiro consegue afirmar definitivamente se a textura é positiva ou negativa, o comportamento quanto ao atrito oferecido é confirmado pela análise da curtose. Nos ensaios realizados por ele, quanto maior o valor do parâmetro *kurtosis*, maior o valor obtido nos ensaios de Pêndulo Britânico.

4.2 ATRITO

Medições do atrito pneu pavimento são usadas para avaliar a segurança do pavimento e para prever a performance dos veículos. Entretanto, o meio de medição para as duas finalidades difere (HENRY, 1986).

Em se tratando dos estudos relativos ao papel do pavimento na segurança viária, as medições dos valores de resistência à derrapagem são fundamentais. Elas

estabelecem o efeito da rugosidade da superfície do pavimento ao medir o atrito em certas condições restritas (LAMM; PSARIANOS; MAILAENDER, 1999).

Aps (2006) separa os equipamentos de medição de atrito em quatro grupos: os estáticos, os de roda oblíqua, os de roda bloqueada e os de roda parcialmente bloqueada.

Neste trabalho, serão apresentadas as técnicas de medições estáticas, por meio da metodologia do Pêndulo Britânico e medições com equipamento de roda parcialmente bloqueada, através do *Grip Tester*.

4.2.1 Pêndulo Britânico

De acordo com a ASTM E303 - 98 (2018) o ensaio do Pêndulo Britânico fornece valores das propriedades de atrito de uma superfície, sendo influenciado pelas microtexturas da mesma. É um método aplicável tanto em campo quanto em laboratório.

O equipamento utilizado consiste num pêndulo equipado com uma borracha padrão na extremidade, como pode ser visto na Figura 13, e o mesmo deve ser posicionado de forma que essa borracha apenas deslize sobre a superfície, evitando um contato prolongado.

Figura 13 - Pêndulo Britânico

Fonte: Vieira (2014)

Primeiramente, fazem-se os ajustes necessários e o pêndulo é elevado a posição de travamento, posição esta representada na Figura 13. Ao ser solto, o pêndulo se move por gravidade, girando em torno da fixação, e toca a superfície por meio da borracha

de sua sapata, perdendo energia pelo atrito desta com a superfície do pavimento, e continua do lado oposto seu movimento, empurrando o ponteiro de medição até que o pendulo chegue a sua posição máxima no quadrante oposto. Lê-se na escala do ponteiro o valor do *British Pendulum Number* (BPN), também denominado valor de resistência à derrapagem (VRD). Quanto maior o atrito entre as superfícies da sapata de borracha e do pavimento, mais retardado o movimento e maior o número aferido de BPN (ASTM E303 – 98, 2018), ou seja, maior o atrito.

Segundo a ABPv (1999), os valores de VRD recomendáveis devem se encontrar iguais ou maiores que 47, a fim de que a microtextura seja definida como medianamente rugosa, rugosa ou muito rugosa, conforme apresentado na Tabela 8.

Tabela 8 - Classes de Microtextura

Classe de microtextura	Valor de resistência à derrapagem
Perigosa	$VRD < 25$
Muito lisa	$25 \leq VRD \leq 31$
Lisa	$32 \leq VRD \leq 39$
Insuficientemente rugosa	$40 \leq VRD \leq 46$
Medianamente rugosa	$47 \leq VRD \leq 54$
Rugosa	$55 \leq VRD \leq 75$
Muito rugosa	$VRD > 75$

Fonte: ABPv (1999)

4.2.2 Grip Tester

O *Grip Tester* é um equipamento que realiza medições a uma velocidade aproximadamente constante, e próxima a 60 km/h. Durante as medições, é aspergida água sobre o pavimento de forma a criar uma película de água de 1,0 mm (FREITAS; PEREIRA, 2008). O equipamento afere o coeficiente de atrito longitudinal entre o pavimento e um pneu normalizado liso, montado em uma roda parcialmente bloqueada que se localiza em um trailer rebocado por um veículo, como poder ser observado na Figura 14.

Figura 14 - *Grip Tester*

Fonte: Road Runner (2017)

O trailer é projetado de forma a garantir uma taxa de deslizamento fixa de 14,5% para a roda de teste, ou seja, mais lentamente que as outras duas rodas do equipamento, criando uma força de frenagem. Essa força de frenagem é medida no eixo da roda, gerando o denominado *Grip Number* (GN) (CHOU *et al.*, 2017).

4.3 INTERNATIONAL FRICTION INDEX

Observando-se a teoria, seria esperado uma correlação direta entre a textura e a previsão de parâmetros relativos à interação pneu/pavimento, como a resistência à derrapagem. Entretanto, na prática isso não acontece frequentemente, pela dificuldade de caracterização da microtextura (HENRY, 2000). Além disso, tanto as medições de textura de uma superfície de pavimento, quanto as medições de atrito podem ser realizadas por diversos equipamentos.

A fim de que seja possível comparar os resultados obtidos por diferentes métodos foi elaborado em 1995 o *International Friction Index* (IFI), proposto pelo *Permanent International Association of Road Congress* (PIARC).

O índice foi desenvolvido a partir de estudos realizados em trechos rodoviários na Europa, resultando em equações capazes de harmonizar os resultados obtidos por vários equipamentos (WAMBOLD *et al.*, 1995). Cada equipamento tabelado no experimento possui constantes específicas, determinadas pelo experimento da PIARC. Atualmente, o procedimento para estimativa do IFI também é encontrado na ASTM E1960 – 07 (2015).

Para o cálculo do valor de harmonização das medidas de textura utiliza-se o parâmetro Sp , como apresentado na eq. (32).

$$S_p = a + b \cdot T_x \quad (32)$$

Onde:

S_p = coeficiente de velocidade;

a e b = constantes dadas em função do equipamento utilizado para medição da macrotextura;

T_x = textura aferida pelo equipamento.

Para os valores de atrito é usada a equação do FR_{60} apresentada na eq. (33).

$$FR_{60} = FRS \cdot e^{\frac{S-60}{S_p}} \quad (33)$$

Onde:

FR_{60} = valor do atrito do equipamento convertido à velocidade de 60 km/h;

FRS = valor de atrito medido à velocidade de deslizamento S ;

S = velocidade de deslizamento do equipamento em km/h.

Por fim, ambos os valores são incorporados na fórmula do F_{60} , chamado de IFI e apresentado na eq. (34).

$$IFI = F_{60} = A + B \cdot FR_{60} + C \cdot T_x \quad (34)$$

Onde:

F_{60} = valor de atrito harmonizado para velocidade de 60 km/h;

A , B e C = constantes de calibração de acordo com os equipamentos utilizados.

Aps (2006) definiu limiares de classificação dos valores de IFI, conforme apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 - Classificação segundo o F60		
Classificação	Faixa de F60	
Péssimo	$\leq 0,05$	
Muito Ruim	0,06	0,08
Ruim	0,09	0,11
Regular	0,12	0,14
Bom	0,15	0,21
Muito Bom	0,22	0,35
Ótimo	$> 0,35$	

Fonte: Aps (2006).

5 MATERIAIS E MÉTODOS

No presente capítulo serão expostas as etapas seguidas para que se atinja que os objetivos propostos pela pesquisa fossem atingidos. Dado que o trabalho decorre de um estudo de caso com trechos experimentais, serão expostas as três frentes de trabalho: (i) campo, (ii) laboratório e (iii) avaliação da efetividade da intervenção, como mostrado na Figura 15. Nas duas primeiras etapas, o objetivo foi avaliar a intervenção asfáltica empregada em campo e em laboratório quanto à sua textura superficial, enquanto que na última fase analisou-se o efeito dessa intervenção na redução do número de acidentes.

Figura 15 - Esquema das Etapas de Pesquisa

Fonte: Autora (2018)

5.1 RODOVIA EM ESTUDO

A BR-116 se enquadra na categoria de rodovia de tráfego muito pesado do sistema de transportes brasileiro, visto que cruza longitudinalmente o país abrangendo um total de 4.566,5 km (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT, 2017).

O trecho da BR-116 denominado de Rodovia Régis Bittencourt é o enfoque desta Dissertação de Mestrado, e caracteriza-se pela região de serra em que está inserido, com muitas curvas fechadas, aclives e declives. A Rodovia Régis Bittencourt interliga as cidades de São Paulo e Curitiba, passando por 19 municípios nos Estados de São

Paulo e Paraná, e com extensão total de 402,6 km, segundo a Concessionária Autopista Régis Bittencourt (2017), que detém sua concessão desde o ano de 2008. A localização da rodovia Régis Bittencourt pode ser visualizada na Figura 16 (a) e (b).

Figura 16 - Localização da Rodovia Régis Bittencourt

Fonte: Autora (2019)

A fim de que fossem caracterizados os locais em que ocorrem os acidentes, uma vasta série de dados foi coletada e disponibilizada pela Concessionária Autopista Régis Bittencourt – ARTERIS, dentre os quais ressaltam-se:

- (i) Volume Diário Médio (VDM) de veículos na rodovia entre os anos de 2008 e 2018;
- (ii) Dados da restituição do vôo realizado na área da Rodovia Régis Bittencourt em 2008, em formato raster e vetorial;
- (iii) Dados sobre a quantidade de faixas e a velocidade permitida ao longo de toda a extensão da rodovia;
- (iv) Dados de largura das faixas, largura do acostamento e largura do canteiro central da rodovia; e

(v) Dados sobre a presença de iluminação, radar e praças de pedágio.

Além dessas informações, foram necessários dados pluviométricos advindos do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET):

(vi) Dados pluviométricos da estação automática da Barra do Turvo.

Quanto aos dados pluviométricos procurou-se a estação que mais se aproximasse da região de interesse de estudo. Portanto, optou-se pelo uso de dados da estação da Barra do Turvo localizada na própria rodovia, conforme mostra a Figura 17. Os dados pluviométricos desta estação para os anos de 2014 a 2018 estão apresentados no Anexo A.

Figura 17 - Estação automática da Barra do Turvo

Fonte: Autora (2019)

5.2 DADOS DE ACIDENTES

Para caracterização dos acidentes a Concessionária Autopista Régis Bittencourt forneceu periodicamente planilhas, compiladas a partir de agosto de 2008, contendo os dados coletados. Para cada acidente, foram inseridos na planilha os seguintes dados observados pelo agente responsável da concessionária:

- (i) Data;
- (ii) Horário;
- (iii) Descrição da ocorrência: acidente com vítima ou com danos materiais;
- (iv) Tipo de acidente: capotamento, saída de pista, tombamento, colisão traseira, choque, dentre outros;
- (v) Causa provável;
- (vi) Localização: em quilômetros e metros.
- (vii) Localização: em latitude e longitude.
- (viii) Posição do acidente na via: acostamento, canteiro central, pista principal, dentre outros;
- (ix) Número de veículos envolvidos;
- (x) Vítimas por tipo de lesão: ileso, moderada, grave e fatal;
- (xi) Presença de animais na pista;
- (xii) Perfil da pista: em nível, aclive ou declive;
- (xiii) Traçado da pista: curva acentuada, curva suave ou tangente;
- (xiv) Condições climáticas no momento do acidente;
- (xv) Condições da pista no momento do acidente: seca ou molhada;
- (xvi) Visibilidade no momento do acidente: boa ou ruim; e
- (xvii) Presença de sinalização horizontal e vertical.

5.2.1 Determinação dos trechos críticos em relação ao número de acidentes

A determinação dos trechos críticos no sentido Norte da Rodovia Régis Bittencourt ocorreu em 2015, anteriormente a essa pesquisa. Para que se procedesse o estudo, foram utilizados dados de registros de acidentes entre agosto de 2008 e outubro de 2015, contabilizando 5.530 acidentes. Uma análise estatística descritiva é apresentada na Figura 18, com destaque para as composições potencialmente mais perigosas no que refere à ocorrência de acidentes na rodovia estudada.

Figura 18 - Taxa de acidentes por 100 mil veículos x condição, traçado e perfil da pista x localização (km) da Rodovia - Sentido Norte.

Fonte: Relatório de Acompanhamento III (2016)

Nesse período o número de acidentes com pista molhada totalizava 60,3% do total de acidentes registrados no sentido Norte. Destacam-se os trechos com curvas acentuadas com perfis em declive ou active como os mais perigosos onde ocorreram cerca de 40,1% dos acidentes.

Embasado na análise anterior, os quilômetros: 513; 514; 515; 517; 518; 544; 545; 550; 551; 564; 567; 568 foram definidos como Críticos - Alto e os quilômetros 269; 270; 271; 272; 273; 274; 275; 282; 307; 316; 357; 362; 509; 511; 512; 516; 546; 547; 555; 561; 562 como Críticos - Médio. Na Figura 19, apresenta-se a distribuição dos acidentes ao longo da Rodovia por nível de criticidade.

Figura 19 - Número de acidentes na Rodovia Régis Bittencourt entre 2008 e 2015 - Sentido Norte

Fonte: Relatório de Acompanhamento III (2016)

De posse dessas informações e dos dados referentes à restituição das imagens adquiridas de vôo realizado em 2008 sobre a rodovia, iniciou-se a aplicação da ferramenta SANET, para análise espacial de densidade Kernel em rede.

O resultado obtido com essa análise, para a pista Norte da Rodovia Régis Bittencourt é apresentado na Figura 20, em uma visão tridimensional da via, onde os trechos críticos quanto à ocorrência de acidentes estão representados em vermelho, e correspondem à Serra do Cafezal e à Barra do Turvo.

Uma vez que a Serra do Cafezal passava por duplicação e intervenções para melhorias realizadas pela Concessionária Autopista Régis Bittencourt - ARTERIS, a análise se concentrou na região da Barra do Turvo, já duplicada, com pista Sul e Norte com duas a três faixas por sentido, situada na divisa entre os estados de São Paulo e Paraná.

Figura 20 - Análise espacial – Estimador de Densidade Kernel em rede – SANET

Fonte: Relatório de Acompanhamento III (2016)

5.3 TRECHOS EXPERIMENTAIS

Depois do estudo dos trechos críticos quanto ao número de acidentes, foi realizada inspeção visual dos mesmos e assim escolhidos dentre eles os trechos experimentais

como sendo os que apresentavam o maior número de acidentes e viabilidade técnica para implementação da intervenção, sem aleatorização:

a) Trecho Experimental 1

Compreendido entre os km 518 e km 517 + 530 (abrangendo 470 m), conforme Figura 21.

Figura 21 - Esquema do Trecho Experimental 1

Fonte: Autora (2018)

Com traçado geométrico caracterizado por curva à direita, com raio de aproximadamente 410 m, o Trecho Experimental 1 pode ser visto na Figura 22. Não há presença de equipamento de radar ou iluminação e a velocidade operacional é de 80 km/h.

