

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES**

**ADAPTAÇÃO DO HCM-6 PARA ANÁLISE DE  
RODOVIAS DE PISTA SIMPLES SEM FAIXAS  
ADICIONAIS NO BRASIL**

**Juliângelo Kayo Sangi de Oliveira**

**Belo Horizonte**

**2021**

**Juliângelo Kayo Sangi de Oliveira**

**Adaptação do HCM-6 para análise de rodovias de  
pista simples sem faixas adicionais no Brasil**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Transportes

Orientador: José Elievam Bessa Júnior

Belo Horizonte  
Escola de Engenharia da UFMG

2021

## FICHA CATALOGRÁFICA

O48a	<p>Oliveira, Juliângelo Kayo Sangi de. Adaptação do HCM-6 para análise de rodovias de pista simples sem faixas adicionais no Brasil [recurso eletrônico] / Juliângelo Kayo Sangi de Oliveira. – 2021. 1 recurso online (99 f. : il., color.) : pdf.</p> <p>Orientador: José Elievam Bessa Júnior.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Anexo: f. 92-97. Apêndice: f. 98-99. Bibliografia: f. 87-91.</p> <p>Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Transportes - Teses. 2. Engenharia de tráfego – Teses. 3. Rodovias – Teses. 4. Rodovias – Manuais, Guias, etc. – Teses. I. Bessa Júnior, José Elievam. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 656(043)</p>
------	---



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES

## FOLHA DE APROVAÇÃO

Adaptação do HCM-6 para análise de rodovias de pista simples sem faixas adicionais no Brasil

JULIÂNGELO KAYO SANGI DE OLIVEIRA

Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração TRANSPORTES. Aprovada em 30 de agosto de 2021, pela banca constituída pelos membros:

Prof. José Elievam Bessa Junior (Orientador) - UFMG

Prof. Manoel Mendonça de Castro Neto - UFC

Prof. Felipe Caleffi - UFSM

Belo Horizonte, 30 de agosto de 2021.



Documento assinado eletronicamente por Felipe Caleffi, Usuário Externo, em 30/08/2021, às 16:57, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por Manoel Mendonça de Castro Neto, Usuário Externo, em 30/08/2021, às 16:58, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por Jose Elievam Bessa Junior, Professor do Magistério Superior, em 30/08/2021, às 17:01, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [https://sei.ufmg.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador 0918275 e o código CRC D211A2C0.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço, primeiramente, a Deus por ter me sustentado e capacitado até aqui.

Ao Professor Dr. José Elievam Bessa Júnior, pelos ensinamentos, conselhos, suporte, confiança e oportunidades que me deu durante esse processo.

Aos Professores Dr. Felipe Caleffi e Dr. Manoel M. Castro Neto pelas contribuições dadas a esse trabalho tanto na qualificação quanto na defesa desta dissertação.

Aos professores, servidores e colegas do Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia da Universidade Federal de Minas Gerais que, de alguma forma, contribuíram para que esse trabalho se tornasse realidade.

Aos familiares e amigos pelo incentivo e pela torcida para que mais essa etapa fosse vencida, minha eterna gratidão.

À AIMSUN pelo fornecimento da licença do simulador AIMSUN Next.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão de bolsa de estudos.

## RESUMO

OLIVEIRA, J. K. S. **Adaptação do HCM-6 para análise de rodovias de pista simples sem faixas adicionais no Brasil**. 99f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2021.

O *Highway Capacity Manual* (HCM) é um dos principais documentos utilizados para a análise do nível de serviço e da capacidade de componentes viários ao redor do mundo. Todavia, a aplicação de sua metodologia sem que sejam realizadas adaptações às condições locais de tráfego, das vias e das características dos veículos e dos motoristas pode resultar em discrepâncias entre as medidas de desempenho calculadas por meio do manual e as observadas em campo. No Brasil, diversos estudos têm mostrado que o método do HCM subestima o nível de serviço se não forem consideradas as particulares locais. A 6ª edição do manual trará uma nova metodologia para a análise de rodovias de pista simples. Espera-se que essa nova metodologia seja fortemente baseada no *Final Report for NCHRP Project 17-65* desenvolvido pelo *National Cooperative Highway Research Program*. De acordo com esse relatório, o nível de serviço das rodovias de pista simples será determinado com base na densidade de veículos em pelotões (*FD*). Nesse contexto, este trabalho teve, como objetivo, adaptar o novo método do HCM-6 – cuja descrição preliminar encontra-se no relatório do NCHRP *Project 17-65* – às condições das rodovias de pista simples brasileiras sem faixas adicionais. Para isso, com base em dados de campo coletados em estudos anteriores, foi realizada uma análise de sensibilidade a fim de se determinar os parâmetros de calibração mais relevantes do simulador de tráfego Aimsun Next. De posse do simulador devidamente calibrado, foram obtidos resultados de simulação para segmentos hipotéticos com o intuito de ajustar modelos de tráfego para obtenção da *FD*, de acordo com a estrutura proposta no NCHRP *Project 17-65*, de modo que representem os dados observados em campo. Os resultados de *FD* encontrados com o método proposto mostraram que os modelos de tráfego do HCM necessitam de adaptações para avaliar rodovias brasileiras, evitando a obtenção de níveis de serviço subestimados em relação ao que é observado em campo.

Palavras-Chaves: Nível de Serviço; Rodovias de pista simples; Simulação de tráfego.

## ABSTRACT

OLIVEIRA, J. K. S. **Adaptation of HCM-6 to analyze two-lane highways without climbing lanes in Brazil.** 99f. Dissertation (Master in Geotechnics and Transportation) – Federal University of Minas Gerais, Belo Horizonte, 2021.

The Highway Capacity Manual (HCM) is one of the main documents used to analyze the level of service and capacity of road components around the world. However, the application of its methodology without adjusting local traffic conditions, roads, and vehicles and drivers' characteristics can result in discrepancies between performance measures calculated from the manual methodology and those observed in the field. In Brazil, several studies have shown that the HCM method underestimates the level of service if local particularities are not considered. The 6th edition of the manual will bring a new methodology for the analysis of two-lane highways. This new methodology is expected to be based on the Final Report for NCHRP Project 17-65 developed by the National Cooperative Highway Research Program. According to this report, the level of service of two-lane highways will be determined by analyzing the follower density (*FD*) measure. In this context, the objective of this work was to adjust the new HCM-6 method - whose preliminary description can be found in the NCHRP Project 17-65 Report - to the conditions of Brazilian two-lane highways without climbing lanes. Thus, based on field data collected in previous studies, a sensitivity analysis was performed to determine the most relevant calibration parameters of the Aimsun Next traffic simulator. Once the simulator is calibrated, simulation results were obtained for hypothetical segments to adjust traffic models to obtain *FD*, according to the structure proposed in NCHRP Project 17-65, so that they represent the data observed in the field. The results of *FD* showed that the HCM traffic models need adjustments to be applied to evaluate Brazilian two-lane highways without climbing lanes, in order to avoid underestimated levels of service concerning what is observed in the field.

Keywords: Level of Service; Two-lane highways; Traffic simulation.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.1	OBJETIVOS DO TRABALHO .....	17
1.2	JUSTIFICATIVA.....	17
1.3	ESTRUTURA DA PESQUISA.....	18
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>19</b>
2.1	<i>HIGHWAY CAPACITY MANUAL (HCM)</i> .....	19
2.2	MEDIDAS DE DESEMPENHO E NÍVEL DE SERVIÇO .....	33
2.3	ADAPTAÇÃO DO MÉTODO HCM ÀS CONDIÇÕES BRASILEIRAS .....	35
<b>3</b>	<b>COLETA DE DADOS E CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO AIMSUN NEXT.....</b>	<b>38</b>
3.1	COLETA DOS DADOS DE TRÁFEGO.....	38
3.2	CARACTERIZAÇÃO DOS VEÍCULOS PESADOS .....	40
3.3	CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO AIMSUN NEXT .....	42
3.4	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE .....	44
3.4.1	<i>Modelo de car-following</i> .....	45
3.4.2	<i>Modelo de ultrapassagem em rodovias de pista simples</i> .....	47
3.5	CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS COMPORTAMENTAIS COM ALGORITMO GENÉTICO .....	49
<b>4</b>	<b>ADAPTAÇÃO DO MÉTODO DO NCHRP PROJECT 17-65.....</b>	<b>54</b>
4.1	GERAÇÃO DE DADOS SINTÉTICOS .....	54
4.2	CLASSIFICAÇÃO DOS ALINHAMENTOS VERTICAIS .....	55
4.3	ESTIMATIVA DA VELOCIDADE DE FLUXO LIVRE ( <i>FFS</i> ).....	62
4.4	ESTIMATIVA DA VELOCIDADE MÉDIA DE VIAGEM ( <i>ATS</i> ).....	68
4.4.1	<i>Determinação do coeficiente de inclinação do modelo de determinação de ATS (m)</i> .....	69



4.4.2	Determinação do coeficiente de potência do modelo de determinação de ATS (p) .....	74
4.5	ESTIMATIVA DA PORCENTAGEM DE VEÍCULOS EM PELOTÕES (PF) .....	75
4.6	ESTIMATIVA DA DENSIDADE DE VEÍCULOS EM PELOTÕES (FD) EM CAMPO E DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO .....	77
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>82</b>
5.1	COLETA DE DADOS E CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO AIMSUN NEXT .....	82
5.2	ADAPTAÇÃO DO NCHRP PROJECT 17-65 E OBTENÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO .....	83
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>87</b>
	<b>ANEXO A – PERFIS VERTICAIS E SINALIZAÇÃO HORIZONTAL DOS TRECHOS OBSERVADOS ..</b>	<b>92</b>
	<b>APÊNDICE A – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO.....</b>	<b>98</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Curva Exponencial para dois pontos do PF.....	30
Figura 2.2: Fluxograma do método <i>NCHRP</i> para determinação do nível de serviço de rodovias de pista simples .....	33
Figura 3.1: Trecho da BR 040 entre Cristalina-GO e Paracatu-MG.....	39
Figura 3.2: Frequência acumulada de velocidade desejada .....	43
Figura 3.3: (a) Ativação do desejo por ultrapassar na modelagem das ultrapassagens; (b) Posição na fila considerada no modelo de ultrapassagem; e (c) Probabilidade de ultrapassagem considerado o tempo de viagem restante .....	48
Figura 3.4: Comparação entre os valores de SE obtidos com os parâmetros <i>default</i> e com os parâmetros calibrados do Aimsun Next .....	52
Figura 3.5: Comparação entre os valores de SE obtidos no processo de validação da calibração do Aimsun Next .....	53
Figura 4.1: Curva de desempenho dos veículos pesados tipo em função da inclinação da rampa.....	57
Figura 4.2: <i>FFS versus HV</i> em trecho de 1,00 milha com <i>BFFS</i> = 89 km/h em (a) zonas de ultrapassagens permitidas; e (b) zonas de ultrapassagens proibidas .....	63
Figura 4.3: <i>FFS versus HV</i> para segmento de 1,00 milha em zona de ultrapassagem permitida, <i>BFFS</i> = 89 km/h e (a) $v_o=200$ veic/h; (b) $v_o=400$ veic/h; e (c) $v_o=1500$ veic/h.....	64
Figura 4.4: <i>FFS versus HV</i> para segmento de em zona de ultrapassagem permitida, com $v_o=200$ veic/h, <i>BFFS</i> = 89 km/h e comprimento (a) 0,25 mi; (b) 2,00 mi; e (c) 3,00 mi .....	65
Figura 4.5: <i>BFFS versus</i> coeficiente de inclinação para segmentos de 1,00 mi em zonas de ultrapassagem permitida e (a) fluxo oposto igual a 0 veic/h; (b) fluxo oposto igual a 800 veic/h; e (c) fluxo oposto igual a 1500 veic/h.....	66