Figura 22 - Trecho Experimental 1

Fonte: Google Earth Pro (2018)

b) Trecho Experimental 2

Compreendido entre os km 545 + 370 a km 544 + 720 (abrangendo 650 m), conforme Figura 23.

Figura 23 - Esquema do Trecho Experimental 2

Fonte: Autora (2018)

O segundo Trecho Experimental se encontra na sequência de curvas à direita, intercaladas por um pequeno trecho de tangente, uma de raio de aproximadamente 300 m e outra de 120 m, como pode ser visto na Figura 24. Percebe-se também que a continuação do traçado se dá por uma curva reversa. Como no outro trecho, não há equipamento de radar ou iluminação, e apresenta velocidade operacional menor, de 60 km/h.

Figura 24 - Trecho Experimental 2

Fonte: Google Earth Pro (2018)

Ambos os trechos se encontram em regiões de serra, e por isso, apresentam traçados separados e diferentes para os sentidos Norte e Sul do tráfego, como pode ser visto nas Figura 22 e 24. Ressalta-se também que, por se tratar do trecho Norte da Rodovia Régis Bittencourt o enfoque desta dissertação, os valores de quilometragem da mesma são decrescentes no sentido do tráfego.

5.3.2 Execução dos trechos experimentais

A fim de se adequar a textura superficial do pavimento, aumentando a macrotextura e garantindo uma boa drenagem superficial, um novo projeto de mistura asfáltica foi definido para a camada de revestimento, empregando granulometria de faixa descontínua e dosagem realizada pela Concessionária Autopista Régis Bittencourt. Para tanto, adotou-se uma mistura do tipo *gap-graded* diâmetro máximo nominal de 9,5 mm conforme a Figura 25.

Figura 25 - Distribuição granulométrica da mistura empregada nos trechos experimentais

Fonte: Autopista Régis Bittencourt (2016)

Os parâmetros de dosagem da mistura asfáltica dimensionada pela Concessionária Autopista Régis Bittencourt, são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Parâmetros de dosagem

Parâmetro	Valores
Teor de Ligante (%)	5,5
Massa Específica Aparente (g/cm ³)	2,397
Massa Específica Máxima (g/cm ³)	2,523
Volume de vazios (%)	5
Vazios do Agregado Mineral (%)	16,1
Vazios Cheios de Asfalto (%)	68,9
Resistência à Tração Indireta a 25°C (MPa)	2,0
Porcentagem de grãos com Relação > 1:3	14

Fonte: Concessionária Autopista Régis Bittencourt (2016)

O teor ótimo de ligante foi adotado como sendo 5,5% e o volume de vazios igual 5%. Outra observação quanto ao projeto é que o ligante asfáltico empregado na mistura foi modificado por polímero elastomérico (estireno-butadieno-estireno) enquadrado, segundo a Agência Nacional de Petróleo e o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, como o tipo 60/85-E.

Inicialmente, no segundo trecho experimental foi adotada a mistura *gap-graded* a quente com camada de 40 mm. Enquanto que no primeiro trecho experimental uma técnica a frio foi utilizada: micro revestimento a frio com camada espessa de 25 mm, ambos com a mesma granulometria. Entretanto, a cura no primeiro trecho foi extremamente demorada pela falta de sol e temperaturas baixas ocorridas em junho/julho de 2016, levando a emulsão modificada por polímero a não curar inteiramente. Optou-se, então, pela fresagem da camada de micro revestimento a frio, a fim de que fossem evitados problemas operacionais. Por não haver tempo hábil para estudo de uma nova solução foi empregada a mesma mistura do Trecho Experimental 2, ou seja, *gap-graded* usinado a quente.

Dessa forma, foram realizadas em junho e julho de 2016, na pista sentido Norte da Rodovia Régis Bittencourt as intervenções com a solução asfáltica *gap-graded*. Na Figura 26 é apresentado o Trecho Experimental 1 sendo executado (km 518 a km 517 + 530 – liberado ao tráfego em 26/06/2016) e na Figura 27 o Trecho Experimental 2 (km 545+370 a km 544+720 – liberado ao tráfego em 12/07/2016).

Figura 26 - Execução do Trecho Experimental 1

Fonte: Concessionária Autopista Régis Bittencourt (2016)

Figura 27 - Execução do Trecho Experimental 2

Fonte: Concessionária Autopista Régis Bittencourt (2016)

Na Figura 28 pode-se observar a textura da mistura asfáltica aplicada em campo.

Figura 28 - Mistura asfáltica após a execução

Fonte: Concessionária Autopista Régis Bittencourt (2016)

Entretanto, por falhas construtivas na pintura de ligação por parte da empreiteira encarregada de execução das obras a faixa 2 do Trecho Experimental 2 precisou ser reexecutada. Em decorrência dessa falha, houve escorregamento da mistura asfáltica, como pode ser visto na Figura 29. Sendo assim, após a fresagem e reaplicação do revestimento asfáltico, a faixa foi liberada ao tráfego novamente em 11/04/2017.

Figura 29 - Faixa 2 do Trecho Experimental 2 após o escorregamento da mistura asfáltica

Fonte: Concessionária Autopista Régis Bittencourt (2016)

5.3.3 Ensaios de Campo

Foram realizadas quatro medições de *grip number* (GN) e MPD em campo. Para tanto foram utilizados o *Grip Tester* e o perfilômetro a laser, descritos anteriormente. A Tabela 11 apresenta as datas e quilômetros abrangidos nas medições.

Tabela 11 - Data e local das medições de atrito e textura

Medição	01	02	03	04
km	555 a 545	518 a 512 e 562 a 543	520 a 516 e 547 a 543	520 a 516 e 547 a 543
Intervalo de aferição	20 m	10 m	10 m	10 m
Data	10/2015	12/2016	12/2017	06/2018

Fonte: Autora (2018)

A primeira medição ocorreu antes da intervenção, realizada em meados de 2016. Sendo assim, na data de coleta dos primeiros dados de atrito e textura não eram certos os detalhes de posicionamento dos trechos experimentais e não foram colhidos dados da superfície nos locais exatos dos Trechos Experimentais 1 e 2 da pista no sentido Norte da rodovia antes da intervenção. Foram realizados levantamentos em trechos específicos por se tratar de ensaios de elevado custo. Os locais foram definidos por informações coletadas pelos pesquisadores junto à concessionária e registros de acidentes. Além disso, os dados na medição 02 da faixa 2 do Trecho

Experimental 2, que foi refeita e liberada em 11/04/2017, foram aferidos antes da pista ser recomposta após o escorregamento da mistura asfáltica.

O processamento desses dados consistiu na criação de tabelas comparativas e no emprego do índice IFI para posterior comparação com os dados obtidos em laboratório. Sendo assim, foram utilizadas as eq. (32) a (34) e demais procedimentos da ASTM E1960 – 07.

5.3.4 Ensaios de Laboratório

Durante a execução do Trecho Experimental 2 na pista Norte (do quilômetro 545,370 ao quilômetro 544,720) foram coletados aproximadamente 70 kg de material asfáltico para a realização de ensaios no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP) da Escola Politécnica da USP (EPUSP). Uma amostra do material armazenado é apresentada na Figura 30.

Figura 30 - Amostra de mistura asfáltica

Fonte: Autora (2017)

Pereira *et al.* (2012) afirmam que os resultados de laboratório para superfícies de pavimentos tendem a apresentar texturas mais abertas que as encontradas em campo, entretanto, os mesmos são usados afim de confirmar as características esperadas para a mistura do tipo *gap-graded* adotada como solução no pavimento em questão.

Para caracterização em laboratório da mistura asfáltica advinda do trecho experimental, a primeira etapa foi definida como sendo a obtenção da massa específica aparente e massa específica máxima medida da mistura asfáltica. Para tanto, foram realizados ensaios de acordo com a ASTM D-2726 e a ASTM D-2041, respectivamente.

Em seguida, o material foi reaquecido e preparado em laboratório para confecção de placas com dimensões 18 cm x 50 cm e 5 cm de profundidade, contabilizando 4500 cm³. Inicialmente, a mistura foi aquecida a 145 °C, conforme mostra a Figura 31.

Figura 31 - Temperatura de compactação

Fonte: Autora (2017)

Para a compactação da primeira placa foi utilizada a mesa compactadora desenvolvida pelo *Laboratoire Central des Ponts Chaussess* (LCPC) que utiliza um pneu liso, como pode ser visto na Figura 32. Esse equipamento permite a escolha de vários parâmetros como a carga do eixo e o número de passadas.

Figura 32 - Exemplo de preparação das placas de mistura asfáltica

Fonte: Autora (2017)

Para caracterização da superfície da mistura asfáltica, a placa foi submetida aos ensaios de mancha de areia, Pêndulo Britânico e PTA. Entretanto, buscando-se a análise do efeito do tráfego na textura dos pavimentos esses ensaios foram realizados de forma cíclica e intercalada ao uso simulador de tráfego. Esse equipamento consiste em um pneu que se desloca sobre a placa de mistura asfáltica criando assim a passagem de uma carga à uma frequência de 1Hz, conforme apresentado na Figura 33. Usualmente, são aplicados ciclos de passagem de carga de 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos acumulados.

Figura 33 - Corpo de prova sendo aferido no equipamento de simulação de tráfego – LTP/EPUSP.

Fonte: Autora (2017)

Foram realizadas três etapas de ensaios, a primeira delas aconteceu com a placa antes do uso do equipamento de simulação de tráfego e as outras duas aconteceram após os 3.000 e 30.000 ciclos do equipamento.

O ensaio de mancha de areia, conforme apresentado na seção 4.1.1, seguiu a norma ASTM E965 - 15 (2015) e foi feito em três pontos da placa: centro, lado esquerdo e lado direito. O de Pêndulo Britânico, normatizado na ASTM E303 - 98 (2018), era feito apenas no centro. Por fim, o uso da PTA também aferiu apenas o centro da placa. Porém, percebeu-se que o tipo de compactação empregado na primeira placa não apresentava resultados conclusivos devido à falta de proximidade com os valores aferidos em campo.

Pereira *et al.* (2012) utilizaram um ciclo de ensaios semelhante e obtiveram medições sem padrões observáveis. Os autores sugeriram que isso acontece porque não houve vibração no momento da compactação. Além disso, a passagem do pneu do simulador

causa descolamento de ligante dos agregados, expondo-os e apresentando um ganho falso de textura.

Como solução, foi desenvolvido no LTP um novo procedimento de compactação em que se alia a compactação por pneu com a compactação vibratória. O equipamento usado para promover a vibração é apresentado na Figura 34.

Figura 34 - Equipamento de compactação vibratória - LTP/EPUSP

Fonte: Autora (2017)

Foram, então, confeccionadas duas novas placas de 4500 cm³ com a nova forma de compactação, em que o início se dava pelo pneu da mesa compactadora e a finalização acontecia com o uso do equipamento vibratório. O procedimento para caracterização da superfície se deu pelos mesmos ensaios que na primeira placa, porém, algumas alterações foram incorporadas.

A primeira delas foi a quantidade de etapas de realização dos ensaios. Foi acrescentada uma etapa aos 10.000 ciclos acumulados, permanecendo a ordem dos ensaios de textura inalterada.

A segunda alteração, é relativa ao número de repetições do ensaio de mancha de areia. Enquanto que na primeira placa o ensaio era repetido três vezes a cada ciclo, dessa vez ele foi feito três vezes apenas na placa não deformada e uma vez de forma central nos outros ciclos. O abaulamento criado pela deformação da placa dificulta a execução do ensaio fora do centro da placa.

A última alteração diz respeito ao acréscimo do cálculo do afundamento em trilha de roda (ATR), também realizado por meio do uso do simulador de tráfego, na temperatura de 60°C (EN 12697-22, 2003). A placa é aquecida e a carga aplicada, sendo realizadas leituras em termos de ATR nos seguintes números de ciclos: 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000.

Por fim, foram calculados os valores de IFI para os resultados em laboratório. Foram utilizadas as eq. (32) a (34) e os procedimentos da norma ASTM E1960 – 07 (2015). Dessa forma, na Figura 35 são apresentados nos esquemas de ensaio das três placas.

Fonte: Autora (2018)

5.4 METODOLOGIA DO HSM PARA CÁLCULO DA EFETIVIDADE DA INTERVENÇÃO

Como apresentado na Figura 1 anteriormente, a definição dos limites da rodovia e o enquadramento da mesma nos tipos pré-estabelecidos pelo HSM constituem a primeira etapa do método. Sendo assim, definiu-se que a via em questão é uma via

duplicada, com separação central e que apresenta alinhamentos diferentes para os sentidos opostos de fluxo. Conforme estabelecido pelo referido manual, apresentado na seção 2.2.1, em situações como essa, a metodologia pode ser aplicada de forma separada para cada sentido de tráfego.

Num primeiro momento, optou-se pela utilização dos dados de acidentes após o ano de 2012, uma vez que, a partir desse ano foram tomadas medidas relativas à segurança viária, dificultando a utilização de anos anteriores e que não apresentavam essas medidas.

Quanto ao VDMA, para fins de facilitação do controle de dados, foi convencionado que os trechos utilizados na metodologia deveriam se enquadrar dentro do trecho homogêneo da praça de pedágio 5, compreendida entre os quilômetros 498 e 569 da rodovia.

Além disso, apesar da recomendação do HSM para que caso a metodologia esteja sendo aplicada em apenas um sentido da rodovia seja utilizado o volume total da rodovia e depois seja feita a média de acidentes, somente o VDMA do sentido Norte foi considerado.

Isso se dá porque o enfoque da pesquisa engloba a determinação do número de acidentes apenas no sentido Norte, ademais, esse lado representa em média 50% do fluxo total da via. Essa decisão também foi tomada por Massaro *et al.* (2018) que calibraram o modelo de previsão de acidentes para a Rodovia Régis Bittencourt em seu sentido sul.

As etapas subsequentes serão apresentadas em três subseções diferentes. A primeira diz respeito à identificação dos trechos homogêneos, a segunda quanto à forma de calibração do modelo e a terceira à aplicação propriamente dita do método empírico de Bayes para determinação da efetividade da intervenção.

5.4.1 Identificação dos Trechos Homogêneos

A metodologia proposta pelo HSM necessita da determinação de trechos homogêneos para aplicação do modelo determinado pelo manual, conforme apresentado na seção 2.2.1. Para fins de comparação, nesse estudo os mesmos trechos determinados para essa metodologia serão empregados no método diferenças em diferenças.

Como dito anteriormente, a rodovia em estudo se caracteriza como via duplicada, dividida centralmente e com alinhamentos diferentes para os dois sentidos de tráfego,

portanto, algumas observações deveriam ser feitas quanto à obtenção da segmentação da mesma. Inicialmente, era previsto pela metodologia da AASHTO (2010), que um novo trecho homogêneo fosse iniciado ao centro de uma interseção ou a cada vez que uma das seguintes características se alterar: VDMA, largura de faixa, largura do acostamento direito, largura da divisão central e variação na presença de iluminação ou equipamento de radar. O HSM recomenda ainda que não haja trechos menores que 0,1 milhas, aproximadamente 0,161 quilômetros.