Figura 4.6: Comprimento do segmento <i>versus</i> coeficiente de inclinação para segmentos em zonas de ultrapassagem permitida e <i>BFFS</i> igual a 88 km/h e (a) fluxo oposto igual a 0 veic/h; (b) fluxo oposto igual a 800 veic/h; e (c) fluxo oposto igual a 1500 veic/h.....	67
Figura 4.7: Fluxo oposto <i>versus</i> coeficiente de inclinação para segmentos de 1,00 mi em zonas de ultrapassagem permitida e (a) <i>BFFS</i> igual a 80 km/h; (b) <i>BFFS</i> igual a 96 km/h; e (c) <i>BFFS</i> igual a 112 km/h.....	68
Figura 4.8: <i>FFS</i> <i>versus</i> coeficiente <i>m</i> para trecho com zona de ultrapassagem permitida, HV=10% e comprimento igual a (a) 0,50 mi, (b) 1,00 mi e (c) 2,00 mi .....	71
Figura 4.9: Comprimento do segmento (km) <i>versus</i> coeficiente <i>m</i> para trecho em zona de ultrapassagem permitida, HV=10% e <i>FFS</i> igual a (a) 72 km/h; (b) 88 km/h e (c) 104 km/h .....	72
Figura 4.10: Porcentagem de veículos pesados <i>versus</i> coeficiente <i>m</i> para trecho em zona de ultrapassagem permitida e <i>FFS</i> igual a (a) 72 km/h; (b) 88 km/h e (c) 104 km/h .....	73
Figura 4.11: <i>ATS</i> <i>versus</i> fluxo direcional para o <i>NCHRP Project 17-65</i> adaptado .....	74
Figura 4.12: <i>PF</i> <i>versus</i> fluxo direcional para o <i>NCHRP Project 17-65</i> adaptado .....	76
Figura 4.13: <i>FDs</i> obtidas em campo e através dos modelos de: (a) Bessa Jr. (2015); (b) Silva (2019); (c) <i>NCHRP Project 17-65</i> (Washburn <i>et al.</i> , 2018); e (d) adaptação do <i>NCHRP Project 17-65</i> .....	79
Figura 4.14: Porcentagem dos níveis de serviço obtidos com o <i>NCHRP Project 17-65</i> adaptado, sem adaptações e obtido em campo .....	81
Figura A.1: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 97 e 105 da BR-040 .....	92
Figura A.2: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 130 e 140 da BR-040 .....	93
Figura A.3: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 130 e 140 da BR-040 .....	94

Figura A.4: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 19-29 da BR-040 .....	95
Figura A.5: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 359-369 da BR-040 .....	96
Figura A.6: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 369-379 da BR-040 .....	97

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Avaliação das medidas de desempenho para rodovias de pista simples .....	21
Tabela 2.2: Classificação dos alinhamentos verticais e horizontais com base na redução da velocidade de fluxo livre dos veículos pesados .....	23
Tabela 2.3: Classificação para alinhamento vertical (declives em parênteses).....	23
Tabela 2.4: Coeficientes de ajuste para cálculo da $FFS$ .....	26
Tabela 2.5: Coeficientes para o alinhamento vertical das zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens .....	28
Tabela 2.6: Coeficientes para cálculo do $b_3$ em zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens.....	28
Tabela 2.7: Coeficientes $d_0$ a $d_3$ para zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens.....	28
Tabela 2.8: Coeficientes para o cálculo do modelo de potência de zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens.....	29
Tabela 2.9: Coeficientes $b$ para o cálculo da $PF_{cap}$ para zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens .....	30
Tabela 2.10: Coeficientes $c$ para o cálculo da $PF_{25\%cap}$ em segmentos com zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens .....	31
Tabela 2.11: Coeficientes $d_1$ e $d_2$ para o cálculo do coeficiente de inclinação.....	31
Tabela 2.12: Coeficientes $e_0$ a $e_4$ para o cálculo de $p$ .....	32
Tabela 2.13: Critérios para determinação do nível de serviço com base em $FD$ .....	34
Tabela 2.14: Porcentagens obtidas para cada nível de serviço de acordo com cada método.....	36
Tabela 2.15: Comparação entre os custos de implantação de acordo com a edição do HCM.....	36
Tabela 3.1: Dados de tráfego dos segmentos viários analisados.....	39

Tabela 3.2: Fluxos e velocidade média observados .....	40
Tabela 3.3: Amostragem de veículos pesados .....	41
Tabela 3.4: Caracterização das categorias dos veículos pesados .....	41
Tabela 3.5: Características dos veículos pesados tipo inseridos no simulador .....	42
Tabela 3.6: Relações das características dos veículos pesados tipo inseridos no simulador .....	42
Tabela 3.7: Análise estatística dos parâmetros calibráveis .....	45
Tabela 3.8: Espaço de busca e valores <i>default</i> dos parâmetros de calibração .....	50
Tabela 3.9: Melhores conjunto de parâmetros encontrados em cada aplicação do AG.....	51
Tabela 4.1: Valores de variáveis utilizadas nos experimentos.....	55
Tabela 4.2: Velocidades dos veículos pesados tipo sob diferentes condições de geometria da via em trechos de aclive (km/h) .....	57
Tabela 4.3: Coeficientes de calibração para cálculo da velocidade do veículo pesado tipo .....	58
Tabela 4.4: Comprimento de segmento adicional para velocidades iniciais em declives diferentes das velocidades iniciais em aclives .....	59
Tabela 4.5: Velocidades de equilíbrio e comprimentos de segmentos para veículo pesado tipo .....	60
Tabela 4.6: Velocidades dos veículos pesados tipo sob diferentes condições de geometria da via em trechos de declive (km/h) .....	60
Tabela 4.7: Classificação para alinhamento vertical (declives em parênteses).....	61
Tabela 4.8: Coeficientes para a relação <i>FFS - HV</i> .....	66
Tabela 4.9: Coeficientes para o alinhamento vertical .....	70
Tabela 4.10: Coeficientes para o cálculo de $b_3$ .....	70
Tabela 4.11: Coeficientes para o cálculo de $b_4$ .....	70

Tabela 4.12: Coeficientes para o cálculo de $p$ .....	74
Tabela 4.13: Valores de $b_0 - b_7$ para cálculo de $PF_{cap}$ .....	75
Tabela 4.14: Valores de $c_0 - c_7$ para cálculo de $PF_{25cap}$ .....	75
Tabela 4.15: Coeficiente $d_1$ e $d_2$ para o cálculo do coeficiente de inclinação $m$ .....	76
Tabela 4.16: Coeficiente $e_0 - e_4$ para o cálculo do coeficiente de potência $p$ .....	76
Tabela 4.17: Critérios de obtenção do nível de serviço.....	77
Tabela 4.18: Funções de ajustamento para os modelos de $FD$ em relação aos dados de campo..	80
Tabela 4.19: Porcentagem de nível de serviço para $FD$ obtido com os modelos.....	81
Tabela 4.20: Porcentagem de nível de serviço para $FD$ obtido em campo.....	81

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres

ARTESP – Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados de Transporte do Estado de São Paulo

*ATS – Average Travel Speed*

BH – Belo Horizonte

BSB - Brasília

CNT – Confederação Nacional de Transportes

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

*FD – Follower Density*

*FFS – Free Flow Speed*

HCM – *Highway Capacity Manual*

*PFFS – Percent of Free Flow Speed*

*PTSF – Percent Time Spent Following*

SETOP-MG – Secretaria de Estado de Transportes e Obras Públicas de Minas Gerais

*TRB - Transportation Research Board of the National Academy of Sciences*



# 1 INTRODUÇÃO

O modo rodoviário tem um papel fundamental no transporte de cargas e de passageiros no Brasil, sendo responsável pela movimentação de mais de 60% das mercadorias e 95% das pessoas. De acordo com Martins *et al.* (2016), a existência das rodovias deve ser vista como um fator de coesão nacional, interligando os lugares mais remotos aos grandes centros urbanos altamente adensados, fomentando, dessa forma, as trocas comerciais, culturais e sociais.

A importância do transporte rodoviário no cenário brasileiro é baseada, entre outros fatores, devido à sua extensa malha viária, que compreende, aproximadamente, 1,7 milhões de quilômetros, com 92,7% desse total compreendido pelas rodovias de pistas simples e apenas 21,5% de rodovias pavimentadas. Além disso, o país já contava, em 2019, com uma frota superior a 103 milhões de veículos registrados, um crescimento de aproximadamente 81% em relação a 2009 (CNT, 2020).

Nesse contexto, é de suma importância que sejam realizados investimentos em infraestrutura viária para o desenvolvimento econômico do Brasil, melhorando, dessa forma, as condições de tráfego das rodovias, promovendo maior segurança, conforto e redução de custos operacionais. A Confederação Nacional dos Transportes (CNT, 2020) ressalta que o aperfeiçoamento da infraestrutura rodoviária deve ser ação prioritária visando melhorar o desempenho da movimentação de pessoas e mercadorias, objetivando, conseqüentemente, ganhos dos pontos de vista ambiental, social e econômico. Para tal, é fundamental um planejamento adequado do sistema viário, com estudos capazes de identificar formas de promover melhorias significativas no desempenho operacional das rodovias e orientar a tomada de decisão dos envolvidos, utilizando os recursos disponíveis para a expansão das rodovias de forma cada vez mais eficiente.

Em se tratando de análise do desempenho de rodovias e componentes do sistema de transportes, o *Highway Capacity Manual* (HCM), desenvolvido pelo *Transportation Research Board* (TRB), é o principal documento utilizado ao redor do mundo para a estimação e avaliação da capacidade e do nível de serviço de diversos elementos viários, tornando-se importante referência para especialistas da área de transportes.