Entretanto, como apresentado no capítulo de determinação dos trechos críticos, fica evidente a influência do traçado geométrico no número de acidentes. Dessa forma, utilizando base de dados em “dwg” (“drawing” - extensão de arquivos de desenho em 2D e 3D nativa do software AutoDesk/AutoCAD) referente ao eixo da pista, disponibilizado pela concessionária, foram determinados os raios das curvas do alinhamento horizontal da rodovia. Diante da possibilidade de utilização dos raios de curva, eles foram usados para segmentação da rodovia no seu sentido Norte.

Todos os dados necessários para a realização da divisão dos trechos homogêneos foram obtidos a partir do material fornecido pela Concessionária Autopista Régis Bittencourt e discutido ao início desta seção.

Ressalta-se que os dois trechos que sofreram intervenção também passaram por caracterização, de forma que, cada um deles se adequasse como um trecho homogêneo. Nesses dois outros trechos homogêneos, advindos dos trechos experimentais, foi aplicado o modelo de previsão de acidentes seguido do Método EB para cálculo da efetividade do tratamento.

5.4.2 Calibração do Modelo

Para efetiva utilização do modelo, se fez necessária a calibração do mesmo para o local em estudo. Como especificado no começo desta seção, nesta etapa foram utilizados os dados dos quilômetros próximos à praça de pedágio 5, que abrangem o trecho entre os quilômetros 498 e 569 da pista Norte da Rodovia Régis Bittencourt. Entretanto, dentre estes quilômetros foram selecionados apenas aqueles que possuíam os traçados geométricos das pistas Norte e sul com alinhamentos diferentes e independentes (vide Figura 22 e 24).

As exigências de no mínimo 30 a 50 trechos, selecionados entre o mesmo tipo de elemento e de rodovia, que somem um total de pelo menos 100 acidentes por ano foi atendida.

Porém, seguindo a recomendação da AASHTO (2010) que diz que períodos de calibração superiores a três anos devem ser evitados, foram descartados os dados do ano de 2012 e apenas os anos de 2013 a 2015 foram utilizados na calibração.

A calibração se deu conforme o esquema apresentado na Figura 2, página 34, e para a aplicação do modelo foi necessária a definição dos *CMF*. Neste ponto algumas considerações foram feitas.

a) CMF_{1rd} para largura da faixa de rolamento

Os dados de largura da faixa de rolamento foram disponibilizados, pela concessionária, com valor de 3,60 metros, constate para toda a rodovia. Dessa forma, se fez necessário o uso do Google Earth Pro para checagem dessas medidas. Entretanto, percebeu-se que a variação na largura das faixas era pequena, podendo ser adotado o valor fornecido para toda a extensão do trecho analisado e, portanto, pelas Tabela 3 e 4, um *CMF* igual a um.

b) CMF_{2rd} para a largura do acostamento à direita

Os dados de largura do acostamento também foram disponibilizados pela concessionária, sendo 3,00 metros para toda a rodovia. Pelo uso do Google Earth Pro para efetivação da conferência das larguras, percebeu-se que o mesmo se encontrava sempre mais largo que 2,44 m, ou seja, sempre na condição base (o que indica *CMF* igual a um). Dessa forma, não houve necessidade de alterações na base de dados.

c) CMF_{3rd} para largura da divisão central

Apesar de saber-se da variabilidade da divisão central de uma rodovia, o único valor fornecido pela concessionária foi de 10 metros. Porém, como toda a extensão utilizada para calibração do modelo se encontrava em alinhamentos diferentes, foi considerado que não havia a possibilidade de veículos cruzarem o canteiro central, ou seja, como se a divisão central se impusesse como uma barreira física. Dessa forma, o *CMF* adotado foi igual a um.

d) CMF_{4rd} para a presença de iluminação

A partir de retográficos apresentados pela concessionária foi possível determinar de forma binária (presença ou não) de dispositivos de iluminação. Dessa forma, os valores da proporção do número total de acidentes durante a noite com vítimas ou mortes em segmentos não iluminados (p_{inr}), proporção do número total de acidentes durante a noite sem vítimas em segmentos não iluminados (p_{pnr}) e proporção de acidentes que ocorre durante a noite em segmentos não iluminados (p_{nr}) foram calculados a partir da base de dados da rodovia. Considerou-se que o período para ocorrência de acidentes noturnos, sem iluminação, se dá entre as 18:00 e 6:00 horas. Os valores obtidos foram, 0,26, p_{inr} , 0,74 para o p_{pnr} e 0,38 para o p_{nr} de forma que o CMF_{4rd} calculado foi de 0,93 para os locais iluminados.

e) CMF_{5rd} para a presença de radares

Os dados sobre a localização equipamentos de radar também foram fornecidos pela concessionária, e introduzidos na base de dados de forma binária (presença ou não), sendo o CMF de 0,94 para os pontos que apresentavam e 1,00 para os pontos que não apresentavam radar. Ressalta-se que não foram consideradas áreas de influência para a presença do radar, sendo definida apenas a presença ou não do mesmo em cada um dos trechos homogêneos.

5.4.3 Método Empírico de Bayes para o Estudo Antes-Depois

O cálculo da efetividade de um tratamento feito a partir do Método Empírico de Bayes segue várias etapas, conforme a Figura 3, página 41, e eq. (10) a (21) apresentadas na seção 2.3.1.2 deste trabalho.

Segundo o HSM para uma maior probabilidade de obtenção de resultados estaticamente significantes, se faz necessário um número de pelo menos 10 a 20 trechos que passaram por intervenções, 3 a 5 anos de dados de acidentes antes da intervenção, 3 a 5 anos de dados de acidentes após a intervenção e que exista um SPF desenvolvido para o tipo de elemento em análise.

Entretanto, a rodovia em estudo apresenta apenas 2 trechos tratados e 2 anos de dados de acidentes após a intervenção. Todavia, optou-se pela tentativa de aplicação do método mesmo com tais barreiras a fim de se observar se os resultados obtidos seriam estatisticamente significantes ou não.

Inicialmente, esperava-se que fosse definida a efetividade do tratamento não só em termos de acidentes totais, mas também pela divisão entre acidentes em pista seca e em pista molhada. Porém, o HSM apresenta modelos para o número total de acidentes, o número de acidentes a determinado nível de severidade ou pelo tipo do mesmo, sem a definição de outras características do momento do evento. Sendo assim, optou-se por analisar apenas o número total de acidentes.

A última consideração diz respeito aos períodos de 12 meses utilizados nas análises. O HSM recomenda que sejam eliminados os meses em que a intervenção foi implementada, bem como, os meses necessários para adaptação dos condutores, se necessário. Para o momento anterior à intervenção foram utilizados três períodos e para o posterior dois períodos, eliminando-se os meses de junho e julho de 2016 em que os trechos foram executados, de forma que cada um dos períodos abrangesse os meses apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Períodos de 12 meses utilizados

Período	Antes da intervenção de junho/julho de 2016			Após a intervenção	
	01	02	03	04	05
Anos	2013/2014	2014/2015	2015/2016	2016/2017	2017/2018
Meses	Junho/Maio	Junho/Maio	Junho/Maio	Agosto/Julho	Agosto/Julho

Fonte: Autora (2018)

Dessa forma, todos os períodos abrangeram 12 meses buscando-se evitar as tendências devido às variações dentro de um ciclo anual de estações.

5.5 METODOLOGIA DIFERENÇAS EM DIFERENÇAS PARA CÁLCULO DA EFETIVIDADE DA INTERVENÇÃO

Para a aplicação do método DD viu-se a necessidade da aplicação conjunta do pareamento por escore de propensão, devido à dificuldade de encontrar seções de rodovia que tivessem exatamente as mesmas características dos trechos que sofreram intervenção.

A primeira etapa, então, se deu pela determinação do vetor de características observáveis. A fim de criar o vetor de características observáveis para a metodologia DD semelhante às características levadas em consideração na determinação na

metodologia do HSM, os indivíduos utilizados foram os mesmos trechos homogêneos definidos na seção 5.4.1.

Sendo assim, as informações de cada trecho utilizadas no momento do pareamento foram: VDMA, largura de faixa, largura do acostamento direito, largura da divisão central, presença de iluminação ou radar, raio da curva e velocidade operacional. Entretanto, somente os valores de raio e velocidade se mostraram significativos para o pareamento.

Por ser uma metodologia em painel, que também necessita de dados de acidentes por períodos antes e após a intervenção, foram adotados os mesmos períodos utilizados no Método EB, conforme Tabela 12. Nessa fase, optou-se pela criação de três cenários: acidentes totais, acidentes em pista seca e em pista molhada.

Para cada um dos cenários foi criada uma base de dados que apresentava o número do trecho, seu vetor de características observáveis para cada período em estudo além do número de acidentes para o mesmo período.

De posse dessas informações, foi utilizado um software para realização do pareamento por escore de propensão utilizando uma função probit acrescida de um estimador não paramétrico baseado em kernel.

Dessa forma, as etapas executadas para o cálculo da efetividade do tratamento eram: determinação do escore de propensão, pareamento por escore de propensão e aplicação do Método DD.

O Método DD retornou sete valores calculados para cada cenário. Esses valores são a média de acidentes, por período, dos trechos pareados antes da intervenção; a média de acidentes, por período, dos trechos tratados antes da intervenção; a diferença entre as médias antes da intervenção. A média de acidentes, por período, dos trechos pareados após a intervenção; a média de acidentes, por período, dos trechos tratados após a intervenção; a diferença entre as médias após a intervenção. E, por fim, a diferença entre as médias antes e após a intervenção.

Esse último valor é adotado como o efeito da intervenção empregada e foi calculado para acidentes totais, em pista molhada e pista seca separadamente.

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 MONITORAMENTO DOS DADOS DE ACIDENTES

Os dados de acidentes começaram a ser compilados em agosto de 2008, entretanto, nesta seção serão apresentados os dados a partir de janeiro de 2009 devido a inconsistências, como a falta de dados ou incorreta descrição dos mesmos, encontradas nas primeiras informações coletadas.

A Tabela 13 mostra o número total de acidentes registrados por ano, desde 2009 até dezembro de 2018 para toda a extensão da pista no sentido Norte da rodovia Régis Bittencourt. Dos 22572 acidentes ocorridos no total, 68% tiveram somente danos materiais, 30% tiveram vítimas e 2% tiveram vítimas fatais.

Tabela 13 – Número de acidentes por ano na Rodovia Régis Bittencourt sentido Norte

Ano	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018
Número de Acidentes	2471	2589	2548	2453	2126	2118	2053	1806	1922	2486
Taxa de acidentes (acidentes por milhões de veículos x km)	-	0,28	0,27	0,25	0,21	0,21	0,21	0,19	0,16	0,25

Fonte: Autora (2018)

Pela Tabela 13 vê-se que apesar do ano de 2016 apresentar o menor número de acidentes, a menor taxa aconteceu no ano de 2017 por conta de um aumento no volume de veículos desse ano.

Como a presente pesquisa tem enfoque nos acidentes em pista molhada, nos gráficos das Figuras 36 à 38, os mesmos serão apresentados separadamente dos ocorridos em pista seca. Nos anos de 2014 a 2018 a média de dias chuvosos representa 48% dos dias do ano de acordo com os dados do INMET (2019). Isso demonstra que mesmo havendo no geral menos dias chuvosos o número de acidentes em pista molhada é expressivo. Apenas em parte dos dias do ano houve chuvas e, apenas em parte dos dias chuvosos, a pista permaneceu molhada. Este aspecto é importante, mas os dados não dão possibilidade de estabelecer ainda esta relação. Aprofundamento destes estudos de horários de chuva e os acidentes deve ser um dos enfoques de trabalhos futuros.

Ressalta-se que os dados pluviométricos foram obtidos para estação automática localizada na Barra do Turvo, conforme Figura 17. Essa estação se localiza entre os dois trechos experimentais, estando mais próxima do Trecho Experimental 2.

A seguir na Figura 36, são apresentados separadamente os acidentes em pista seca e em pista molhada ocorridos no sentido Norte da Rodovia Régis Bittencourt entre os anos de 2009 e 2018.

Figura 36 - Acidentes em pista seca e molhada entre 2009 e 2018 no sentido Norte da Rodovia Régis Bittencourt

Fonte: Autora (2019)

Faz-se importante também a apresentação da evolução do número de acidentes nos trechos experimentais ao longo dos anos. Os acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 são mostrados na Figura 37 e os do Trecho Experimental 2 na Figura 38. Nelas são apresentados os acidentes entre os anos de 2009 e 2018.

Figura 37 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1

Fonte: Autora (2019)

Figura 38 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2

Fonte: Autora (2019)

No Trecho Experimental 1, dos 418 acidentes ocorridos, 73% tiveram apenas danos materiais, 26% tiveram vítimas e 1% tiveram vítimas fatais. No Trecho Experimental 2, dos 385 acidentes ocorridos, 74% tiveram apenas danos materiais, 25% tiveram vítimas e 1% tiveram vítimas fatais.

Além disso, nos gráficos das Figuras 37 e 38 percebe-se que em ambos os trechos experimentais o número de acidentes em pista molhada excede muito o número de acidentes em pista seca. Nota-se também um decréscimo no número de eventos a partir de 2012. Conforme informações cedidas pela concessionária, essa redução se deu por medidas de segurança preventivas pela concessionária, como alterações na sinalização e controle de velocidade por radar.

A seguir, são apresentados os acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 em pista molhada e pista seca, e a precipitação acumulada por mês para os anos de 2014 a 2018, nas Figuras 39 à 43.

Figura 39 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 – ano 2014

Fonte: Autora (2019)

Figura 40 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 – ano 2015

Fonte: Autora (2019)

Figura 41 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 – ano 2016

Fonte: Autora (2019)

Figura 42 - Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 – ano 2017

Fonte: Autora (2019)

Figura 43 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 1 – ano 2018

Fonte: Autora (2019)

No ano de 2014 o maior número de acidentes, com destaque para a situação de pista molhada, foi atingido no mês de julho coincidindo com uma das menores precipitações mensais do ano. Outro efeito relevante é acúmulo de agentes contaminantes sobre a superfície do pavimento (pó, resíduos, etc.) que reduzem a resistência à derrapagem quando ocorrem as primeiras chuvas, podendo agir como um lubrificante até ser removido por chuvas mais intensas e pela drenagem superficial. Já no ano de 2015 o pico de acidentes ocorreu no mês de dezembro, desta vez coincidindo com o mês com maior altura de precipitação.

Em 2016 os acidentes se apresentaram de forma quase que constante durante os cinco primeiros meses do ano, porém, logo no mês da intervenção (junho de 2016) os acidentes se reduzem a zero. Sendo assim, só volta a ocorrer um evento no mês de outubro, confirmando a eficiência da troca do revestimento asfáltico.

Durante o ano de 2017 o número de acidentes em pista molhada se manteve igual a zero mesmo durante o período de muita precipitação, permanecendo inalterado até o mês de agosto. Já no fim desse ano, o número de acidentes em pista molhada voltou a crescer.

Por fim, no ano de 2018, percebe-se que o número de acidentes se mantêm crescente, quase atingindo o total de acidentes ocorridos no ano de 2014. O número máximo de acidentes em pista molhada, mais uma vez, ocorre num período de poucas chuvas.

A seguir, a mesma análise anual é apresentada para o Trecho Experimental 2 nas Figuras 44 à 48.

Figura 44 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2 – ano 2014

Fonte: Autora (2019)

Figura 45 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2 – ano 2015

Fonte: Autora (2019)

Figura 46 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2 – ano 2016

Fonte: Autora (2019)

Figura 47 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2 – ano 2017

Fonte: Autora (2019)

Figura 48 – Acidentes ocorridos no Trecho Experimental 2 – ano 2018

Fonte: Autora (2019)

O ano de 2014 não apresentou muitos acidentes no Trecho Experimental 2, porém, o número máximo de ocorrências se deu em setembro, pouco após o período de seca. No ano de 2015, o mês de outubro teve o maior número de acidentes em pista molhada e o total de acidentes foi maior que no ano de 2014.

Já para o ano de 2016 observa-se uma ausência de acidentes nos meses de abril, junho, julho e dezembro. O pico desses eventos nesse ano coincidiu com a época de muita precipitação e não ocorreu no segundo semestre como nos anos anteriores. As intervenções datam de junho de 2016.

O ano de 2017 permaneceu com poucos acidentes, tendo um pico de acidentes em pista molhada no mês de janeiro assim como em 2016. Por fim, em 2018 durante seis meses não houve acidentes e o número total de acidentes se manteve o mesmo de 2017.

Ressalta-se que as análises aqui apresentadas não levaram em consideração o volume diário de veículos que passaram pela rodovia, ou seja, os valores apresentados são valores absolutos de número de acidentes e não taxas.

Além disso, em relação à quantidade de precipitação em mm contabilizada em cada ano, têm-se que: no ano de 2014 choveu aproximadamente 1617 mm, no de 2015 aproximadamente 1850, no de 2016 aproximadamente 1673 mm, no de 2017 aproximadamente 1947 mm e, por fim, no de 2018 aproximadamente 1084 mm. Dessa forma, em 2017 ocorreu um pico no volume de precipitação, sendo também um fator influente no número de acidentes.

Outra avaliação importante deve ser feita sobre o tipo de acidente mais recorrentes. Na Tabela 14 são apresentadas as formas mais frequentes de acidentes no Trecho Experimental 1, antes e após a intervenção e sua representatividade no total de acidentes.

Tabela 14 - Acidentes mais frequentes no Trecho Experimental 1

Tipo de Acidente	% do total de acidentes antes da intervenção	% do total de acidentes após a intervenção
Atropelamento	0,3%	1,25%
Capotamento	32,0%	32,5%
Choque	13,0%	22,5%
Colisão	5,0%	3,75%
Queda de Moto	3,3%	6,25%
Saída de Pista	41,4%	25,0%
Tombamento	4,4%	8,75%
Outros	0,6%	0,0%

Fonte: Autora (2019)

No Trecho Experimental 1, antes da intervenção o tipo mais comum de ocorrência era a saída de pista, seguida do capotamento. Após a intervenção, o *ranking* se inverte e o capotamento passa a ter maior porcentagem seguido da saída de pista.

Como ambos os tipos de acidentes ocorrem em grande parte na presença de apenas um veículo, podem ser indício uma deficiência no atrito oferecido pelo pavimento.

Na Tabela 15 a análise do tipo mais frequente de acidente é feita para o Trecho Experimental 2, também antes e após a intervenção.

Tabela 15 - Acidentes mais frequentes no Trecho Experimental 2 – Antes da Intervenção

Tipo de Acidente	% do total de acidentes antes da intervenção	% do total de acidentes após a intervenção
Capotamento	14,7%	0,0%
Choque	20,8%	50,0%
Colisão	4,4%	10,0%
Engavetamento	1,1%	0,0%
Queda de Moto	0,8%	0,0%
Saída de Pista	39,6%	6,7%
Tombamento	17,2%	33,3%
Outros	1,4%	0,0%

Fonte: Autora (2019)

Por sua vez, antes da intervenção o Trecho Experimental 2 também apresentava um maior índice de saída de pista, porém, seguido de um grande número de ocorrência de choques. Após a intervenção esse quadro se alterou de forma que o número de choques passasse a ter a maior porcentagem, seguida dos tombamentos. Além disso, a redução de saídas de pista foi drástica, passando de 39,6% para 6,7%.

6.2 TRECHOS EXPERIMENTAIS

6.2.1 Ensaios de Campo

Como esclarecido anteriormente, na data da primeira medição não eram certas as localizações dos trechos experimentais. Dessa forma, a Medição 01 não abrangeu os quilômetros que sofreram intervenção. Entretanto, a mesma está inclusa nas análises para fins comparativos do estado geral da rodovia na pista Norte antes da intervenção, tomando por hipótese que o tipo de pavimento era similar em trechos contíguos, expandiu-se os resultados da medição 01 como representativos do estado anterior dos pavimentos antes da intervenção.

Outra consideração se dá quanto a nomenclatura das medições, além daquelas apresentadas na Tabela 11, serão expostas também as medições denominadas “TE” em referência a terem sido realizadas exatamente nos trechos experimentais.

6.2.1.1 Mean Profile Depth e Grip Number

Nas Tabelas 16 à 19 são apresentadas as medições de MPD, *Mean Profile Depth*, medidas referentes à macrotextura superficial, feitas com o uso do perfilômetro a laser para os Trechos Experimentais 1 e 2, em suas faixas 1 e 2 separadamente.

Tabela 16 – Valores aferidos de MPD e calculados de ETD para a faixa 1 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 1 e no trecho experimental 1

Medição	01	02	02 TE	03	03 TE	04	04 TE
Nº de pontos	435	577	48	371	48	377	48
Média MPD (mm)	0,74	0,82	1,00	0,92	1,01	0,86	0,95
Desvio Padrão (mm)	0,12	0,23	0,10	0,19	0,08	0,13	0,09
Média ETD (mm)	0,79	0,86	1,00	0,94	1,01	0,89	0,96
Classificação	Média	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta

Fonte: Autora (2019)

Tabela 17 – Valores aferidos de MPD e calculados de ETD para a faixa 2 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 1 e no trecho experimental 1

Medição	01	02	02 TE	03	03 TE	04	04 TE
Nº de pontos	436	577	48	371	48	377	48
Média MPD (mm)	0,73	0,86	0,79	0,91	0,88	0,80	0,77
Desvio Padrão (mm)	0,16	0,26	0,13	0,13	0,13	0,12	0,12
Média ETD (mm)	0,78	0,89	0,83	0,92	0,90	0,84	0,82
Classificação	Média	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta

Fonte: Autora (2019)

Tabela 18 – Valores aferidos de MPD e calculados de ETD para a faixa 1 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 2 e no trecho experimental 2

Medição	01	02	02 TE	03	03 TE	04	04 TE
Nº de pontos	435	1684	65	346	65	453	65
Média MPD (mm)	0,74	1,00	0,80	0,97	0,86	0,85	0,75
Desvio Padrão (mm)	0,12	0,25	0,13	0,15	0,10	0,21	0,11
Média ETD (mm)	0,79	1,00	0,84	0,98	0,89	0,88	0,80
Classificação	Média	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta

Fonte: Autora (2019)

Tabela 19 – Valores aferidos de MPD e calculados de ETD para a faixa 2 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 2 e no trecho experimental 2

Medição	01	02	02 TE	03	03 TE	04	04 TE
Nº de pontos	436	1684	65	349	65	452	65
Média MPD (mm)	0,73	0,92	0,76	0,90	0,94	0,89	0,86
Desvio Padrão (mm)	0,16	0,25	0,09	0,19	0,07	0,23	0,10
Média ETD (mm)	0,78	0,94	0,81	0,92	0,95	0,91	0,89
Classificação	Média	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta	Aberta

Fonte: Autora (2019)

Pela Tabela 16 percebe-se que os valores de MPD aferidos na faixa 1 do Trecho Experimental 1 são sempre mais elevados que os valores próximos ao mesmo. Além disso, o desvio padrão das medições no Trecho Experimental são sempre menores. Entretanto, pela Tabela 17 a situação se altera e os valores aferidos no Trecho Experimental 1 faixa 2 possuem média menor que os trechos próximos ao mesmo. Apenas o desvio padrão das medições no Trecho Experimental permanecem inferiores ou iguais aos dos trechos vizinhos.

Para a faixa 1 Trecho Experimental 2, também se percebe que os valores aferidos no próprio local da intervenção são inferiores aos trechos adjacentes, porém, apresentando um desvio padrão inferior, ou seja, há maior homogeneidade da macrotextura superficial. Por fim, para a faixa 2 do Trecho Experimental 2, as

conclusões observadas nas Tabelas 17 e 18 se mantêm também para a Tabela 19. Com exceção da medição 03 em que o Trecho Experimental obteve resultado melhor que os trechos adjacentes, mas em nenhuma outra medição houve resultado superior. Convertendo as médias acima apresentadas para os valores de *Estimated Texture Depth* (ETD), pela eq. (3), percebe-se que em todas as medições feitas após a intervenção a macrotextura média foi considerada aberta, de acordo com a classificação da ABPv (1999) presente na Tabela 7. Sendo assim, a macrotextura se apresentou em bons níveis para todas as medições.

Em seguida, nas Tabelas 20 à 23 são apresentados os resultados do ensaio realizado pelo *Grip Tester*, representados pelo *Grip Number* (GN).

Tabela 20 – Valores aferidos de GN para a faixa 1 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 1 e no trecho experimental 1

Medição	01	02	02 TE	03	03 TE	04	04 TE
Nº de pontos	97	575	48	380	48	375	48
Média	0,57	0,51	0,69	0,54	0,56	0,53	0,63
Desvio Padrão	0,10	0,10	0,03	0,12	0,02	0,07	0,03

Fonte: Autora (2019)

Tabela 21 – Valores aferidos de GN para a faixa 2 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 1 e no trecho experimental 1

Medição	01	02	02 TE	03	03 TE	04	04 TE
Nº de pontos	96	576	48	381	48	376	48
Média	0,48	0,51	0,63	0,49	0,52	0,52	0,57
Desvio Padrão	0,10	0,12	0,06	0,08	0,10	0,10	0,08

Fonte: Autora (2019)

Tabela 22 – Valores aferidos de GN para a faixa 1 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 2 e no trecho experimental 2

Medição	01	02	02 TE	03	03 TE	04	04 TE
Nº de pontos	97	1683	65	349	65	350	65
Média	0,57	0,41	0,58	0,47	0,54	0,47	0,56
Desvio Padrão	0,10	0,10	0,05	0,08	0,05	0,08	0,05

Fonte: Autora (2019)

Tabela 23 – Valores aferidos de GN para a faixa 2 nos quilômetros próximo ao trecho experimental 2 e no trecho experimental 2

Medição	01	02	02 TE	03	03 TE	04	04 TE
Nº de pontos	96	1682	65	356	65	347	65
Média	0,48	0,38	0,47	0,44	0,55	0,41	0,54
Desvio Padrão	0,10	0,10	0,06	0,12	0,10	0,11	0,04

Fonte: Autora (2019)

Pela Tabela 20 vê-se que os valores de atrito aferidos nos trechos experimentais são sempre superiores àqueles medidos nos trechos próximos e sua variância é sempre inferior. O mesmo pode ser observado nas Tabelas 21 à 23.

Pelos resultados apresentados nesta seção, percebe-se que mesmo que na maioria das medições os valores observados para a média de MPD nos Trechos Experimentais tenham se encontrado abaixo da média dos trechos adjacentes, para o GN o oposto se observa. Dessa forma, garante-se que a mistura asfáltica de campo oferece um melhor atrito que o revestimento dos quilômetros localizados antes e após os trechos experimentais.

6.2.1.2 *International Friction Index* – Campo

De posse dos dados de MPD e de *Grip Number*, pôde ser calculado o IFI para os Trechos Experimentais. Os valores obtidos para cada faixa e para medição de cada um dos trechos são apresentados na sequência e classificados segundo a Tabela 9 sugerida por Aps (2006). Em todos os gráficos se vê demarcado o valor de 0,35 que

representa o valor limite entre as classificações “muito bom” e “ótimo”, ou seja, todos os valores de IFI acima desta linha são considerados como “ótimos”.

Na Figura 49 apresentam-se os valores de IFI para o Trecho Experimental 1, faixa 1.

Fonte: Autora (2018)

Pelos valores obtidos, é possível aferir que o IFI calculado para as três medições na faixa 1 do Trecho Experimental 1 se classificou majoritariamente como “ótimo”. A única exceção se configura pelos km 517 + 950 a 517 + 930 que se classificaram como muito bons.

Na Figura 50 apresenta-se o IFI calculado para a faixa 2 do Trecho Experimental 1.

Fonte: Autora (2018)

Para a faixa 2 do Trecho Experimental 1, uma discrepância ocorre na medição 03 onde são aferidos trechos classificados como bons e muito bons. Esse pico negativo nas medições representa alguma patologia presente no revestimento asfáltico, posteriormente corrigida pela concessionária através da troca do mesmo em determinados pontos por uma mistura asfáltica densa.

O IFI calculado para o Trecho Experimental 2, faixa 1, é apresentado na Figura 51, sendo predominantemente classificada como ótima até o km 545 + 040, a partir da qual passou-se a sobrepor a classificação muito bom.

Fonte: Autora (2018)

Por fim, os valores de IFI para a faixa 2 do Trecho Experimental 2 são expostos na Figura 52.