No Brasil, a utilização do HCM é amplamente recomendada por agências como o Departamento Nacional de Infraestrutura (DNIT), a Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), a

Agência Reguladora de Serviços Públicos Delegados de Transporte do Estado de São Paulo (ARTESP) e a Secretaria de Estado de Transportes e Obras Públicas de Minas Gerais (SETOP), de forma a determinar as condições operacionais das rodovias e embasar a necessidade de melhorias dessas vias. Os processos de concessões rodoviárias realizados por essas agências preveem a utilização do manual em suas várias versões para as análises de capacidade e de nível de serviço. Além disso, o próprio Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006), que estabelece as diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários, apresenta o HCM como uma das metodologias a serem utilizadas na aferição e diagnóstico das condições operacionais dos elementos viários. Nesse contexto, o manual possui um forte apelo ao seu uso por órgãos que gerenciam o tráfego rodoviário brasileiro e por aqueles que desenvolvem estudos de tráfego e projetos rodoviários, sobretudo no que diz respeito às concessões rodoviárias (Pereira e Bessa Jr., 2017).

Entretanto, o HCM foi desenvolvido baseado em pesquisas realizadas em rodovias dos EUA e Canadá (TRB, 2016), sendo aplicado, em diferentes regiões, inclusive no Brasil, sem que haja qualquer tratamento que adeque suas equações, parâmetros e metodologia à realidade dessas localidades, apresentando, por esse motivo, diversas deficiências e limitações em suas análises (SETTI *et al.*, 2011). No panorama brasileiro, o DNIT (2006) destaca que a metodologia proposta pelo HCM é utilizada integralmente, sem qualquer modificação ou ajuste. Sob essa ótica, uma avaliação equivocada impacta sempre negativamente o sistema viário: se subestimado, pode levar a custos desnecessários com melhorias; se superestimado, implica a falta de implementação de melhorias necessárias para o bom funcionamento do sistema (PAULA, 2006).

Martín (2018) explica que o HCM deve ser ajustado às condições dos locais onde for aplicado, pois existem diferenças significativas no comportamento dos usuários, no clima, na topografia, na composição do tráfego, nas características dos veículos e das vias que podem ser cruciais para a determinação da capacidade e do nível de serviço do componente viário analisado.

Por essa razão, estudos vêm sendo realizados em diversos países com o intuito de verificar e adequar as metodologias do HCM a essas localidades. Segundo Samboni (2014), Argentina e Colômbia já desenvolvem pesquisas nesse âmbito, por exemplo. Além desses, países como Alemanha e África do Sul promoveram uma completa modificação dos métodos propostos pelo HCM para determinação do nível de serviço em rodovias de pistas simples (SETTI, 2009).

No Brasil, os estudos de Utimura *et al.* (2007), Bessa Jr. (2015), Pereira e Bessa Jr. (2017), Bessa Jr. e Setti (2018) e Silva (2019) concluem que a adoção do método previsto em edições

anteriores do manual HCM sem que haja adaptação às condições locais tende a subestimar o nível de serviço em rodovias brasileiras. Por isso, esses autores propõem adaptações na metodologia e parâmetros apresentados pelo manual ou mesmo sugerem que medidas alternativas sejam utilizadas para a análise de rodovias brasileiras.

## **1.1 Objetivos do trabalho**

Diante do exposto, o objetivo geral desta pesquisa foi adaptar o método do HCM-6 para o cálculo do nível de serviço de rodovias de pista simples sem faixas adicionais no Brasil. Vale ressaltar que o novo método do HCM para análise de rodovias de pista simples está sob revisão (Washburn *et al.*, 2018). Para que o objetivo geral seja atingido, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- 1) Obter uma versão calibrada e validada para o simulador de tráfego escolhido, o Aimsun Next, considerando-se o tráfego observado em segmentos de rodovias de pista simples sem faixas adicionais brasileiros;
- 2) Adaptar as relações de tráfego básicas e os fatores de ajuste apresentados no novo método do HCM-6 a fim de calcular o nível de serviço adequadamente para as condições locais;
- 3) Determinar as diferenças entre as medidas de desempenho e os níveis de serviço obtidos utilizando o HCM com e sem as adaptações propostas neste trabalho a partir de dados observados em campo.

## **1.2 Justificativa**

A necessidade de adaptação do HCM às condições locais é uma realidade que precisa ser avaliada, de forma a minimizar as distorções que a falta de ajuste dos parâmetros pode gerar aos resultados, comprometendo a análise do nível de serviço das rodovias locais (como no Brasil). Assim, é primordial que o HCM seja adaptado às condições das regiões onde será aplicado, conforme preconiza o próprio manual (TRB, 2010, p. 1-2) e reforça o DNIT (2006, p. 263).

Embora seja razoável considerar o desenvolvimento de um método totalmente alternativo ao proposto pelo HCM, como feito por Bessa Jr. (2015) e Silva (2019), percebe-se que o manual possui um apelo ao seu uso por órgãos que gerenciam o tráfego rodoviário brasileiro, sobretudo no que diz respeito às concessões rodoviárias (Pereira e Bessa Jr., 2017). Nesse sentido, no Brasil, diversos estudos, como os desenvolvidos por Mon-Ma (2008) e Egami (2006) para rodovias de pista simples com e sem faixas adicionais, propuseram adaptações das tabelas e relações básicas do HCM, mantendo-se a sua estrutura, diante das características veiculares, comportamento dos

motoristas, composição do tráfego e condições geométricas das vias observadas no país. Este trabalho, portanto, tem uma meta similar para a versão atual do método do HCM voltada para rodovias de pista simples (Washburn *et al.*, 2018).

O novo método do HCM para análise de rodovias de pista simples envolve uma série de formulações com grande quantidade de coeficientes de ajuste. Por isso, fica ainda mais clara a necessidade de se estudar as condições locais para que o nível de serviço seja compatível com a realidade das rodovias, dos motoristas e dos veículos locais. É importante frisar que há novos métodos sendo desenvolvidos para compor o HCM, a depender do tipo de componente viário. Quanto à análise de rodovias de pista simples, é possível dizer que há uma lacuna a ser explorada, na tentativa de obter o ajuste do método do HCM para as condições brasileiras. Dessa forma, busca-se minimizar as distorções que a falta de ajuste dos parâmetros pode gerar aos resultados, comprometendo a análise do nível de serviço das rodovias.

### **1.3 Estrutura da pesquisa**

Este trabalho foi organizado em cinco capítulos, dentre os quais está esta introdução que apresenta e contextualiza a problemática abordada. Posteriormente, a revisão bibliográfica, que faz uma abordagem sobre o histórico do HCM, o novo método utilizado para análise das rodovias de pista simples e suas medidas de desempenho, além de apresentar alguns estudos sobre a aplicação do HCM no contexto brasileiro, é apresentada no Capítulo 2. No capítulo 3, são abordados a coleta e tratamento dos dados de tráfego, bem como os processos de calibração e de validação do simulador Aimsun Next. O ajuste proposto para os modelos de tráfego do novo método do HCM para rodovias de pista simples, sem considerar a presença de faixas adicionais, é apresentado no Capítulo 4. Finalmente, no Capítulo 5, são apresentadas as conclusões desta pesquisa e as recomendações para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo, são abordados os principais aspectos referentes ao HCM-6, alguns de seus conceitos, considerações e a metodologia para a determinação da capacidade e do nível de serviço em rodovias de pista simples proposta pelo *National Cooperative Highway Research Program* através do relatório *Final Report* do *NCHRP Project 17-65*. Além disso, são apresentados estudos que foram desenvolvidos no Brasil com a finalidade de analisar a necessidade e as possíveis implicações de não se adaptar o método à realidade das rodovias de pistas simples brasileiras

### 2.1 *Highway Capacity Manual (HCM)*

O HCM, desenvolvido pelo *Transportation Research Board (TRB)*, se tornou o mais importante documento para análise operacional de diferentes componentes do sistema viário, pois apresenta uma série de métodos e procedimentos que incorporam o conhecimento teórico e a experiência prática de seus desenvolvedores. De acordo com a última versão do HCM (TRB, 2016), o manual foi elaborado com os objetivos de definir medidas de desempenho, além de prover a seus usuários um consistente, sistemático e uniforme conjunto de métodos, por meio dos quais é possível estimar as medidas operacionais do tráfego. Além disso, sua metodologia é suficientemente detalhada, o que permite a seus usuários compreender os fatores que afetam as operações nos componentes viários.

A primeira versão do HCM foi lançada em 1950 e foi o primeiro documento a tratar do conceito de capacidade do sistema viário. Desde então, o manual tem sido periodicamente atualizado, com base em pesquisas referendadas pelo *Highway Capacity and Quality of Service Committee* ao longo dos anos, bem como em função do desenvolvimento dos projetos geométricos das vias e de seus componentes e do avanço da indústria automobilística. Assim, em 1965, por meio de uma significativa atualização, a segunda edição do manual introduziu o conceito de nível de serviço, o qual é base para determinar a adequação das instalações de transporte sob as perspectivas de planejamento, projeto e operação (TRB, 2016).

Em 1985, uma nova versão do HCM foi lançada, segundo Roess e Prassas (2014), em um contexto em que os conceitos apresentados pelas versões anteriores estavam se tornando populares e sendo fortemente utilizados e recomendados pelas organizações e agências. A novidade proposta por essa versão está relacionada a uma reorganização do manual. Além disso, foram apresentadas novas metodologias para componentes viários não contemplados pelo manual até então e para ajustes dos métodos existentes. A versão de 2000 contou com a atualização da metodologia

proposta para as rodovias de pista simples, apresentando a porcentagem de tempo em pelotões (*PTSF*) e a velocidade média de viagem (*ATS*) como medidas de desempenho utilizadas para definição do nível de serviço. Posteriormente, em 2010, a quinta versão do HCM propôs atualizações das metodologias de alguns componentes estudados pelo manual (TRB, 2016).

Atualmente, o HCM está em sua sexta edição, o HCM-6 (TRB, 2016). Entretanto, mesmo o seu lançamento tendo ocorrido em 2016, o capítulo referente às rodovias de pista simples ainda não se encontra disponível, perdurando ainda o mesmo método da versão de 2010 do manual. O novo capítulo do HCM-6, voltado para a análise de rodovias de pista simples, deverá ser fortemente baseado no relatório final do *NCHRP Project 17-65* (Washburn *et al.*, 2018). O relatório apresenta, com base em estudos desenvolvidos em vários países, uma nova medida de desempenho a ser adotada para a análise da capacidade e do nível de serviço das rodovias de pista simples, bem como propõe uma nova metodologia em que se buscou corrigir falhas, inconsistências e limitações existentes na versão atual do método do HCM.

Nesse contexto, Washburn *et al.* (2018) propõem eliminar tabelas que requeiram interpolações, tratando os veículos pesados, explicitamente, por meio da porcentagem de veículos pesados (*HV*) ao invés de mensurá-los por meio do equivalente veicular. Além disso, a porcentagem de tempo viajando em pelotões (*PTSF*) deixa de ser considerada uma medida de desempenho para a determinação do nível de serviço, visto que é uma medida de difícil obtenção em campo e não retrata apropriadamente a extensão dos congestionamentos.

Outra mudança significativa na metodologia adotada pelo HCM-6 foi que, diferentemente das versões anteriores, em que as rodovias de pista simples eram categorizadas em três classes de acordo com a natureza da via (grau de mobilidade e características do uso e ocupação do solo nas adjacências), a proposta para o HCM-6 simplifica essa categorização, classificando esse tipo de rodovia em apenas duas classes de acordo com suas velocidades regulamentares: a primeira se refere às rodovias de velocidade elevada, cuja velocidade máxima regulamentar é igual ou maior a 80 km/h. A segunda classe se refere àquelas rodovias onde a velocidade máxima regulamentar é menor que 80 km/h, sendo denominadas rodovias de baixa velocidade.

Outra importante análise realizada no âmbito do *NCHRP Project 17-65* diz respeito às medidas de desempenho existentes voltadas para rodovias de pista simples. Essa avaliação foi realizada por meio de uma série de critérios pré-estabelecidos, a fim de se identificar quais dessas medidas atendiam melhor a esses critérios, que são: (i) refletir a percepção que os usuários da via possuem acerca da qualidade do fluxo de tráfego; (ii) ser facilmente mensurada, estimada e interpretada;

(iii) correlacionar de maneira expressiva as condições da via e do tráfego; (iv) ser compatível com as medidas de desempenho de outros componentes viários; (v) descrever de forma considerável as condições congestionadas e não congestionadas; e (vi) ser útil às análises de: (a) segurança viária, (b) economia dos transportes, (c) impactos ambientais e de (d) confiabilidade do sistema (Washburn *et al.*, 2018). O resultado da análise das medidas de desempenho está demonstrado, de forma resumida, na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Avaliação das medidas de desempenho para rodovias de pista simples

Medida de Desempenho	Tipo	(i)	(ii)	(iii)	(iv)	(v)	(vi)			
							(a)	(b)	(c)	(d)
<i>PTSF</i> (HCM)	FR	XXX	X	X	X	X	X	X	X	X
<i>ATS</i> (HCM)	SR	X	XXX	X	XX	X	XX	XX	XX	X
<i>ATS/FFS</i> (HCM)	SR	XX	XXX	XX	X	XX	X	XXX	XXX	X
<i>ATSPC</i>	SR	X	XXX	X	XX	XXX	X	XX	XX	X
<i>ATSPC/FFSPC</i>	SR	XX	XXX	XX	X	XXX	X	XXX	XXX	X
<b>Variância da velocidade</b>	SR	X	XXX	X	X	X	XX	X	X	X
<b>Taxa de demanda para capacidade</b>	FR	XX	XXX	X	X	XXX	XX	XX	XX	XX
<i>PF</i>	FR	XX	XX	XX	X	X	X	X	X	X
<b>Fluxo de veículos em pelotões</b>	FR	X	XX	XX	X	X	XX	X	X	X
<b>Densidade</b>	DR	XX	XXX	XX	XXX	XXX	XXX	X	X	XX
<b>Taxa de ultrapassagem</b>	PASS	X	X	XX	X	X	X	X	X	X
<b>Número de ultrapassagens por veículo</b>	PASS	X	X	XX	X	X	XX	X	X	X
<i>FD</i>	COMB	XX	XX	XX	XX	X	XX	X	X	X
<i>PI</i>	COMB	XX	XX	XXX	X	X	XX	X	X	X

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

Washburn *et al.* (2018) categorizam as medidas de desempenho em cinco tipos: (i) relacionadas à velocidade (SR); (ii) relacionadas ao fluxo (FR); (iii) relacionadas à densidade (DR); (iv) relacionadas à realização de manobras de ultrapassagem (PASS) e; (v) aquelas obtidas através da combinação de outras medidas de desempenho (COMB). Além disso, a tabela apresenta o grau em que as medidas de desempenho satisfazem cada critério analisado, sendo X o nível mais baixo de satisfação e XXX o nível mais alto. As medidas de desempenho avaliadas foram: *ATS/FFS*, que é a velocidade média de viagem (*ATS*) como porcentagem da velocidade de fluxo livre (*FFS*); *ATSPC*, que representa a *ATS* dos automóveis; *FFSPC* como a *FFS* dos automóveis; *ATSPC/FFSPC*

como a  $ATS_{PC}$  como porcentagem da  $FFS_{PC}$ ;  $FD$  igual a densidade de veículos em pelotões e  $PI$  igual a porcentagem de veículos retidos.

Washburn *et al.* (2018) identificaram que, dentre as medidas de desempenho avaliadas, a  $FD$  apresentou os melhores resultados, sendo essa, então, a medida de desempenho recomendada para determinar o nível de serviço das rodovias de pista simples. Ressalta-se, todavia, que nenhuma das medidas de desempenho analisadas atendem, com alto nível de satisfação, todos os critérios traçados, simultaneamente.

Inicialmente, a  $FD$  foi adotada pela Agência Nacional de Rodovias da África do Sul para a análise de suas rodovias. Diversos estudos têm sido realizados, principalmente na última década, com o intuito de demonstrar a viabilidade de utilização de  $FD$  como medida de desempenho alternativa àquelas propostas até então pelo HCM. Van As (2003), Van As e Niekerk (2004), Catbagan e Nakamura (2006), Al-Kaisy e Karjala (2008), Abdel-Wahed e Hashim (2011), Bessa Jr. (2015) e Moreno *et al.* (2016) são exemplos de trabalhos desenvolvidos em diferentes países e que apontam  $FD$  como medida de desempenho bastante representativa para a determinação da qualidade operacional das rodovias de pista simples.

A primeira etapa do método que possibilita a determinação do nível de serviço das rodovias de pista simples consiste na identificação dos tipos de segmento que compõe o trecho em análise: (i) segmento com restrição de ultrapassagem, (ii) segmento sem restrição de ultrapassagem, ou (iii) segmento com faixa adicional de subida (incluindo o segmento posterior sob influência da faixa adicional de subida). Esse diagnóstico inicial é necessário em função das equações inerentes à determinação do nível de serviço, que são aplicadas a partir de tabelas que representam, separadamente, cada condição para a realização de manobras de ultrapassagens. Todavia, o método de Washburn *et al.* (2018) agrupa os segmentos com e sem restrições na realização de manobras de ultrapassagem em um único cenário. Isso se justifica uma vez que as diferenças entre esses dois tipos de segmentos são contabilizadas pela presença de fluxo de veículos que trafegam no sentido oposto ao sentido de análise.

Outro passo é a determinação da classificação dos alinhamentos verticais. Esses alinhamentos são agrupados, pelo método proposto por Washburn *et al.* (2018), em cinco categorias, que são determinadas com base na redução da velocidade de fluxo livre observada em um veículo pesado tipo sob diferentes condições geométricas. A Tabela 2.2 apresenta as classificações e as respectivas reduções de velocidade que as definem. Em seguida, a Tabela 2.3 mostra a classificação dos alinhamentos verticais obtidos por Washburn *et al.* (2018).



Determinar as classes dos alinhamentos vertical e horizontal é fundamental, uma vez que essa classificação é guia para a definição dos coeficientes dos modelos de tráfego utilizados para a estimativa das medidas de desempenho utilizadas para a determinação do nível de serviço das rodovias de pista simples. Portanto, uma adaptação do método do HCM requer uma revisão dessas classes.

Tabela 2.2: Classificação dos alinhamentos verticais e horizontais com base na redução da velocidade de fluxo livre dos veículos pesados

Classificação	Redução da Velocidade (km/h)
1	< 11,26
2	≥ 11,26 < 22,53
3	≥ 22,53 < 33,80
4	≥ 33,80 < 45,06
5	≥ 45,06

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

Tabela 2.3: Classificação para alinhamento vertical (declives em parênteses)

L (km)	Inclinação (%)									
	≤ 1	> 1 ≤ 2	> 2 ≤ 3	> 3 ≤ 4	> 4 ≤ 5	> 5 ≤ 6	> 6 ≤ 7	> 7 ≤ 8	> 8 ≤ 9	> 9
≤ 0,16	1 (1)	1 (1)	1 (1)	1 (1)	1 (1)	1 (1)	1 (1)	2 (1)	2 (2)	2 (2)
> 0,16 ≤ 0,32	1 (1)	1 (1)	1 (1)	1 (1)	2 (1)	2 (2)	2 (2)	3 (2)	3 (3)	3 (3)
> 0,32 ≤ 0,48	1 (1)	1 (1)	1 (1)	2 (1)	2 (2)	3 (2)	3 (3)	4 (3)	4 (4)	5 (5)
> 0,48 ≤ 0,64	1 (1)	1 (1)	2 (1)	2 (2)	3 (2)	3 (3)	4 (4)	5 (4)	5 (5)	5 (5)
> 0,64 ≤ 0,80	1 (1)	1 (1)	2 (1)	2 (2)	3 (3)	4 (3)	5 (4)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 0,80 ≤ 0,96	1 (1)	1 (1)	2 (1)	3 (2)	3 (3)	4 (4)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 0,96 ≤ 1,12	1 (1)	1 (1)	2 (1)	3 (2)	4 (3)	4 (4)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 1,12 ≤ 1,28	1 (1)	1 (1)	2 (1)	3 (3)	4 (4)	5 (4)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 1,28 ≤ 1,44	1 (1)	1 (1)	2 (1)	3 (3)	4 (4)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 1,44 ≤ 1,60	1 (1)	1 (1)	2 (2)	3 (3)	4 (4)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 1,60 ≤ 1,76	1 (1)	1 (1)	2 (2)	3 (3)	4 (4)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 1,76	1 (1)	1 (1)	2 (2)	3 (4)	4 (4)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

As fases subsequentes do método envolvem a estimação das medidas de desempenho que compõem a formulação de *FD*. A densidade de veículos em pelotões (*FD*) é definida como o número de veículos viajando em pelotões por quilômetro por faixa e foi proposta, inicialmente, por Van As (2003) para a análise de rodovias de pista simples da África do Sul. Essa medida, além de refletir as oportunidades de os motoristas executarem manobras de ultrapassagem, também é capaz de expressar o desconforto dos motoristas que trafegam em pelotões.