Fonte: Autora (2018)

Nesse último gráfico fica nítida a discrepância de valores calculados de IFI para a faixa do Trecho Experimental 2 na medição 2, ou seja, a faixa que sofreu escorregamento de massa, defeito que interfere na ocorrência de acidentes, e foi refeita. A medição 02 em grande parte se classifica como muito boa, enquanto que as medições 03 e 04 se classificam em grande parte como ótimas à exceção dos primeiros 30 metros aferidos. Observa-se também que na maioria dos gráficos apresentados nesta seção que os valores de IFI demonstram uma mesma tendência em todas as medições para a faixa e trecho em que estão. As únicas exceções são a medição 04 da Figura 50 e medição 02 da Figura 52. Para a Figura 50 acredita-se que essa discrepância se dê por alterações feitas pela concessionária no revestimento asfáltico entre as duas últimas medições devido à patologia encontradas, e tendo sido feito um reparo superficial, o que alterou a superfície (macrotextura e atrito), porém, não reportadas. Já para a Figura 52 sabe-se do escorregamento que ocasionou incoerências nas medições. Além disso, os maiores valores de IFI nem sempre estão correlacionados com a medição 02, como era esperado, dado que ela se deu logo após a intervenção para melhoria da textura. Isso pode ser resultado da forma de coleta dos dados, sem considerar o período do dia, temperatura, e se a pista se encontra limpa pelo efeito de chuvas prolongadas, ou em período de seca onde há presença de resíduos ou contaminantes que interferem nas medições, além de outras variáveis ambientais. Outra consideração a ser feita se dá quanto ao deslocamento dos equipamentos na via. Pela velocidade de deslocamento tanto do perfilômetro laser quanto do *Grip Tester* não é possível garantir que sejam aferidos os mesmos locais exatos em todas as campanhas de medição. Entretanto, as variações dos valores de resistência à derrapagem ao longo do ano também podem ser atribuídas à ocorrência ou não de precipitação nos dias antecedentes à medição. Isso se dá pela presença de contaminantes na pista, na forma de finos por exemplo, que são removidos após o período de chuva ocasionando uma elevação nos valores aferidos.

6.2.2 Ensaios de Laboratório

Pelas normas ASTM D 2726 e ASTM D 2041 foram realizados ensaios para determinação das massas específicas aparente e específica máxima medida da mistura asfáltica, respectivamente. Os valores encontrados foram: $\rho_1 = 2,26 \text{ g/cm}^3$ para a primeira e $\rho_2 = 2,50 \text{ g/cm}^3$. Em seguida, as placas foram confeccionadas.

6.2.2.1 Mancha de Areia, Pêndulo Britânico e IFI

Nas Tabelas 24 à 26 são apresentados os resultados de textura obtidos em laboratório, primeiramente para a Placa 01 e, em seguida, para as Placas 02 e 03. Todas as medições foram classificadas de acordo com as definições da ABPv (1999) e apresentadas na Tabela 7 para macrotextura, aferida na mancha de areia, e Tabela 8 para microtextura, aferida no ensaio de Pêndulo Britânico.

Tabela 24 – Valores aferidos de MTD e BPN para a Placa 01 antes do simulador de tráfego

	MTD (mm)	Placa 01 BPN	IFI
Esquerda	1,1	-	-
Centro	1,2	-	-
Direita	1,3	-	-
Média	1,2	67	0,49

Fonte: Autora (2018)

Tabela 25 – Valores aferidos de MTD e BPN para a Placa 01 aos 3.000 ciclos do simulador de tráfego

	MTD (mm)	Placa 01 BPN	IFI
Esquerda	1,4	-	-
Centro	1,4	-	-
Direita	1,3	-	-
Média	1,4	65	0,51

Fonte: Autora (2018)

Tabela 26 – Valores aferidos de MTD e BPN para a Placa 01 aos 30.000 ciclos do simulador de tráfego

	MTD (mm)	Placa 01 BPN	IFI
Esquerda	1,3	-	-
Centro	1,5	-	-
Direita	1,3	-	-
Média	1,4	70	0,54

Fonte: Autora (2018)

Pelos valores obtidos para a Placa 01 antes do simulador a macrotextura foi definida como aberta e a microtextura como rugosa. Já o valor de IFI indica um atrito “ótimo”. Com resultado semelhante à etapa não deformada, a Placa 01 aos 3.000 ciclos tem a macrotextura definida como muito aberta e a microtextura como rugosa. Da mesma forma o valor de IFI indica um atrito “ótimo”. Por fim, aos 30.000 ciclos a Placa 01 ainda apresentava macrotextura muito aberta, microtextura como rugosa e um IFI “ótimo”.

Pelos resultados apresentados, percebe-se uma melhoria na textura superficial da placa. Essa observação corrobora os resultados apresentados por Pereira *et al.* (2012), que realizaram a mesma sequência de ensaios, concluindo que esse ganho se dá pela passagem do pneu do simulador que torna os agregados mais salientes. Como explicado na seção 5.3.4, a segunda rodada de ensaios contou com duas placas compactadas por pneu e vibração, e seus resultados são apresentados de forma conjunta nas Tabelas 27 à 30, que seguem. Os resultados dos ensaios também são classificados segundo na Tabela 7 para macrotextura e a Tabela 8 para microtextura.

Tabela 27 – Valores aferidos de MTD e BPN para as Placas 02 e 03 antes do simulador de tráfego

	Placa 02			Placa 03		
	MTD (mm)	BPN	IFI	MTD (mm)	BPN	IFI
Esquerda	1,1	-	-	1,1	-	-
Centro	1,2	-	-	1,0	-	-
Direita	1,5	-	-	1,0	-	-
Média	1,3	79	0,59	1,0	75	0,50

Fonte: Autora (2018)

Para a Placa 02, antes da passagem pelo simulador de tráfego, a macrotextura foi definida como muito aberta, a microtextura como muito rugosa e o IFI como “ótimo”. Em contrapartida, para a Placa 03 a macrotextura foi definida apenas como aberta, a microtextura como rugosa e o IFI novamente como “ótimo”.

A diferença entre as placas evidencia a dificuldade de reprodução de texturas semelhantes mesmo em laboratório e com a utilização do mesmo material e etapas mesmas construtivas.

Tabela 28 – Valores aferidos de MTD e BPN para as Placas 02 e 03 aos 3.000 ciclos do simulador de tráfego

	Placa 02			Placa 03		
	MTD (mm)	BPN	IFI	MTD (mm)	BPN	IFI
Média	1,3	75	0,56	1,1	76	0,54

Fonte: Autora (2018)

Dando sequência aos ensaios, aos 3.000 ciclos, a Placa 02 apresentou macrotextura muito aberta, microtextura rugosa e IFI “ótimo”. Já a Placa 03 teve macrotextura aberta, microtextura rugosa e IFI também “ótimo”. Ressalta-se que a partir da introdução das placas no simulador a execução do ensaio de mancha de areia se deu apenas no centro da placa pelas dificuldades de execução do ensaio, de forma, que é apresentado o resultado para apenas esse ponto.

Tabela 29 – Valores aferidos de MTD e BPN para as Placas 02 e 03 aos 10.000 ciclos do simulador de tráfego

	Placa 02			Placa 03		
	MTD (mm)	BPN	IFI	MTD (mm)	BPN	IFI
Média	1,5	71	0,56	1,0	70	0,47

Fonte: Autora (2018)

Aos 10.000 ciclos a Placa 02 apresentou as mesmas classificações, quanto que a Placa 03 teve macrotextura aberta, microtextura rugosa e IFI “ótimo”.

Tabela 30 – Valores aferidos de MTD e BPN para as Placas 02 e 03 aos 30.000 ciclos do simulador de tráfego

	Placa 02			Placa 03		
	MTD (mm)	BPN	IFI	MTD (mm)	BPN	IFI
Média	1,3	75	0,56	1,4	76	0,58

Fonte: Autora (2018)

Por fim, aos 30.000 ciclos, ambas as placas tiveram macrotextura aberta e diferiram quanto a microtextura, dado que uma era rugosa e a outra muito rugosa. Em relação ao IFI, permaneceu classificado como “ótimo”.

Analisando os resultados anteriormente expostos, para a Placa 02 é possível estabelecer um padrão de valores observados para a textura. A macrotextura se comporta de forma crescente até os 10.000 ciclos quando começa a decair. Já a microtextura se comporta de forma contrária, decresce até que se atinja os 10.000 ciclos e volta subir nos 30.000 ciclos.

A etapa dos 10.000 ciclos se mostrou importante para a Placa 02, se comportando como um ponto de máximo para a macrotextura e de mínimo para microtextura. O mesmo comportamento não foi observado para a Placa 03 que apresentou resultados sem padrões evidentes.

Para todos os ensaios nota-se que a macrotextura, a microtextura e o IFI apresentaram resultados satisfatórios, ou seja, a mistura se comportou com a finalidade para a qual foi escolhida: a garantia de bons níveis de textura para uma boa drenagem e aumento do atrito pneu/pavimento.

Quanto à representatividade da superfície das placas de laboratório e a superfície de pista, as placas apresentam sempre macrotextura maior que a de pista, pela forma inicial de compactação. As avaliações após certo número de ciclos podem não refletir o que ocorre na pista. Estudos mais aprofundados devem ser realizados para que os estudos de laboratório possam melhor orientar a previsão de comportamento em pista.

6.2.2.2 Pavement Texture Analyzer

Os resultados para o ensaio de *Pavement Texture Analyzer* (PTA) são apresentados a seguir, iniciando-se pela Placa 01 compactada por pneu, nas Tabelas 31 à 33.

Tabela 31 – Valores aferidos de *Skewness* e *Kurtosis* para a Placa 01 antes do simulador de tráfego

Placa 01		
	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>
Média	-0,0029	2,33
Resultado	Vales pouco pronunciados, textura negativa e picos abatidos	

Fonte: Autora (2018)

Tabela 32 – Valores aferidos de *Skewness* e *Kurtosis* para a Placa 01 aos 3.000 ciclos do simulador de tráfego

Placa 01		
	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>
Média	-0,0013	1,3
Resultado	Vales pouco pronunciados, textura negativa e picos abatidos	

Fonte: Autora (2018)

Tabela 33 – Valores aferidos de *Skewness* e *Kurtosis* para a Placa 01 aos 30.000 ciclos do simulador de tráfego

Placa 01		
	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>
Média	-0,00097	1,4
Resultado	Vales pouco pronunciados, textura negativa e picos abatidos	

Fonte: Autora (2018)

Para a Placa 01 na etapa não deformada e para todos os ciclos do simulador percebe-se a predominância de uma textura negativa. Esse resultado está em conformidade com aqueles apresentados por Vieira (2014) que também analisou a textura superficial da mistura do tipo *gap-graded*.

Para Vieira e Sandberg (2018) esse resultado indica um bom comportamento da mistura em relação ao ruído e à resistência à derrapagem porque representa uma melhor distribuição de pressão no contato pneu/pavimento.

Porém, os valores de curtose apresentados nos ensaios não seguiram os mesmos padrões que os valores de resistência à derrapagem obtidos pelo ensaio de Pêndulo Britânico (BPN). Os resultados mostram que o passar dos pneus faz com que os picos dos agregados tendem a ficar cada vez mais abatidos, achatados. Observa-se que a *Skewness* também diminui e torna-se cada vez mais próxima a zero (cada vez menos negativa é a superfície), ou seja, o ligante faz os vales “fecharem”, mostrando uma pequena exsudação ou afundamento na placa pela simulação de tráfego. Estes estudos devem ser aprimorados e são os primeiros que procuram explorar estes dados.

Em seguida, são apresentados os resultados para as Placas 02 e 03, em todas as etapas de ensaio nas Tabelas 34 à 37.

Tabela 34 – Valores aferidos de *Skewness* e *Kurtosis* para as Placas 02 e 03 antes do simulador de tráfego

Placa 02			Placa 03	
	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>
Média	-0,0055	2,1571	-0,0031	1,7281
Resultado	Vales pouco pronunciados, textura negativa e picos abatidos		Vales pouco pronunciados, textura negativa e picos abatidos	

Fonte: Autora (2018)

Tabela 35 – Valores aferidos de *Skewness* e *Kurtosis* para as Placas 02 e 03 aos 3.000 ciclos do simulador de tráfego

	Placa 02		Placa 03	
	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>
Média	-0,0068	2,5379	-0,0029	2,0280
Resultado	Vales pouco pronunciados, textura negativa e picos abatidos		Vales pouco pronunciados, textura negativa e picos abatidos	

Fonte: Autora (2018)

Tabela 36 – Valores aferidos de *Skewness* e *Kurtosis* para as Placas 02 e 03 aos 10.000 ciclos do simulador de tráfego

	Placa 02		Placa 03	
	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>
Média	0,0083	2,4349	0,0033	2,3391
Resultado	Picos pouco pronunciados, textura positiva e picos abatidos		Picos pouco pronunciados, textura positiva e picos abatidos	

Fonte: Autora (2018)

Tabela 37 – Valores aferidos de *Skewness* e *Kurtosis* para as Placas 02 e 03 aos 30.000 ciclos do simulador de tráfego

	Placa 02		Placa 03	
	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>	<i>Skewness</i>	<i>Kurtosis</i>
Média	-0,0033	1,9297	-0,0053	2,0506
Resultado	Vales pouco pronunciados, textura negativa e picos abatidos		Vales pouco pronunciados, textura negativa e picos abatidos	

Fonte: Autora (2018)

Para as Placas 01 e 02 não deformadas, aos 3.000 ciclos e aos 30.000 ciclos a textura se apresentou negativa e pouco pronunciada, como esperado. Porém, aos 10.000 ciclos, para ambas as placas, a mesma se apresentou como positiva e pouco pronunciada. Dessa forma, confirma-se que os 10.000 ciclos representaram alguma alteração na textura superficial, principalmente para Placa 02.

A movimentação dos agregados pela passagem do pneu do simulador e descolamento da capa de ligante dos mesmos são, portanto, as hipóteses mais presumíveis para essa alteração. Ressalta-se novamente a importância de aprofundamento destes ensaios laboratoriais para assegurar a previsibilidade em campo deste comportamento.

6.2.2.3 Afundamento em Trilha de Roda

Na Figura 53 são apresentados os resultados do ensaio de afundamento em trilha de roda para as placas 02 (lado esquerdo) e 03 (lado direito).

Figura 53 - Resultados do ensaio de afundamento da trilha de roda

Fonte: Autora (2018)

A mistura asfáltica testada em laboratório apresentou um valor de ATR de 8,8%. No Brasil o limite recomendável adotado para o ATR aos 30.000 ciclos é de no máximo 5% de deformação. Sendo assim, o resultado não foi satisfatório.

Isto demonstra que a macrotextura tende a fechar com a passagem de pneus, diminuindo os vales e esse valor pode ser considerado como resultado de um conjunto de fatores. Primeiramente, o emprego da compactação vibratória pode ter mudado o travamento dos agregados, o esqueleto mineral. Apesar de ser esperado das misturas do tipo *gap-graded* uma melhor resistência à deformação permanente devido ao esqueleto sólido formado pelos agregados, as mesmas apresentam características que podem apresentar resultados controversos. Podendo-se citar o teor de ligante mais elevado que as misturas convencionais (nessa mistura o valor de projeto era 5,5%), um volume de vazios maior que 4% (nessa mistura adotou-se um valor de 5%) e distribuição granulométrica mais fina dos agregados apesar da descontinuidade.