De acordo com Washburn *et al.* (2018), a *FD* é obtida através da combinação de outras três medidas de desempenho: a porcentagem de veículos em pelotões (*PF*) e a velocidade média de viagem (*ATS*), além do fluxo de veículos que trafegam no sentido de análise (*q*). Além disso, *FD* demonstra a proximidade de veículos que trafegam nas rodovias (Catbagan e Nakamura, 2006) e pode ser calculada, se dada em veic/km, conforme a equação, num dado sentido de análise:

$$FD = \frac{PF}{100} \times \frac{q}{ATS} \quad (2.1)$$

Em que:

*PF* = Porcentagem de veículos em pelotões;

*q* = Fluxo de tráfego (veic/h); e

*ATS* = Velocidade média de viagem (km/h).

A combinação de duas medidas de desempenho para a determinação da *FD* se mostra vantajosa, uma vez que ela agrega as vantagens individuais de cada parâmetro que compõe sua formulação (notadamente *PF* e *ATS*), o que corrobora com a ideia de Van As (2003). Além disso, consegue-se, a partir da utilização de *FD*, uma homogeneização da análise dos diferentes tipos de rodovias, visto que essa medida é utilizada, também, para aferição da qualidade operacional de autoestradas e de rodovias de pista dupla (Bessa Jr., 2015). Apesar de o método proposto por Washburn *et al.* (2018) apresentar as equações por meio das quais é possível obter *FD*, essa medida de desempenho também pode ser obtida através da medição da velocidade, do fluxo e da porcentagem de veículos viajando em pelotões obtidos diretamente do campo, diferente do que ocorre, por exemplo, com a porcentagem de tempo viajando em pelotões.

O relatório do *NCHRP Project 17-65* estabelece que, para que *FD* seja calculada, é necessário que se realize alguns ajustes para as condições que fogem das condições básicas. Essas condições básicas são aquelas consideradas ideais e que, caso não sejam atendidas, acarretam efeitos negativos nas medidas de desempenho. O TRB (2016) define essas condições para as rodovias de pista simples: (i) largura das faixas de tráfego igual ou superior a 3,60 m; (ii) presença de acostamentos pavimentados, livre de obstáculos e sem restrições à visibilidade com largura igual ou superior a 1,80 m; (iii) relevo plano; (iv) trecho composto exclusivamente por zonas de ultrapassagem permitidas; (v) presença exclusiva de automóveis na corrente de tráfego; (vi) fluxo

ininterrupto, sem impedimentos de qualquer natureza ao tráfego; e (vi) ausência de outros fatores geométricos, de tráfego e ambientais que possam restringir o fluxo de veículos.

No caso das rodovias de pistas simples sem faixas adicionais, a efetividade das zonas de ultrapassagem, que são aqueles locais onde a manobra é permitida utilizando-se a faixa de sentido contrário, está relacionada com os fluxos de tráfego direcional e oposto, com a porcentagem de veículos pesados, com os alinhamentos vertical e horizontal e com comprimento do segmento em que a manobra é permitida. Por outro lado, as zonas cujas manobras de ultrapassagem são proibidas ou inexecutáveis são influenciadas pelo fluxo de tráfego direcional, pela porcentagem de veículos pesados, pelos alinhamentos vertical e horizontal e pelo comprimento do trecho, não havendo impacto do fluxo que trafega no sentido oposto ao analisado nas condições operacionais desse tipo de segmento.

A velocidade de fluxo livre (*FFS*) é necessária para estimar a *ATS* e pode ser obtida diretamente em campo, mas também pode ser estimada da seguinte forma:

$$FFS = BFFS - a \times HV \quad (2.2)$$

$$\alpha = \text{Máx} \left[ 0, 0333, a_0 + a_1 \times BFFS + a_2 \times L + \text{Máx} \left( 0, (a_3 + a_4 \times BFFS + a_5 \times L) \times \frac{v_o}{1000} \right) \right] \quad (2.3)$$

Em que:

*FFS* = velocidade de fluxo livre (mi/h);

*BFFS* = velocidade de fluxo livre base (mi/h);

*a* = coeficiente angular da relação linear entre *FFS* e *HV*;

*HV* = porcentagem de veículos pesados (%);

*a*<sub>0</sub> – *a*<sub>5</sub>, = coeficientes de ajuste tabelados (Tabela 2.4);

*L* = comprimento do segmento (mi);

*v*<sub>o</sub> = fluxo de veículos no sentido oposto à análise (veic/h).

O modelo proposto nas Equações 2.2 e 2.3 envolve uma série de variáveis que possuem influência sobre a estimativa da *FFS*, como a classificação do alinhamento vertical, a possibilidade

ou não da realização de manobras de ultrapassagem, o comprimento do trecho analisado, a porcentagem de veículos pesados, a *BFFS* e o fluxo no sentido oposto. Nesse contexto, os coeficientes presentes no modelo estão fortemente associados ao impacto que os parâmetros da geometria ou do fluxo causam na *FFS*.

No que tange à *BFFS*, essa medida representa a velocidade que se espera alcançar quando o veículo trafega em uma via cujas condições geométricas e de fluxo são consideradas básicas. Tais condições foram elencadas anteriormente. O *NCHRP Project 17-65* recomenda, para fins de cálculo, que a *BFFS* seja obtida a partir do produto da velocidade máxima regulamentada da via por 1,14.

Tabela 2.4: Coeficientes de ajuste para cálculo da *FFS*

Classe Vertical	$a_0$	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
1	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
2	-0,45036	0,00814	0,01543	0,01358	0,00000	0,00000
3	-0,29591	0,00743	0,00000	0,01246	0,00000	0,00000
4	-0,40902	0,00975	0,00767	-0,18363	0,00423	0,00000
5	-0,38360	0,01074	0,01945	-0,69848	0,01069	0,12700

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

A velocidade média de viagem (*ATS*), por sua vez, é a principal medida de desempenho utilizada para determinação do nível de serviço de rodovias de pista simples desde as primeiras versões do HCM, sendo, por isso, uma medida bastante conhecida e estudada.

Dentre as vantagens do uso da *ATS* está o fato de ser uma medida de fácil obtenção em campo. Todavia, a *ATS*, por si só, não é capaz de representar o desconforto dos motoristas que trafegam em pelotões. Por isso, o novo modelo proposto por Washburn *et al.* (2018) utiliza a *ATS* como uma medida de desempenho auxiliar por meio da qual obtém-se a *FD*, que de fato é a medida de desempenho a ser usada para a determinação do nível de serviço das rodovias de pista simples.

O manual diz, ainda, que a *ATS* no segmento de análise, quando o fluxo é inferior a 100 veic/h, pode ser considerado igual à *FFS*. Para os segmentos em que o fluxo é maior ou igual a 100 veic/h, deverá ser calculado conforme a equação:

$$ATS = FFS - m \times \left( \frac{v_d}{1000} - 0,1 \right)^p \quad (2.4)$$

Em que:

$m$  = coeficiente de inclinação;

$v_d$  = fluxo na direção de análise (veic/h); e

$p$  = coeficiente de potência.

O coeficiente de rampa  $m$  é determinado de acordo com as Tabelas 2.5 a 2.7 e as equações:

$$m = \text{Max} \left[ b_5, b_0 + b_1 \times FFS + b_2 \times \sqrt{\frac{v_o}{1000}} + \text{Max}(0, b_3) \times \sqrt{L} + \text{Max}(0, b_4) \times \sqrt{HV} \right] \quad (2.5)$$

$$b_3 = c_0 + c_1 \times \sqrt{L} + c_2 \times FFS + c_3 \times (FFS \times \sqrt{L}) \quad (2.6)$$

$$b_4 = d_0 + d_1 \times \sqrt{HV} + d_2 \times FFS + d_3 \times (FFS \times \sqrt{HV}) \quad (2.7)$$

Em que:

$m$  = coeficiente de inclinação do modelo;

$FFS$  = velocidade de fluxo livre (mi/h);

$v_o$  = fluxo de veículos no sentido oposto à análise (veic/h);

$L$  = comprimento do segmento (mi);

$HV$  = porcentagem de veículos pesados (%);

$b_0, b_1, b_3$  e  $b_5$  = coeficientes do modelo (Tabela 2.5);

$c_0 - c_3$  são os coeficientes relativos ao cálculo de  $b_3$  (Tabela 2.6);

$b_4$  = coeficiente de ajuste da porcentagem de veículos pesados; e

$d_0 - d_3$  = coeficientes relativos ao cálculo de  $b_4$

Tabela 2.5: Coeficientes para o alinhamento vertical das zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens

Classe Vertical	$b_0$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_5$
1	0,0558	0,0542	0,3278	0,1029	N/A	N/A
2	5,7280	-0,0809	0,7404	Equação 2.6	Equação 2.7	3,1155
3	9,3079	-0,1706	1,1292	Equação 2.6	Equação 2.7	3,1155
4	9,0115	-0,1994	1,8252	Equação 2.6	Equação 2.7	3,2685
5	23,914	-0,6925	1,9473	Equação 2.6	Equação 2.7	3,5115

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

Tabela 2.6: Coeficientes para cálculo do  $b_3$  em zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens

Classe Vertical	$c_0$	$c_1$	$c_2$	$c_3$
1	0,1029	N/A	N/A	N/A
2	-13,8036	N/A	0,2446	N/A
3	-11,9703	N/A	0,2542	N/A
4	-12,5113	N/A	0,2656	N/A
5	-14,8961	N/A	0,4370	N/A

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

Tabela 2.7: Coeficientes  $d_0$  a  $d_3$  para zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens

Classe Vertical	$d_0$	$d_1$	$d_2$	$d_3$
1	N/A	N/A	N/A	N/A
2	-1,7765	N/A	0,0392	N/A
3	-3,5550	N/A	0,0826	N/A
4	-5,7775	N/A	0,1373	N/A
5	-18,2910	2,3875	0,4494	-0,0520

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

Para o cálculo do coeficiente de potência, deve-se usar a Tabela 2.8 relacionada com a seguinte equação:

$$p = \text{Max} \left[ f_8, f_0 + f_1 \times FFS + f_2 \times L + f_3 \times v_o + f_4 \times \sqrt{\frac{v_o}{1000}} + f_5 \times HV + f_6 \times \sqrt{HV} + f_7 \times (L \times HV) \right] \quad (2.8)$$

Em que:

$p$  = coeficiente de potência do modelo;

$f_0$  a  $f_8$  = Coeficientes para o modelo de potência (Tabela 2.8).