As análises dos resultados precisam ser validadas com o campo, porém observou-se em campo que há uma tendência de “fechamento” da macrotextura das trilhas de roda. Observe-se que os acidentes tendem a aumentar novamente. Possivelmente pelo “fechamento” da macrotextura com a repetição de carregamento ao longo do tempo.

6.2.3 Comparações entre campo e laboratório

Como esperado, os valores de macrotextura observados em laboratório foram superiores àqueles aferidos em campo, entretanto, esse fato é resultado da dificuldade de reprodução em laboratório da textura executada nos trechos experimentais. Já os valores de microtextura não podem ser diretamente comparáveis pela diferença na magnitude dos ensaios nos dois cenários.

A vibração dada pela vibroacabadora não é simulada adequadamente na mesa compactadora de laboratório. A compactação por pneus também não reflete o acabamento dado por rolos lisos em campo.

A compactação pela mesa compactadora e o simulador de tráfego para as medidas de afundamento foram concebidos para o estudo de previsibilidade de deformação permanente dos revestimentos asfálticos e não para estudo de textura de pavimento. Deve-se analisar a validade das extrapolações de análise do laboratório para o campo no caso de ensaios visando analisar a textura.

Porém, tanto em campo quanto em laboratório os resultados dos ensaios derivaram valores de IFI determinados como “bons”, “muito bons” e “ótimos” segundo a classificação de Aps (2006). Esse fato evidencia que a mistura empregada cumpriu o objetivo de oferecer uma melhoria no atrito oferecido pelo revestimento asfáltico.

6.3 METODOLOGIA DO HSM PARA CÁLCULO DA EFETIVIDADE DA INTERVENÇÃO

6.3.1 Identificação dos Trechos Homogêneos

Por se tratar de um trecho em serra, a divisão dos trechos homogêneos resultou em segmentos curtos devido à presença de muitas curvas no alinhamento horizontal. Um quadro resumo das características observadas nos 97 trechos encontrados é apresentado na Tabela 38 e a descrição exata dos mesmos está no Apêndice A.

Em complementação aos 97 trechos utilizados para a calibração do modelo, foram determinados também dois trechos que sofreram intervenção e que apresentaram as características mostradas na Tabela 39.

Tabela 38 - Características dos Trechos Homogêneos

Característica	Mínimo	Média	Máximo
Comprimento (km)	0,18	0,32	1,90
VDMA (veículos/dia)	8746,64	9113,36	9443,27
Presença de curva		67%	
Raio (m)	110,00	245,98	1690,00
Largura da faixa (m)		3,60	
Largura Acostamento (m)		3,00	
Canteiro Central (m)		10,00	
Presença de iluminação		9%	
Velocidade Operacional (km/h)	40	77,01	110
Presença de Radar		2%	

Fonte: Autora (2018)

Tabela 39 - Características dos Trechos Experimentais

Característica	Trecho Experimental 01	Trecho Experimental 02
Comprimento (km)	0,26	0,34
Presença de curva	sim	sim
Raio (m)	410	120
Largura da faixa (m)	3,60	3,60
Largura Acostamento (m)	3,00	3,00
Canteiro Central (m)	10,00	10,00
Presença de iluminação	não	não
Velocidade Operacional (km/h)	80	60
Presença de Radar	não	não

Fonte: Autora (2018)

Nesses dois trechos o modelo calibrado foi empregado e, por fim, determinado o efeito da intervenção pelo Método EB conforme será apresentado na seção 6.3.3.

6.3.2 Calibração do Modelo

Para calibração do modelo, foram utilizados os 97 trechos homogêneos apresentados na Tabela 38. Juntas, as ocorrências de acidentes observadas nos três anos utilizados na calibração, totalizaram 930 acidentes.

Seguindo a metodologia apresentada na seção 2.2.2 para previsão do número de acidentes, foi empregada a eq. (3) e os CMF apresentados na seção 5.4.2, obtendo-se um valor de N_{prev} igual a 161,54. De forma que o valor de C_x calculado foi de 5,76. Esse resultado demonstra que a rodovia em estudo é um local com um número de acidentes quase seis vezes mais elevado que as rodovias de pista dupla usadas para

determinação do modelo pela AASHTO (2010). Além disso, Massaro *et al.* (2018) também realizaram uma calibração para a mesma rodovia, em seu sentido Sul, encontrando um valor de $C_x = 22,1$ corroborando essa discrepância.

A segmentação dos trechos homogêneos considerando o alinhamento horizontal da pista é levantada como principal motivo para a diferença entre o valor de calibração obtido por Massaro *et al.* (2018) e o presente estudo.

6.3.3 Método Empírico de Bayes

De posse do valor de $C_x = 5,76$ foi possível, então, calibrar o modelo para a aplicação na determinação do efeito do tratamento nos trechos experimentais. A seguir, são apresentados os resultados encontrados nas etapas de cálculo.

O primeiro resultado, obtido após o emprego das eq. (8) a (11), foi a somatória do N_{esp} de acidentes para cada trecho para os dois períodos após a intervenção. Em seguida, foi calculada a razão entre o número observado e o esperado de acidentes pela eq. (12), por fim, a estimativa do efeito da intervenção pela eq. (13). Esses valores estão dispostos na Tabela 40.

Tabela 40 – Resultados do Método EB para cada Trecho Experimental				
	N_{obs}	N_{esp}	Razão de desigualdade	Efetividade da intervenção
Trecho Experimental 1	21	45,44	0,46	53,79%
Trecho Experimental 2	16	25,79	0,62	37,96%

Fonte: Autora (2018)

Num primeiro momento, vê-se que o Trecho Experimental 1 teve um melhor desempenho, apresentando uma redução no número de acidentes de aproximadamente 54%. Para o Trecho Experimental 2 a redução foi menos acentuada, sendo ainda significativa, e de 38%.

Entretanto, esse ainda não é o resultado final dado pelo Método EB. Através dos cálculos subsequentes, apresentados na seção 2.3.1.2 pelas eq. (14) a (20), foi determinada a efetividade não viesada do tratamento e seu desvio padrão de forma conjunta para os dois trechos. Os valores obtidos foram 48,24% e um desvio de 9,08%. Ou seja, a intervenção apresentou quase 50% de redução no número de acidentes esperados, o que representa uma redução média de 8,55 acidentes por trecho por período de 12 meses.

Por fim, o teste de significância feito pela eq. (21) apresentou um valor de 5,31 que, estando acima de dois, representou que o resultado é estaticamente significativo a um intervalo de confiança de 95%.

6.4 METODOLOGIA DD PARA CÁLCULO DA EFETIVIDADE DA INTERVENÇÃO

Como esclarecido anteriormente na seção 5.4.1, os mesmos trechos homogêneos apresentados na Tabela 38 foram empregados na criação do grupo de comparação por escore de propensão. Os trechos homogêneos criados a partir dos trechos experimentais, presentes na Tabela 39, foram usados como o grupo de tratados para o cálculo da efetividade da intervenção.

Na Tabela 41, são apresentados os coeficientes estimados pela aplicação do modelo Probit na fase de pareamento, bem como, outros dados obtidos. Percebe-se que as únicas características utilizadas pelo mesmo foram a velocidade operacional e o raio dos trechos por não serem dados binários, sendo a primeira mais representativa para o modelo.

Tabela 41 - Resultados do pareamento por escore de propensão

Raio	0,0002568
Velocidade Operacional	-0,0158821
_cons	-0,903798
Número de observações utilizadas	273
chi²	1,81

Fonte: Autora (2018)

Em seguida, aplicou-se o Método de DD para o cálculo efetivo do efeito da intervenção tomando como base o grupo de comparação definido a partir do escore de propensão. Para tanto, foram utilizados três cenários, os quais serão apresentados na sequência.

a) Cenário 01: Número total de acidentes

Na Tabela 42 são apresentados os resultados obtidos para a metodologia DD para o número total de acidentes.

Tabela 42 - Resultados do Método DD para o número total de acidentes

	Grupo de comparação	Grupo de tratados	Diferença comparação/tratados	Desvio padrão	p-value
Média de acidentes antes	2,892	19,500	16,608	0,672	0,000
Média de acidentes depois	3,074	9,250	6,176	0,823	0,000
Diferença em diferença	-	-	-10,732	1,063	0,000

Fonte: Autora (2018)

Apresentando um coeficiente de correlação R^2 de 0,63, o Método DD resultou na estimativa da redução média de 10,73 acidentes por trecho/período após a intervenção. Comparando-se com o Método EB que retornou um valor de redução médio de 8,55 acidentes por trecho/período, esse resultado é 20% superior. Entretanto, o Método DD apresenta a vantagem da estimativa de outros cenários além daquele do número total de acidentes.

b) Cenário 02: Número de acidentes em pista seca

Na Tabela 43 são apresentados os resultados da aplicação do algoritmo cálculo do efeito da intervenção para pista seca.

Tabela 43 - Resultados do Método DD para os acidentes em pista seca

	Grupo de comparação	Grupo de tratados	Diferença comparação/tratados	Desvio padrão	p-value
Média de acidentes antes	1,362	5,167	3,804	0,221	0,000
Média de acidentes depois	1,183	2,750	1,567	0,270	0,000
Diferença em diferença	-	-	-2,237	0,349	0,000

Fonte: Autora (2018)

Para este cenário, o coeficiente de correlação R^2 calculado foi de 0,46 e a redução média de acidentes após a intervenção em pista seca por trecho/período foi de 2,24 acidentes.

c) Cenário 03: Número de acidentes em pista molhada

Os resultados do último cenário, criado para a pista molhada, são apresentados na Tabela 44.

Tabela 44 - Resultados do Método DD para os acidentes em pista molhada

	Grupo de comparação	Grupo de tratados	Diferença comparação/tratados	Desvio padrão	p- value
Média de acidentes antes	1,522	14,333	12,811	0,556	0,000
Média de acidentes depois	1,886	6,500	4,614	0,693	0,000
Diferença em diferença	-	-	-8,197	0,895	0,000

Fonte: Autora (2018)

Neste último cenário, com coeficiente de correlação R^2 de 0,58, vê-se a redução dos acidentes em pista molhada foi a mais significativa para a redução do número total de acidentes representando uma redução de 8,20 acidentes por trecho/período após a intervenção.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

Dado que os acidentes de tráfego se configuram como um causador de perdas de vidas humanas e apresentam um número de ocorrências alarmante em todo o mundo, este trabalho visou mostrar a influência da textura superficial dos pavimentos na ocorrência desses eventos, com enfoque na condição de pista molhada. Para tanto, dois trechos experimentais localizados na pista sentido Norte da Rodovia Régis Bittencourt – BR116, entre as cidades de Curitiba e São Paulo (administrada pela Concessionária Autopista Régis Bittencourt) sofreram intervenções visando o aumento do atrito superficial oferecido pelo revestimento asfáltico da via e foram acompanhados por meio de campanhas de medições e pelo registro do número de acidentes.

Os novos revestimentos asfálticos foram executados nos dois trechos entre os meses de junho e julho de 2016. A mistura escolhida para a intervenção foi a do tipo *gap-graded*, pela sua granulometria descontínua, buscando-se uma melhor macrotextura, consequentemente, uma melhor drenagem superficial da pista e um maior atrito pneu/pavimento.

Dentre as primeiras análises obtidas, vê-se que os trechos experimentais apresentam um número de acidentes em pista molhada sempre superior àqueles em pista seca, resultante de um possível acúmulo de água na superfície do pavimento e perda de contato pneu/pavimento. Observa-se também uma queda no número de acidentes logo após a execução da intervenção no revestimento asfáltico. Entretanto, para o Trecho Experimental 01 o número de eventos volta a crescer no segundo semestre de 2017 enquanto que para o Trecho Experimental 02 se mantém constante, ou seja, a redução parece ser mais eficiente ao longo do tempo.

Para os ensaios de campo, apresentou-se as comparações dos valores de macrotextura, bem como, os valores de atrito aferidos em quatro campanhas de medição desde o ano de 2015. Para fins de harmonização entre equipamentos utilizados em campo e em laboratório, foi calculado o valor de IFI para cada medição. Inicialmente, observam-se oscilações entre as medições de campo, ou seja, a medição 02 não apresentou os melhores resultados apesar de ter sido realizada logo após a intervenção. Isso se deve tanto à oscilação dos valores de resistência à

derrapagem ao longo dos períodos secos e chuvosos, quanto ao fato de os equipamentos se deslocarem a velocidades constantes tornando difícil a medição nos mesmos locais em momentos diferentes. Para os valores de IFI também se observam oscilações, entretanto, se apresentaram como “ótimos” para maior parte dos valores calculados, suportando a ideia de que a intervenção obteve sucesso na execução da mistura asfáltica.

Também foram analisados os resultados dos ensaios feitos em laboratório com a mistura asfáltica advinda do momento da execução do Trecho Experimental 2. Tais resultados confirmam que, como esperado, a mistura asfáltica do tipo *gap-graded* apresenta resultados satisfatórios quanto à macrotextura, microtextura e valores de IFI, oferecendo um atrito classificado como “ótimo”. Além disso, a macrotextura superficial das placas confeccionadas em laboratório se caracterizou majoritariamente como negativa, evidenciando a capacidade de drenagem superficial da mesma. Entretanto, deve-se analisar a validade das extrapolações de análise do laboratório para o campo no caso de ensaios visando analisar a textura, uma vez que, os equipamentos disponíveis em laboratório ainda não conseguem reproduzir com exatidão a superfície de um pavimento executado em campo.

A mistura asfáltica testada em laboratório apresentou um valor de ATR de 8,8% estando acima do limite recomendável. Isto demonstra que a macrotextura tende a fechar com a passagem de pneus, diminuindo os vales. Tal resultado está em confirmado com o fato de o número de acidentes aumentar um ano após a intervenção, comprovando esse “fechamento” da textura.

Por fim, foram estudadas metodologias para o cálculo da efetividade da intervenção em relação à diminuição do número de acidentes. Optou-se pelo emprego de dois métodos, o Empírico de Bayes e o Diferenças em Diferenças.

Para o primeiro, mais consolidado na literatura de segurança viária, seguiram-se as etapas propostas pelo HSM. Para tanto, um modelo de previsão de acidentes foi calibrado a partir de dados da Rodovia Régis Bittencourt no seu sentido de tráfego Norte e aplicado aos trechos experimentais. Em seguida, pôde ser definida a diferença entre o número de acidentes esperado para cada trecho e o número de acidentes de fato contabilizado, nos mesmos segmentos de via, nos períodos posteriores à intervenção. Como resultado, o Método EB apresentou que a intervenção resultou numa diminuição média de 48% no número total de acidentes em conjunto para os dois trechos experimentais, um resultado estaticamente significativo a um intervalo de

confiança de 95%. Tal valor resulta numa diminuição de 8,55 acidentes por trecho por período de 12 meses.