Tabela 2.8: Coeficientes para o cálculo do modelo de potência de zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens

Classe Vertical	$f_0$	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$	$f_7$	$f_8$
1	0,67576	0,00000	0,00000	0,12060	-0,35919	0,00000	0,00000	0,00000	0,0000
2	0,34524	0,00591	0,02031	0,14911	-0,43784	-0,00296	0,02956	0,00000	0,41622
3	0,17291	0,00917	0,05698	0,27734	-0,61893	-0,00918	0,09184	0,00000	0,41622
4	0,67689	0,00534	-0,13037	0,25699	-0,68495	-0,00709	0,07087	0,00000	0,33950
5	1,13262	0,00000	-0,26367	0,18811	-0,64304	-0,00867	0,00867	0,00000	0,30590

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

A segunda medida de desempenho utilizada para o cálculo de  $FD$  é a  $PF$ . Essa medida se refere aos veículos que trafegam com *headways* iguais ou menores a um *headway* crítico igual a 2,5 segundos. Além de ser de fácil obtenção em campo, a  $FD$  possui boa percepção por parte dos motoristas que se encontram em pelotão; porém, é uma medida dispersa e que pode acabar gerando certo grau de incerteza aos resultados, principalmente se não utilizada de forma combinada a outras medidas de desempenho. Essa medida é calculada por:

$$PF = 100 \times \left[ 1 - e^{-\left( m \times \left( \frac{v_d}{1000} \right)^p \right)} \right] \quad (2.9)$$

Em que:

$PF$  = porcentagem de veículos em pelotões;

$v_d$  = fluxo de tráfego (veic/h);

$m$  = coeficiente de inclinação do modelo; e

$p$  = coeficiente de potência.

Diferentemente da equação que determina a  $ATS$ , os coeficientes  $m$  e  $p$  para estimativa de  $PF$  não são diretamente atrelados aos fatores de ajuste somente de acordo com a classe de alinhamento vertical. Os coeficientes  $m$  e  $p$  são calculados com base na  $PF$  em dois cenários distintos: o primeiro, quando a rodovia está na sua capacidade – Equação 2.10 – e a segunda, quando ela possui um fluxo direcional que é 25% da capacidade – Equação 2.11. Esses dois cenários de  $PF$ , por sua vez, são calculados considerando-se as condições de tráfego e de geometria, para a direção de análise, como exemplificados pela Figura 2.1.

$$PF_{cap} = b_0 + b_1 \times L + b_2 \times \sqrt{L} + b_3 \times FFS + b_4 \times \sqrt{FFS} + b_5 \times HV + b_6 \times FFS \times \frac{v_o}{100} + b_7 \times \sqrt{FFS} \quad (2.10)$$

$$PF_{25cap} = c_0 + c_1 \times L + c_2 \times \sqrt{L} + c_3 \times FFS + c_4 \times \sqrt{FFS} + c_5 \times HV + c_6 \times FFS \times \frac{v_o}{1000} + c_7 \times \sqrt{\frac{v_o}{1000}} \quad (2.11)$$

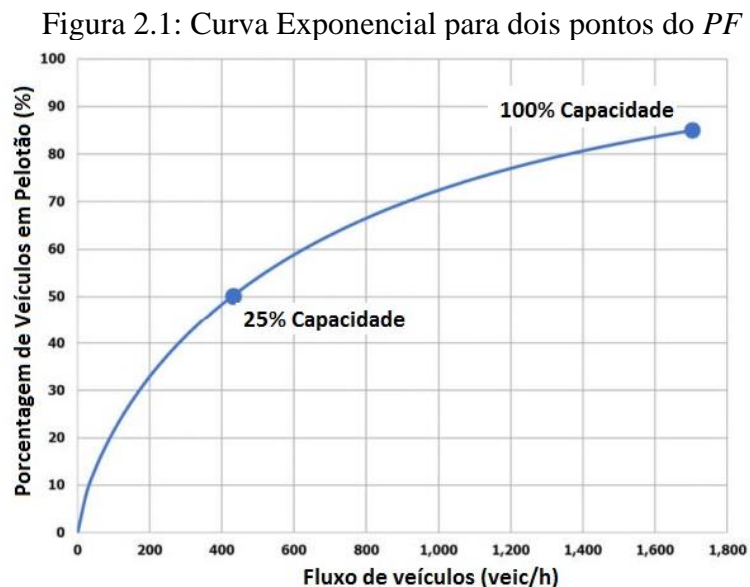
Em que:

$PF_{cap}$  = porcentagem de veículos em pelotões na capacidade;

$b_0 - b_7$  = coeficiente de ajuste para o cálculo de  $PF_{cap}$  (Tabela 2.9);

$PF_{25cap}$  = porcentagem de veículos em pelotões quando o fluxo é 25% da capacidade;

$c_0 - c_7$  = coeficiente de ajuste para o cálculo de  $PF_{25cap}$  (Tabela 2.10).



Fonte: adaptado de Washburn *et al.* (2018)

Tabela 2.9: Coeficientes  $b$  para o cálculo da  $PF_{cap}$  para zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens

Classe Vertical	$b_0$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_5$	$b_6$	$b_7$
1	37,68080	3,05089	-7,90866	-0,94321	13,64266	-0,00050	-0,5500	7,1376
2	58,21104	5,73387	-13,66293	-0,66126	9,08575	-0,00950	-0,03602	7,1462
3	113,20439	10,01778	-18,90000	0,46542	-6,75338	-0,03000	-0,05800	10,0324
4	58,29978	-0,053611	7,35076	-0,27046	4,49850	-0,01100	-0,02968	8,8968
5	3,32968	-0,84377	7,08952	-1,32089	19,98477	-0,01250	-0,02960	9,9945

Fonte: Washburn *et al.* (2018)



Tabela 2.10: Coeficientes  $c$  para o cálculo da  $PF_{25\%cap}$  em segmentos com zonas de ultrapassagem ou zonas com restrições de ultrapassagens

Classe Vertical	$c_0$	$c_1$	$c_2$	$c_3$	$c_4$	$c_5$	$c_6$	$c_7$
1	18,01780	10,00000	-21,60000	-0,97853	12,05214	-0,00750	-0,6700	11,6041
2	47,83887	12,80000	-28,20000	-0,61758	5,800000	-0,04550	-0,03344	11,3557
3	125,40000	19,50000	-34,90000	0,90672	-16,10000	-0,11000	-0,06200	14,7114
4	103,13534	14,68459	-23,72704	0,664436	-11,95763	-0,10000	0,00172	14,7007
5	89,00000	19,02642	-34,54240	0,29792	-6,62528	-0,16000	0,00480	17,5661

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

Após o cálculo da  $PF_{cap}$  e da  $PF_{25\%cap}$ , deve-se então calcular os coeficientes de inclinação ( $m$ ) e o coeficiente de potência ( $p$ ) conforme apresentado nas Equações 2.12 e 2.13, respectivamente.

$$m = d_1 \left( \frac{0 - \ln \left( 1 - \frac{PF_{25\%cap}}{100} \right)}{0,25 \times cap} \right) + d_2 \left( \frac{0 - \ln \left( 1 - \frac{PF_{cap}}{100} \right)}{cap} \right) \quad (2.12)$$

Em que:

$m$  = coeficiente de inclinação do modelo de determinação de  $PF$ ;

$d_1, d_2$  = coeficiente de ajuste para o cálculo de  $m$  (Tabela 2.11).

Tabela 2.11: Coeficientes  $d_1$  e  $d_2$  para o cálculo do coeficiente de inclinação

Segmento	$d_1$	$d_2$
Zona de ultrapassagem proibida e zonas de ultrapassagem permitida	-0,29764	-0,71917

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

$$p = e_0 + e_1 \left( \frac{0 - \ln \left( 1 - \frac{PF_{25\%cap}}{100} \right)}{0,25 \times cap} \right) + e_2 \left( \frac{0 - \ln \left( 1 - \frac{PF_{cap}}{100} \right)}{cap} \right) + e_3 \sqrt{\left( \frac{0 - \ln \left( 1 - \frac{PF_{25\%cap}}{100} \right)}{0,25 \times cap} \right)} + e_4 \sqrt{\left( \frac{0 - \ln \left( 1 - \frac{PF_{cap}}{100} \right)}{cap} \right)} \quad (2.13)$$

Em que:

$p$  = coeficiente de potência do modelo de determinação de  $PF$ ;

$e_0$  a  $e_4$  são coeficientes apresentados na Tabela 2.12.

Tabela 2.12: Coeficientes  $e_0$  a  $e_4$  para o cálculo de  $p$

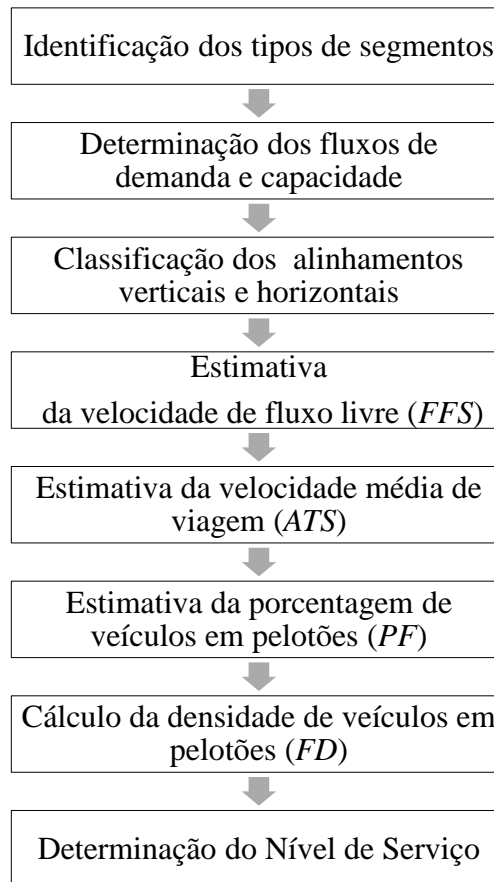
Segmento	$e_0$	$e_1$	$e_2$	$e_3$	$e_4$
Zona de ultrapassagem proibida e zonas de ultrapassagem permitida	0,81165	0,37920	-0,49524	-2,11289	2,41146

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

Após esse cálculo, deverá ser calculada a  $PF$  do segmento com o uso da equação 2.9. Somente após esses processos, deverá ser calculada  $FD$  com a Equação 2.1. Por fim, o resultado deverá ser usado para obter o nível de serviço com base na Tabela 2.12.

Assim, diante da quantidade de coeficientes de ajustes que a nova formulação propõe, fica ainda mais clara a necessidade de se estudar as condições locais para que o nível de serviço seja compatível com a realidade das rodovias e dos motoristas e veículos que utilizam a infraestrutura. A Figura 2.2 apresenta, resumidamente, o fluxograma das etapas do método utilizado para determinação das medidas de desempenho e do nível de serviço de rodovias de pista simples segundo a proposta do *Final Report for NCHRP Project 17-65*.