Por sua vez, o Método DD, mais empregado em análises econométricas, computou além do cálculo da redução total de acidentes, também a redução de acidentes em pista molhada e pista seca. Para o primeiro cenário, a redução calculada foi maior que pelo Método EB, sendo de 10,73 acidentes por trecho por período de 12 meses. Para o segundo, a redução foi de 2,24 acidentes por trecho por período de 12 meses para acidentes em pista seca. Por fim, observou-se uma redução de 8,20 acidentes por trecho por período de 12 meses em pista molhada.

Esses valores evidenciam que a intervenção, implementada na aplicação do revestimento asfáltico do tipo *gap-graded*, ocasionou uma redução do número de acidentes principalmente em situação de pista molhada na qual se observa o maior abatimento.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Visando um aprofundamento das análises de efeitos de intervenções para aumento do atrito pneu/pavimento são feitas, a seguir, sugestões para os ensaios de laboratório e para o cálculo da efetividade da intervenção.

Quanto à confecção de placas em laboratório, percebe-se ao longo das pesquisas, a dificuldade de reprodução das condições de campo. Isso se dá, principalmente, pela forma de compactação dos corpos de prova. Como alternativa, no presente trabalho foi empregada uma compactação vibratória, aliada à da mesa compactadora do tipo LCPC. Entretanto, para trabalhos futuros sugere-se o estudo do emprego de novas técnicas, a fim de que se atinja uma previsão precisa do comportamento de campo em laboratório.

Já para o cálculo da efetividade de intervenção, sugere-se a adaptação do modelo de previsão de acidentes apresentado pelo *Highway Safety Manual* pela criação de um parâmetro que possam exprimir as variações não consideradas pelo mesmo e que ocorrem dentro de um ano. Tal parâmetro poderia, por exemplo, levar em consideração as variações de volume de chuva entre os períodos antes e após a intervenção, dado que, a quantidade de precipitação não se mantém constante nos anos observados.

REFERÊNCIAS

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Highway Safety Manual**, vol. 1, Washington, D.C., 2010.

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Highway Safety Manual**, vol. 2, Washington, D.C., 2010.

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Highway Safety Manual**, vol. 3, Washington, D.C., 2010.

ABPv - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO. **Informativo Técnico sobre a avaliação da resistência à derrapagem através de aparelhagem portátil**. Rio de Janeiro, n. 18, 1999.

AHMED, M. M.; ABDEL-ATY, M.; PARK, J. Evaluation of the Safety Effectiveness of the Conversion of Two-Lane Roadways to Four-Lane Divided Roadways. **Transportation Research Record**, n. 2515, p.41-49, 2015

AKTAN, F.; SCHNELL, T. Performance Evaluation of Pavement Markings under Dry, Wet, and Rainy Conditions in the Field. **Transportation Research Record**, n. 1877, p.39-48, 2004.

ALAMDARLO, M. N.; HESAMI, S. Optimization of the photometric stereo method for Measuring Pavement texture Properties. **Measurement**, v.127, 2018.

ANDERSON, D. A.; MEYER, W.; ROSENBERGER, J. L. Development of a Procedure for Correcting Skid-Resistance Measurements to a Standard End-of-Season Value. **Transportation Research Record**, n. 1084, p. 40–48, 1986.

APS, M. **Classificação da aderência pneu-pavimento pelo índice combinado IFI – International friction index para revestimentos asfálticos**. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006, 208p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO. Informativo Técnico sobre a avaliação da resistência à derrapagem através de aparelhagem portátil. Rio de Janeiro, n. 18, 1999.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D-2041**: standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures. Pennsylvania, United States: 2000.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D-2726**: standard test method for bulk specific gravity and density of non-absorptive compacted bituminous mixtures. Pennsylvania, United States: 2000.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E1845-15:** Standard Test Method for Calculating Pavement Macrotexture Mean Profile Depth. ASTM International. Pennsylvania, United States: 2015.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E1960-07:** Standard Practice for Calculating International Friction Index. ASTM International. Pennsylvania, United States: 2015.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E303-93:** Standard Test Method for Measuring Surface Frictional Properties Using the British Pendulum Tester. ASTM International, 2018.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E965-15:** Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Using a Volumetric Technique. ASTM International. Pennsylvania, United States: 2015.

AUTOPISTA RÉGIS BITTENCOURT. Disponível em <<http://www.autopistaregis.com.br/?link=institucional>> Acesso: mar. 2017.

AUTOPISTA RÉGIS BITTENCOURT. **Projeto de Mistura Asfáltica**. Registro, 2016.

BASU, S.; SAHA, P. Regression Models of Highway Traffic Crashes: A Review of Recent Research and Future Research Needs. **Procedia Engineering**, vol. 187, p.59 – 66, 2017.

BECKER, S. O.; ICHINO, A. Estimation of average treatment effects based on propensity scores. **The Stata Journal**, v.2, n. 4, p. 358–377, 2002.

BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica:** formação básica para engenheiros. Abeda, Petrobrás. Rio de Janeiro, 2008.

BLACK, W. R. Highway accidents. A spatial and temporal analysis. **Transportation Research Record**, n. 1318, p. 75–82, 1991.

BUDDHAVARAPU, P.; SMIT, A. F.; PROZZI, J. A. A fully Bayesian before–after analysis of permeable friction course (PFC) pavement wet weather safety. **Accident Analysis and Prevention**, vol. 80, p.89–96, 2015.

CAFISO, S.; DI GRAZIANO, A.; DI SILVESTRO, G.; LA CAVA, G.; PERSAUD, B. Development of comprehensive accident models for two-lane rural highways using exposure, geometry, consistency and context variables. **Accident Analysis and Prevention**, vol. 42, n. 4, p.1072–1079, 2010.

CAIRNEY, P.; BENNETT, P. Relationship between road surface characteristic and crashes on Victorian rural roads. **23rd ARRB Conference – Research Partnering with Practitioners**, Adelaide, Australia, 2008. 9p.

CALIENDO, C.; GUIDA, M.; PARISI, A. A crash-prediction model for multilane roads. **Accident Analysis and Prevention**, n. 39, p. 657-670, 2007.

CALIENDO, M.; KOPEINIG, S. Some Practical Guidance for the Implementation of Propensity Score Matching. **Journal of Economic Surveys**, v. 22, n. 1, p. 31–72, 2008

CARLSON, P. J.; PARK, E. S.; ANDERSEN, C. K. Benefits of Pavement Markings. **Transportation Research Record**, n. 2107, p.59-68, 2009.

CHOU, C.; LEE, C.; CHEN, A.; WU, C. Using a constructive pavement texture index for skid resistance screening. **International Journal of Pavement Research and Technology**, n. 10, p.360–368, 2017.

CORLEY-LAY, B J. Friction and Surface Texture Characterization of 14 Pavement Test Sections in Greenville, North Carolina. **Transportation Research Record**, n. 1639, p. 155-161 1998.

CUNTO, F.; SOBREIRA, L.; FERREIRA, S. Assessing the transferability of the Highway Safety Manual predictive method for urban roads in Fortaleza City, Brazil. **Journal of Transportation Engineering**, v. 141, 2015.

DIRINGER, K. T.; BARROS, R. T. Predicting the Skid Resistance of Bituminous Pavements Through Accelerated Laboratory Testing of Aggregates. **Surface Characteristics of Roadways: International Research and Technologies, ASTM STP 1031**, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 61-76, 1990.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Anuário Estatístico das Rodovias Federais 2010**. Brasília, 2010. 687p.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Rodovias Longitudinais**. Disponível em <
<http://www.dnit.gov.br/download/rodovias/rodovias-federais/nomeclatura-das-rodovias-federais/rodovias-longitudinais.pdf> > Acesso: mar. 2017.

DO, M. T.; KANE, M.; CEREZO, V. Laboratory test methods for polishing asphalt surfaces and predicting their skid resistance. **Annals of 92nd Transportation Research Board Annual Meeting**, 2013.

ELVIK, R. The importance of confounding in observational before-and-after studies of road safety measures. **Accident Analysis and Prevention**, vol. 34, p. 631–635, 2002.

EN 12697-22: Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 22: Wheel tracking, 2003.

EVANS, L. **Traffic Safety**. Bloomfield Hills: Science Serving Society, 2004, 444p.

FLINTSCH, G. W.; MCGHEE, K. K.; IZEPPI, E. L.; NAJAFI, S. **The little book of tire pavement friction**. Pavement Surface Properties Consortium, 2012, 23p.

FOGUEL, M. N. Diferenças em diferenças. In: PEIXOTO *et al.* **Avaliação econômica de projetos sociais**. São Paulo: Dinâmica Gráfica e Editora, 2012, p.85-106.

FREITAS E.; PEREIRA, P. Análise da qualidade funcional e do impacto ambiental de uma Estrada urbana. **5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia**, Maputo, Moçambique, 2008.

GEEDIPALLY, S. R.; PRATT, M. P.; LORD, D. Effects of geometry and pavement friction on horizontal curve crash frequency. **Journal of Transportation Safety & Security**, n. 9, 2017.

HALL, J. W.; SMITH, K. L.; TITUS-GLOVER, L.; WAMBOLD, J. C.; YAGER, T. J.; RADO, Z. **Guide for pavement friction**. National Cooperative Highway Research Program – NCHRP Web-Only Document 108, Final Report for NCHRP Project 01-43, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, USA, 2009, 257p.

HAUER, E. **Observational before-after studies in road safety** - Estimating the Effect of Highway and Traffic Engineering Measures on Road Safety. Pergamon Press, Oxford, 1997, 289p.

HAUER, E. Safety and the Choice of Degree of Curve. **Transportation Research Record**, n. 1665, p. 22-27, 1999.

HAUER, E., TERRY, D.; GRIFFITH, M. S. Effect of Resurfacing on Safety of _Two-Lane Rural Roads in New York State. **Transportation Research Record**, n. 1467, p.30-37, 1994.

HAUER, E.; HARWOOD, D.; COUNCIL, F.; GRIFFITH, M. Estimating Safety by the Empirical Bayes Method: A Tutorial. **Transportation Research Record**, n.1784, pp. 126–131, 2002.

HENRY, J. J. **Evaluation of pavement friction characteristics, a synthesis of highway practice**. Transportation Research Board, National Academy Press, Washington 2000.

HENRY, J. J. Tire Wet-Pavement Traction Measurement: A State-of-the-Art Review. **The Tire Pavement Interface - STP929**, p. 3-25, 1986.

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. **Estação Meteorológica de Observação de Superfície Automática**. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=estacoes/estacoesAutomaticas>>. Acesso em 10 jan. 2019.

IPEA - INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA. **Estimativa dos custos dos acidentes de trânsito no Brasil com base na atualização simplificada das pesquisas anteriores do Ipea**. Brasília, Brasil: IPEA, 2015. 20p.

KHAN, M.; ABDEL-RAHIM, A.; WILLIAMS, C. J. Potential crash reduction benefits of shoulder rumble strips in two-lane rural highways. **Accident Analysis and Prevention**, v. 75, p. 35–42, 2015.

KHASAWNEH, A. M. Macrotexture characterisation of laboratory-compacted hot-mix asphalt specimens using a new asphalt polishing machine. **Road Materials and Pavement Design**, v. 19, p. 400-416, 2016.

KOGBARA, R. B.; MASAD, E. A.; KASSEM, E.; SCARPAS, A.; ANUPAM, K. A state-of-the-art review of parameters influencing measurement and modeling of skid resistance of asphalt pavements. **Construction and Building Materials**, v. 114, p. 602–617, 2016

KUCHIISHI, A. K.; CALLAI, S. C.; VIEIRA, T.; BERNUCCI, L. L. B. Estudo da macrotextura do pavimento a partir de ensaios de mancha de areia e drenabilidade em conjunto com análise da superfície por estereoscopia. **Congresso da Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes**, Curitiba, XXVIII ANPET, 2014, 12p.

LAMM, R.; PSARIANOS, B.; MAILAENDER, T. **Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook**. McGraw-Hill, New York, 1999.

LI, H.; GRAHAM, D.J.; MAJUMDAR, A. The impacts of speed cameras on road accidents: An application of propensity score matching methods. **Accident Analysis and Prevention**, v. 60, p. 148– 157, 2013.

LORD, D.; MANNERING, F. The statistical analysis of crash-frequency data: A review and assessment of methodological alternatives. **Transportation Research Part A**, n.44, p.291–305, 2010.

MAHER, M. J.; SUMMERSGILL, I. A comprehensive methodology for the fitting of predictive accident models. **Accident Analysis and Prevention**, vol. 28, n.3, p.281–296, 1996.

MASAD, E.; REZAEI, A.; CHOWDHURY, A.; HARRIS, P. **Predicting Asphalt Mixture Skid Resistance Based on Aggregate Characteristics**. Texas Transportation Institute. The Texas A&M University System. College Station, Texas, USA, 2009.

MASSARO, C. M.; RIBEIRO, R. L.; NARDEZ, N. N.; LAROCCA, A. P. C.; ANDRADE, M. Análises dos acidentes de trânsito em um trecho de rodovia de pista dupla da BR-116/SP: Abordagem segundo o programa “Pare” e o “Highway Safety Manual – HSM”. **Transportes**, v.26, n. 4, 2018.

MAYCOCK, G.; HALL, R. D. Accidents at 4-Arm Roundabouts. **TRRL Laboratory Report 1120**, Transportation and Road Research Laboratory, Crowthorne, Reino Unido, 1984.

MIAOU, S. P. The relationship between truck accidents and geometric design of road sections: Poisson versus negative binomial regressions. **Accident Analysis and Prevention**, vol. 26, n. 4, p.471–482, 1994.

MIAOU, S. P.; LUM, H. Modelling vehicle accidents and highway geometric design relationships. **Accident Analysis & Prevention**, vol. 25, n.6, p.689–709, 1993.

MONTANELLA, A. A comparative analysis of hotspot identification methods. **Accident Analysis and Prevention**, v. 42, p. 571–581, 2010.

MOORE, D. F. Friction and Wear in Rubbers and Tyres. **Wear**, vol. 61, p. 273-282, 1980.

MOTTA JÚNIOR, L. F. **Aplicação do Modelo de Previsão de Acidentes do Highway Safety Manual no Perímetro Urbano Cortado por Rodovia de Mão Dupla e Pista Simples**. Dissertação (mestrado), Faculdade de Engenharia da Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2017, 119 p.

MOURA, E. DE. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2010, 299p.

NAJAFI, S.; FLINTSCH, G. W.; MEDINA, A. Linking roadway crashes and tire–pavement friction: a case study. **International Journal of Pavement Engineering**, n. 18, vol. 2, p.119-127, 2017.

NOYCE, A. D.; BAHIA, H. U.; YAMBÓ, J. M.; KIM, G. **Incorporating road safety into pavement management: maximizing asphalt pavement surface friction for road safety improvements - Draft Literature Review and State Surveys**. Midwest Regional University Transportation Center, Traffic Operations and Safety (TOPS) Laboratory. Wisconsin, United States of America, 2005, 136p.

OKABE, A.; SHIODE, S.; OKUNUKI, K-I. The SANET toolbox: New methods for Network Spatial Analysis. **Transactions in GIS**, vol. 10, nº 4, p. 535-550, 2006.

OMS – ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DE SAÚDE. **Global status report on road safety 2015**. Genebra, Suíça, 2015. 340p.

PEREIRA, C. A.; SOARES, J. B.; PONTES FILHO, I. D. DA S.; BRANCO, V. T. F. C. Análise da aderência pneu-pavimento em pontos de ocorrência de acidentes. **Transportes**, v. 20, n. 2 p. 65–74, 2012.

PERSAUD, B.; LAN, B.; LYON, C.; BHIM, R. Comparison of empirical Bayes and full Bayes approaches for before–after road safety evaluations. **Accident Analysis and Prevention**, vol. 39, p.546–555, 2007.

PERSAUD, B.; LYON, C. Empirical Bayes before–after safety studies: Lessons learned from two decades of experience and future directions. **Accident Analysis and Prevention**, vol. 42, p.38–43, 2010.

PERSAUD, B.; RETTING, A. R.; LYON, C. Crash reduction following installation of centerline rumble strips on rural two-lane roads. **Accident Analysis and Prevention**, v. 36, 1073–1079, 2004.

PINTO, C. C. de X. Pareamento. In: PEIXOTO *et al.* **Avaliação econômica de projetos sociais**. São Paulo: Dinâmica Gráfica e Editora, 2012.

RELATÓRIO DE ACOMPANHAMENTO III. Pesquisa de Recursos para Desenvolvimento Tecnológico – RDT: SOLUÇÕES PARA A REDUÇÃO DE ACIDENTES POR DERRAPAGEM EM PISTA MOLHADA ATRAVÉS DA TEXTURA SUPERFICIAL DOS PAVIMENTOS, 2016.

ROSENBAUM, P.; RUBIN, D. The central role of the propensity score in observational studies for causal effects. **Biometrika**, v. 70, p. 41-55, 1983.

SARAMAGO, J. **O conto da ilha desconhecida**. Companhia das Letras, 1998, 62 p.

SASIDHARAN, L.; DONNELL, E. T. Application of propensity scores and potential outcomes to estimate effectiveness of traffic safety countermeasures: Exploratory analysis using intersection lighting data. **Accident Analysis and Prevention**, v. 50, p. 539– 553, 2013.

SASIDHARAN, L.; DONNELL, E. T. Propensity scores-potential outcomes framework to incorporate severity probabilities in the Highway Safety Manual crash prediction algorithm. **Accident Analysis and Prevention**, v. 71, p. 183– 193, 2014.

SHAFABAKHSH, G. A.; FAMILI, A.; BAHADORI, M. S. GIS-based spatial analysis of urban traffic accidents: Case study in Mashhad, Iran. **Journal of Traffic and Transportation Engineering**, p.1-10, 2017.

SHANKAR, V.; MILTON, J.; MANNERING, F. Modelling accident frequency as zero-altered probability processes: an empirical inquiry. **Accident Analysis and Prevention**, vol. 29, n. 6, p.829–837, 1997.

SILVA, K. C. R. **Aplicação do modelo de previsão de acidentes do HSM em rodovias de pista simples do estado de São Paulo**. Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012, 95 p.

SILVA, K. C. R. **Avaliação da transferabilidade de modelos de previsão de acidentes em rodovias de pista simples no Brasil**. Tese (doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017, 98 p.

SMITH, J. A.; TODD, P. E. Does matching overcome LaLonde's critique of nonexperimental estimators? **Journal of Econometrics**, v. 125, p. 305–353, 2005.

VEMULAPALLI, S. S.; ULAK, M. B.; OZGUVEN, E. E.; SANDO, T.; HORNER, M. W.; ABDELRAZIG, Y.; MOSES, R. GIS-based Spatial and Temporal Analysis of Aging-Involved Accidents: a Case Study of Three Counties in Florida. **Applied Spatial Analysis**, vol. 10, p. 537–563, 2017.

VIEIRA, T. **Asphaltic pavement surface analysis and its effects on the tyre-pavement friction performance**. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2014, 168p.

VIEIRA, T.; SANDBERG, U. Negative Texture, Positive for the Environment: Results of Horizontal Grinding of Asphalt Pavements. **Annals of 97th Transportation Research Board Annual Meeting**, Washington, DC.

WAIHRICH, D. R. L. DA S. **Calibração Do Método De Previsão De Acidentes Do Highway Safety Manual (HSM) Para Trechos Rodoviários De Pista Dupla No Brasil**. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, 2016, 132 p.

WAMBOLD, J. C., ANTLE, C. E. J., HENRY, J., RADO, Z. **International experiment to compare and harmonize skid resistance and texture measurements**. PIARC report, 1995.

WEGMAN, F. The future of road safety: A worldwide perspective. **International Association of Traffic and Safety Sciences**, n.40, p. 66-71, 2016.

WELDEGEBRIEL, Z. B. Social Protection and Vulnerability to Climate Shocks: a Panel Data Evidence from Rural Ethiopia. **Ethiopian Journal of the Social Sciences and Humanities**, v. 12, n. 2, 2016.

WOOD, J. S.; DONNELL, E. T.; PORTER, R. J. Comparison of safety effect estimates obtained from empirical Bayes before–after study, propensity scores-potential outcomes framework, and regression model with cross-sectional data. **Accident Analysis and Prevention**, v. 75, p. 144–154, 2015.

WOODHAM, R. J. Photometric Method for Determining Surface Orientation from Multiple Images. **Optical Engineering**, vol. 19, n.1, p. 139 – 144, 1980.

XIE, Z.; YAN, J. Kernel Density Estimation of traffic accidents in a network space. **Computers, Environment and Urban Systems**, vol. 32, p. 396–406, 2008.

YU, H.; LIU, P.; CHEN, J.; WANG, H. Comparative analysis of the spatial analysis methods for hotspot identification. **Accident Analysis and Prevention**, v. 66, p. 80–88, 2014.

YU, R.; XIONG, Y.; ABDEL-ATY, M. A correlated random parameter approach to investigate the effects of weather conditions on crash risk for a mountainous freeway. **Transportation Research Part C: Emerging Technologies - Special Issue on Road Safety and Simulation**, vol. 50, p. 68–77, 2015.

ZEGEER, C.; STEWART, R.; REINFURT, D.; COUNCIL, F.; NEUMAN, T.; HAMILTON, E.; HUNTER, W. **Cost-effective geometric improvements for safety upgrading of horizontal curves** (FHWA-RD-90-021). Washington, DC: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1991.

ANEXO A – Dados Meteorológicos da estação automática da Barra do Turvo

Ano de 2014

Ano de 2015

Ano de 2016

Ano de 2017

Ano de 2018

APÊNDICE A – Trechos Homogêneos

trecho	km inicial	km final	L	curva	raio	Número de faixas	Largura das faixas	Largura do acostamento	largura do canteiro central	Iluminação	Velocidade	Pedágio	Radar
1	498,02	498,22	0,2	1	730	2	3,6	3	10	0	60	0	0
2	498,3	498,5	0,2	0	0	2	3,6	3	10	0	60	0	0
3	498,6	499,2	0,6	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
4	499,24	499,56	0,32	1	630	2	3,6	3	10	1	80	0	0
5	499,8	500,08	0,28	1	350	2	3,6	3	10	0	80	0	0
6	500,1	500,3	0,2	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
7	500,34	500,54	0,2	1	210	2	3,6	3	10	0	80	0	0
8	500,6	500,8	0,2	1	400	2	3,6	3	10	0	80	0	0
9	500,9	501,2	0,3	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
10	501,26	501,52	0,26	1	690	2	3,6	3	10	0	80	0	0
11	501,78	502,22	0,44	1	690	2	3,6	3	10	0	80	0	0
12	502,44	502,72	0,28	1	220	2	3,6	3	10	0	80	0	0
13	502,92	503,24	0,32	1	690	2	3,6	3	10	0	80	0	0
14	503,3	503,5	0,2	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
15	503,56	503,74	0,18	1	230	2	3,6	3	10	0	80	0	0
16	503,84	504,04	0,2	1	220	2	3,6	3	10	0	80	0	0
17	504,1	504,4	0,3	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
18	504,5	504,68	0,18	1	200	2	3,6	3	10	0	80	0	0
19	504,86	505,06	0,2	1	190	2	3,6	3	10	0	80	0	0
20	505,18	505,38	0,2	1	320	2	3,6	3	10	0	80	0	0
21	505,4	505,9	0,5	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
22	506	506,24	0,24	1	220	2	3,6	3	10	0	80	0	0
23	506,3	506,8	0,5	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
24	506,88	507,12	0,24	1	200	2	3,6	3	10	0	80	0	0
25	507,2	507,4	0,2	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0

26	507,5	507,76	0,26	1	220	2	3,6	3	10	0	80	0	0
27	507,8	508	0,2	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
28	508,02	508,26	0,24	1	360	2	3,6	3	10	0	80	0	0
29	508,44	508,68	0,24	1	1300	2	3,6	3	10	0	80	0	0
30	508,9	509,26	0,36	1	250	2	3,6	3	10	0	60	0	0
31	509,3	509,5	0,2	0	0	2	3,6	3	10	2	60	0	0
32	509,52	509,76	0,24	1	140	2	3,6	3	10	4	60	0	0
33	509,8	510,2	0,4	0	0	2	3,6	3	10	1	60	0	0
34	510,3	510,58	0,28	1	410	2	3,6	3	10	0	60	0	0
35	510,68	510,88	0,2	1	200	2	3,6	3	10	0	60	0	0
36	511,1	511,3	0,2	1	140	2	3,6	3	10	0	60	0	0
37	511,5	511,72	0,22	1	140	2	3,6	3	10	0	60	0	0
38	511,76	512,04	0,28	1	150	2	3,6	3	10	0	60	0	0
39	512,2	512,44	0,24	1	140	2	3,6	3	10	0	60	0	0
40	512,48	512,66	0,18	1	130	2	3,6	3	10	0	60	0	0
41	512,68	512,86	0,18	1	130	2	3,6	3	10	0	60	0	0
42	512,92	513,12	0,2	1	250	2	3,6	3	10	0	60	0	0
43	513,5	513,72	0,22	1	130	2	3,6	3	10	0	60	0	0
44	514,1	514,36	0,26	1	140	2	3,6	3	10	0	60	0	0
45	514,44	514,68	0,24	1	290	2	3,6	3	10	0	60	0	0
46	514,86	515,08	0,22	1	230	2	3,6	3	10	0	60	0	0
47	515,48	515,7	0,22	1	190	2	3,6	3	10	0	80	0	0
48	515,78	515,96	0,18	1	620	2	3,6	3	10	0	80	0	0
49	516	516,4	0,4	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
50	516,42	516,64	0,22	1	220	2	3,6	3	10	0	80	0	0
51	516,7	517	0,3	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
52	517,1	517,28	0,18	1	320	2	3,6	3	10	0	80	0	0
53	517,3	517,5	0,2	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
54	518,08	518,3	0,22	1	460	2	3,6	3	10	0	80	0	0

55	518,42	518,62	0,2	1	290	2	3,6	3	10	0	80	0	0
56	518,7	519,4	0,7	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
57	519,56	519,8	0,24	1	1690	2	3,6	3	10	0	110	0	0
58	519,9	520,8	0,9	0	0	2	3,6	3	10	0	110	0	0
59	520,82	521,02	0,2	1	360	2	3,6	3	10	0	110	0	0
60	521,1	522,9	1,8	0	0	2	3,6	3	10	0	110	0	0
61	523	523,24	0,24	1	670	2	3,6	3	10	0	110	0	0
62	523,26	523,6	0,34	1	1450	2	3,6	3	10	0	110	0	0
63	543,54	543,76	0,22	1	500	2	3,6	3	10	0	40	0	0
64	543,9	544,1	0,2	0	0	2	3,6	3	10	0	60	1	0
65	544,14	544,38	0,24	1	520	2	3,6	3	10	0	60	0	0
66	544,44	544,7	0,26	1	150	2	3,6	3	10	0	60	0	0
67	545,7	547	1,3	0	0	2	3,6	3	10	0	60	0	1
68	547,02	547,26	0,24	1	300	2	3,6	3	10	0	60	0	0
69	547,68	548,02	0,34	1	220	2	3,6	3	10	0	60	0	0
70	548,05	548,3	0,25	0	0	2	3,6	3	10	0	60	0	0
71	548,6	549,1	0,5	0	0	2	3,6	3	10	0	60	0	0
72	549,7	550,002	0,302	0	0	2	3,6	3	10	0	60	0	0
73	550,02	550,25	0,23	1	130	2	3,6	3	10	0	60	0	0
74	550,28	550,48	0,2	1	110	2	3,6	3	10	0	60	0	0
75	550,5	550,74	0,24	1	160	2	3,6	3	10	0	60	0	1
76	550,8	551,1	0,3	0	0	2	3,6	3	10	0	60	0	0
77	551,38	551,58	0,2	1	150	2	3,6	3	10	1	60	0	0
78	551,76	552,06	0,3	1	450	2	3,6	3	10	0	60	0	0
79	552,3	552,6	0,3	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
80	552,66	553,02	0,36	1	330	2	3,6	3	10	0	80	0	0
81	553,1	553,3	0,2	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
82	553,5	554,1	0,6	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
83	554,14	554,36	0,22	1	220	2	3,6	3	10	0	80	0	0

84	554,4	554,7	0,3	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
85	554,76	555,26	0,5	1	220	2	3,6	3	10	0	80	0	0
86	555,3	555,5	0,2	0	0	2	3,6	3	10	0	80	0	0
87	555,54	555,8	0,26	1	800	2	3,6	3	10	0	80	0	0
88	556,1	558	1,9	0	0	2	3,6	3	10	0	110	0	0
89	563,92	564,1	0,18	1	610	2	3,6	3	10	0	110	0	0
90	564,36	564,56	0,2	1	260	2	3,6	3	10	0	110	0	0
91	564,6	565,2	0,6	0	0	2	3,6	3	10	0	110	0	0
92	565,28	565,5	0,22	1	620	2	3,6	3	10	0	110	0	0
93	565,56	565,76	0,2	1	330	2	3,6	3	10	0	110	0	0
94	565,8	566,1	0,3	0	0	2	3,6	3	10	0	110	0	0
95	566,28	566,48	0,2	1	330	2	3,6	3	10	0	110	0	0
96	566,5	567,1	0,6	0	0	2	3,6	3	10	0	110	0	0
97	567,48	567,68	0,2	1	240	2	3,6	3	10	0	60	0	0