Figura 2.2: Fluxograma do método *NCHRP* para determinação do nível de serviço de rodovias de pista simples



## 2.2 Medidas de desempenho e nível de serviço

O nível de serviço é a medida quantitativa que caracteriza as condições operacionais de correntes de tráfego em determinado componente do sistema viário e está diretamente relacionado à qualidade do serviço de tráfego percebida pelo usuário em termos da velocidade, do tempo de viagem, da liberdade para execução de manobras, das interrupções e pausas ao longo da viagem e de outros aspectos mais complexos e subjetivos como conforto e conveniência (SETTI, 2009).

O HCM estratifica os níveis de serviço em seis diferentes níveis, representados por letras que vão sequencialmente de A até F, sendo o nível A o que representa a melhor qualidade operacional e o nível F, a pior. No nível A, os motoristas trafegam em altas velocidades – próximas à velocidade de fluxo livre – e possuem grande liberdade para executarem manobras de ultrapassagem. Além disso, os pelotões que por ventura se formam, são pequenos e rapidamente dissipados. Para os demais níveis de serviço, observa-se que as manobras passam a ser cada vez mais limitadas, acarretando na formação de pelotões maiores e na redução da velocidade média alcançada pelos motoristas. Esse efeito ocorre gradativamente até o limite entre os níveis E e F,

quando o fluxo em uma das direções atinge a capacidade da via. A partir desse ponto, no início do nível F, as condições operacionais são instáveis, com a via operando no regime de fluxo congestionado (TRB, 2016). Adicionalmente, ainda de acordo com o manual, a capacidade unidirecional das rodovias de pista simples é, para as condições básicas, igual a 1700 veículos por hora.

Sendo assim, no contexto das rodovias de pista simples sem faixas adicionais, a possibilidade de execução de manobras de ultrapassagem tem uma influência significativa no seu nível de serviço. Nesse sentido, a adoção da *FD* como a medida de serviço mostra-se bastante pertinente e representativa. Além disso, ao se analisar os limites de *FD* de acordo com a categorização das rodovias quanto à sua velocidade permitida, percebe-se que as rodovias classificadas como de baixa velocidade aceitam valores maiores de *FD* para o mesmo nível de serviço se comparadas com as rodovias de alta velocidade. Isso pode ser explicado uma vez que, para as rodovias de baixa velocidade, desenvolver altas velocidades não é tão significativo aos motoristas quanto para as rodovias de alta velocidade. Assim, eles aceitam trafegar com velocidades menores sem que isso lhes causem elevado grau de desconforto. A Tabela 2.13 detalha os limites de *FD* para cada nível de serviço.

Tabela 2.13: Critérios para determinação do nível de serviço com base em *FD*

Nível de Serviço	<i>FD</i> (veículo/km/faixa)	
	Rodovias de alta velocidade (Velocidade permitida $\geq 80$ km/h)	Rodovias de baixa velocidade (Velocidade permitida $< 80$ km/h)
<b>A</b>	$\leq 3,20$	$\leq 4,00$
<b>B</b>	$> 3,20 - 6,40$	$> 4,00 - 8,00$
<b>C</b>	$> 6,40 - 12,80$	$> 8,00 - 16,00$
<b>D</b>	$> 12,8 - 19,20$	$> 16,00 - 24,00$
<b>E</b>	$> 19,20$	$> 24,00$

Fonte: Washburn *et al.* (2018)

Para a análise de uma rede que engloba múltiplos segmentos, a determinação do nível de serviço é realizada por meio da média ponderada das *FDs* de cada subsegmento:

$$FD_r = \frac{\sum_{i=1}^n FD_i \times L_i}{\sum_{i=1}^n L_i} \quad (2.14)$$

Em que:

$FD_r$  = Densidade de veículos em pelotões da rede na direção de análise (veíc/km/faixa);

$FD_i$  = Densidade de veículos em pelotões no subsegmento  $i$  na direção de análise (veíc/km/faixa); e

$L_i$  = Comprimento do segmento  $i$  (km).

### 2.3 Métodos desenvolvidos para condições brasileiras

No Brasil, Setti (2009) relata que o desempenho dos veículos pesados e sua porcentagem na corrente de tráfego possuem grande influência no resultado da determinação do nível de serviço das rodovias brasileiras. Além disso, os fatores apresentados podem ser causa significativa das divergências que se tem notado quando comparados os resultados obtidos através do método do HCM sem ajustes e os valores observados em campo. O veículo pesado tipo utilizado nos estudos desenvolvidos por Washburn *et al.* (2018) possui relação massa potência de 50 kg/cv. Por outro lado, um caminhão extrapesado tipo brasileiro pode possuir uma relação massa/potência 2,5 vezes maior, por exemplo. Assim, fica ainda mais perceptível a necessidade de compatibilizar o método do HCM à realidade local.

Diversos esforços, valendo-se da utilização de simulação de tráfego, têm sido realizados a fim de se adaptar o HCM à realidade brasileira, seja pela calibração de fatores existentes no manual – como observado em Egami (2006), Utimura *et al.* (2007), Mon-Ma (2008) e Bessa Jr. (2015) para as rodovias de pista simples – ou como visto em Demarchi e Setti (2000), Cunha (2007) e Piva (2015) – no caso das vias expressas e rodovias de múltiplas faixas.

Egami (2006) e Mon-Ma (2008) promoveram estudos sobre as rodovias de pista simples com e sem faixas adicionais, respectivamente. Esses estudos propuseram novos valores para as tabelas apresentadas no capítulo 20 do HCM 2000, que continham fatores: de equivalência dos caminhões, de ajuste para o efeito de zonas de ultrapassagem proibidas e das zonas de ultrapassagem, e de ajuste para efeitos ocasionados pelos aclives, mantendo, dessa forma, a estrutura do método proposto pelo manual. Utimura *et al.* (2007) mostraram que a adaptação realizada propiciou um índice de acertos próximo de 85% para o nível de serviço em relação ao que foi observado em campo, se comparado com os níveis de serviço encontrados sem o manual adaptado. Os autores apontaram que a *PTSF* deve ser a possível causa da falta de acurácia do método HCM 2000 sem adaptação nas rodovias de pista simples do estado de São Paulo

Sob outra perspectiva, Bessa Jr. (2015) propõe um modelo alternativo ao HCM, avaliando-se, para isso, diversas medidas de desempenho apresentadas na literatura, a fim de determinar o mais adequado para as rodovias do Brasil, concluindo que o  $FD$  é uma das que representa mais satisfatoriamente as condições operacionais das rodovias de pista simples do país, juntamente com a densidade dos automóveis  $D_{d,car}$ . A Tabela 2.14 apresenta as porcentagens de cada nível de serviço obtidas através da utilização do HCM 2010 e dessas duas medidas de desempenho propostas no trabalho de Bessa Jr. (2015)

Tabela 2.14: Porcentagens obtidas para cada nível de serviço de acordo com cada método

NS	HCM2010	$D_{d,car}$	$FD_d$
A	3,8%	30,8%	19,4%
B	8,1%	11,8%	19,0%
C	11,8%	0,9%	3,8%
D	18,0%	24,2%	50,2%
E	58,3%	32,2%	7,6%

Fonte: Bessa Jr. (2015)

Pereira e Bessa Jr. (2017) estimaram os custos de implantação de melhorias de trechos da MG-050 de acordo com a análise do nível de serviço obtido por quatro versões do HCM, sendo uma delas, uma versão adaptada à realidade local. Esse trabalho, cujos resultados estão apresentados na Tabela 2.15, concluiu que a utilização da versão adaptada do HCM 2000 promove uma economia quando comparado aos valores gastos em caso do uso do HCM sem adaptação.

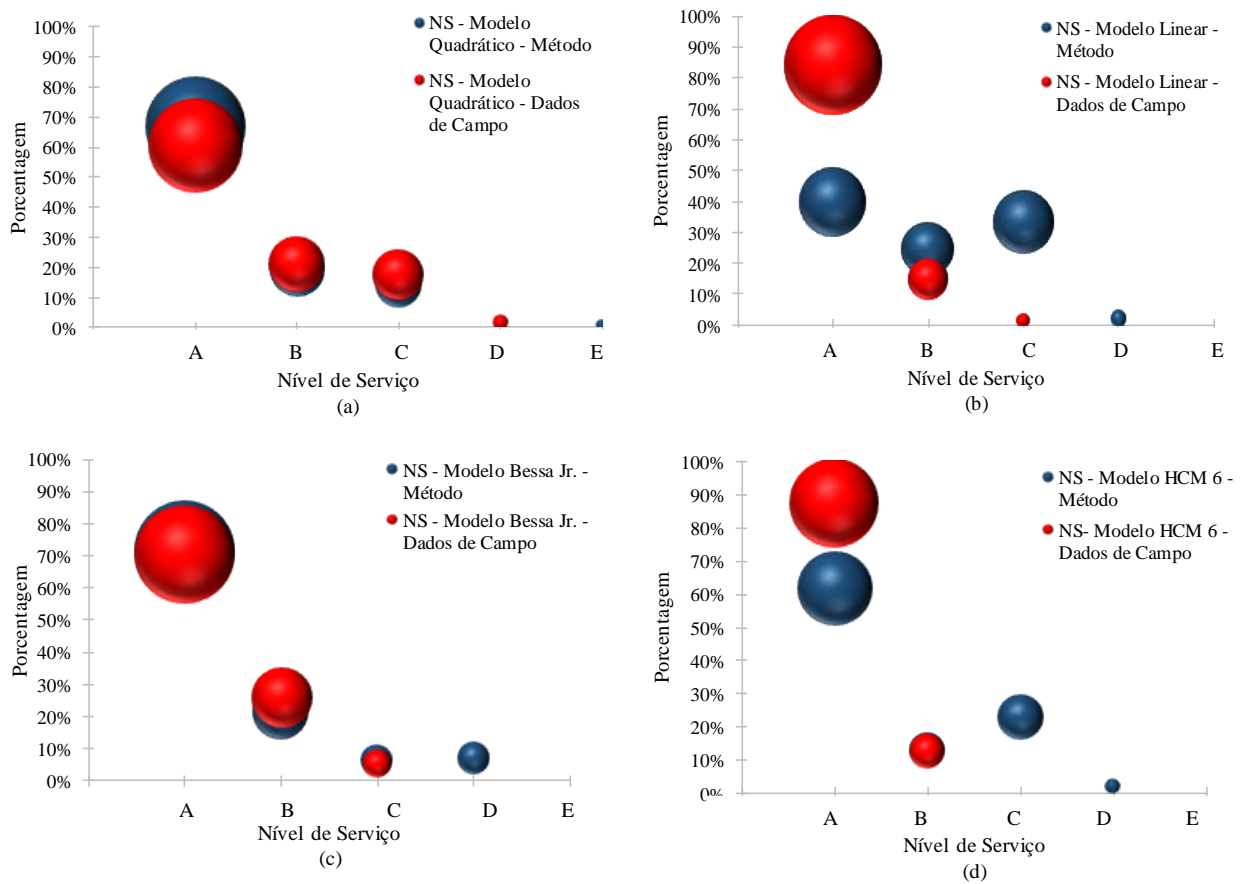
Tabela 2.15: Comparação entre os custos de implantação de acordo com a edição do HCM

Edição do HCM usada	Aumento nos custos em relação à versão do HCM usada							
	HCM <i>Special Report</i> 209		HCM 2000		HCM 2010		HCM 2000 Adaptado	
	km	R\$*	km	R\$*	km	R\$*	km	R\$*
<b>HCM <i>Special Report</i> 209</b>	-	-	136,75	256.155,33	33,89	63.488,57	-4,52	-8.472,96
<b>HCM 2000</b>	-136,75	-256.155,33	-	-	-102,85	-192.666,75	-141,27	-264.628,30
<b>HCM 2010</b>	-33,89	-63.488,57	102,85	192.666,75	-	-	-38,42	-71.961,54
<b>HCM 2000 Adaptado</b>	4,52	8.472,96	141,27	264.628,30	38,42	71.961,54	-	-

Fonte: Pereira e Bessa Jr. (2017)

Na mesma esteira, Silva (2019) desenvolveu modelos unidirecionais alternativos entre fluxo de tráfego e  $FD$ , sendo um modelo linear e outro quadrático, para o método proposto por Washburn (2018) no âmbito das rodovias de pista simples com faixas adicionais. Silva (2019) conclui que seu modelo linear, assim como os métodos do *NCHRP Project* 17-65 e do HCM 2010, subestimam o nível de serviço real da rodovia. Por outro lado, o modelo quadrático se mostrou mais aderente às reais condições operacionais da rodovia.

Figura 2.3: Porcentagens obtidas para cada nível de serviço de acordo com cada método comparado ao *FD* observado em campo: (a) Modelo quadrático Silva (2019), (b) Modelo linear (Silva, 2019), (c) Modelo Bessa Jr. (2015) e (d) Modelo *NCHRP Project 17-65* (adaptado de Silva, 2019)



Os trabalhos citados ajudam a concluir que a utilização do HCM sem que haja as devidas adaptações às peculiaridades locais tende a subestimar o nível de serviço das rodovias brasileiras. O que pode acarretar grande impacto financeiro, como demonstrado por Pereira e Bessa Jr. (2017). As estimativas realizadas através da aplicação dos modelos adaptados se mostraram mais realísticas, com precisão superior às estimativas realizadas por intermédio do uso do manual sem os devidos ajustes.

### **3 COLETA DE DADOS E CALIBRAÇÃO E VALIDAÇÃO DO AIMSUN NEXT**

Neste capítulo, são abordadas as questões referentes à coleta de dados de tráfego que foram utilizados para os processos de calibração e validação do AIMSUN e, também, para validar a adaptação dos modelos de tráfego do NCHRP *Project 17-65*, que é o objetivo central desta pesquisa. Além disso, são apresentados as condições e os cenários que foram modelados no AIMSUN e que serviram de suporte para a calibração do simulador, cujos parâmetros sensíveis foram calibrados por meio de um Algoritmo Genético (AG).

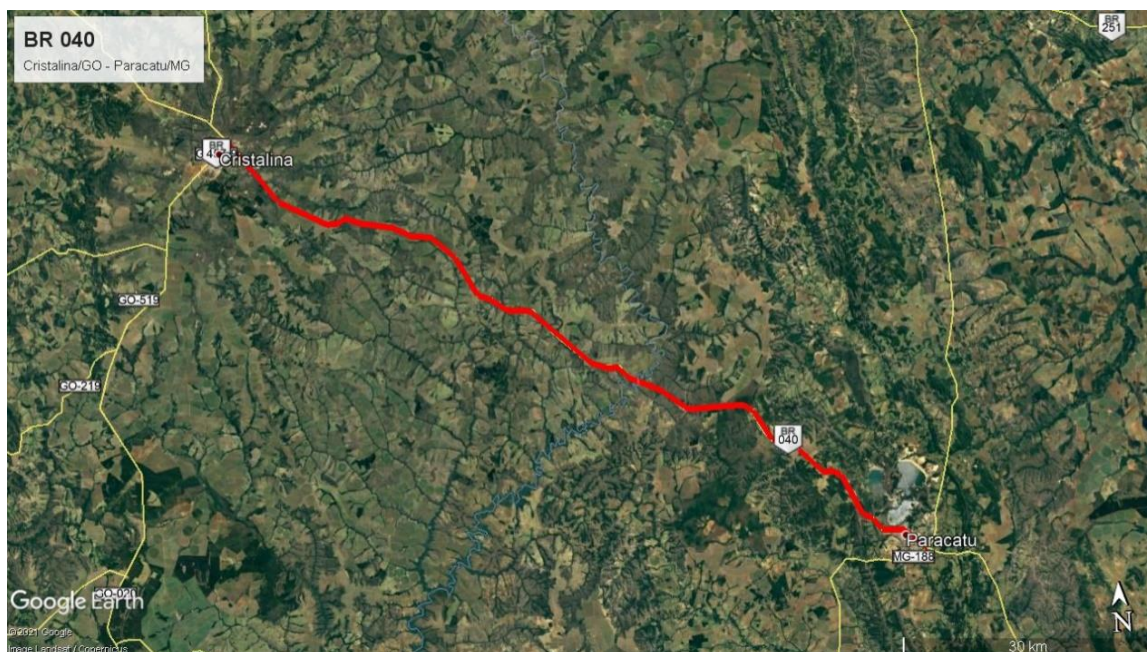
#### **3.1 Coleta dos dados de tráfego**

Os dados de tráfego utilizados neste trabalho serviram para calibrar e validar o simulador Aimsun Next, simulador escolhido para ser usado neste trabalho. Além disso, parte desses dados, a mesma usada para validar a calibração do simulador, também foi usada para validar a adaptação do novo método para análise das rodovias de pista simples. Os dados de tráfego e as características geométricas utilizadas foram obtidos de outro trabalho (Silva, 2019), coletados na BR-040, uma importante rodovia federal que liga Brasília-DF ao Rio de Janeiro-RJ. A rodovia percorre os estados de Goiás, Minas Gerais, Rio de Janeiro e o Distrito Federal, sendo a principal ligação rodoviária entre essas unidades federativas brasileiras. A BR-040 possui, aproximadamente, 1.775,5 km, dos quais 60% de sua extensão total são trechos de pista simples. (ANTT, 2020). O conjunto de dados obtido se mostra bastante representativo uma vez que apresenta uma grande diversidade tanto sob o aspecto do fluxo de tráfego como também das condições geométricas dos trechos observados.

No que diz respeito aos trechos sem faixa adicional, objeto de análise neste trabalho, foram observados oito segmentos de aproximadamente 10 quilômetros de extensão cada, com diferentes alinhamentos verticais e horizontais. Importante pontuar que todos os trechos analisados possuem velocidades regulamentares superiores a 80 km/h. O trecho do qual foram retirados os subtrechos analisados está ilustrado na Figura 3.1, entre os municípios de Cristalina-GO e Paracatu-MG. Os dados referentes à infraestrutura dos segmentos, como declividade das rampas e largura das faixas, foram obtidos de Silva (2019). Os perfis dos segmentos analisados, bem como a sinalização horizontal dos segmentos viários, estão ilustrados no Anexo A.



Figura 3.1: Trecho da BR 040 entre Cristalina-GO e Paracatu-MG



Fonte: Google Earth

A coleta de dados de demanda dos segmentos viários analisados foi realizada a fim de identificar os volumes observados para cada sentido de tráfego e a composição do fluxo veicular. Nos segmentos viários sem faixas adicionais, essa coleta foi realizada em duas etapas: a primeira no feriado da Semana Santa e a segunda no feriado da Independência no ano de 2018, conforme detalhado na Tabela 3.1. Além disso, os dados dos fluxos coletados nos trechos observados podem ser encontrados na Tabela 3.2.

Tabela 3.1: Dados de tráfego dos segmentos viários analisados

	Data	Horário (h)	Trechos observados
<b>Feriado da Semana Santa</b>	29/03/2018	13:00 h às 17:00 h	km 97-105
			km 130-140
			km 140-150
	30/03/2018	08:00 às 12:00	km 19-29
<b>Feriado da Independência</b>	01/04/2020	13:00 às 17:00	km 97-105
			km 130-140
	09/09/2018	13:00 às 17:00	km 140-150
			km 359-369
			km 369-379
			km 379-389
			km 389-399

Fonte: adaptado de Silva (2019)

Tabela 3.2: Fluxos e velocidade média observados

km inicial	km final	Fluxo Sentido BH (veic/h)		Fluxo Sentido BSB (veic/h)		Velocidade média (km/h)	
		Min	Max	Min	Max	Min	Max
19	29	184	396	72	180	76	96
97	105	92	148	32	88	80	112
130	140	48	368	336	1200	71	103
140	150	16	352	336	1024	77	124
359	369	380	728	100	268	73	112
369	379	352	584	64	204	72	110
379	389	300	892	72	196	76	106
389	399	412	644	76	180	63	95

Fonte: adaptado de Silva (2019)

### 3.2 Caracterização dos veículos pesados

O modelo utilizado pelo Aimsun Next para considerar o efeito de trafegar em aclives e declives é o mesmo usado no simulador TWOPAS (TSS, 2019). Esse modelo considera, além de dados geométricos da via, os dados de peso, potência do motor e a área frontal dos veículos. Os dados de comprimento dos veículos possuem influência sobre as manobras de ultrapassagem. Dessa forma, é necessário, para uma correta modelagem das correntes de tráfego no simulador, caracterizar a frota de veículos pesados que trafegam na BR-040.

Essa caracterização também foi realizada em Silva (2019), considerando-se quatro categorias, de acordo com a quantidade de eixos presentes em cada veículo pesado: caminhões leves, médios, pesados e extrapesados. A amostra de dados de massa possui informações de 30.839 caminhões, coletados, no ano de 2017, em dez pontos da rodovia por meio de balanças móveis. A amostragem está descrita na Tabela 3.3, com a descrição do sentido de tráfego – Brasília (BSB) ou Belo Horizonte (BH) – além das datas de início e fim e o tamanho da amostra de cada coleta.

Tabela 3.3: Amostragem de veículos pesados

km	Sentido	Data de Coleta		Tamanho da Amostra
		Início	Fim	
47	BSB	2/5/2017	8/5/2017	3811
86	BSB	9/5/2017	15/05/2017	2749
145	BSB	2/5/2017	8/5/2017	1684
284	BH	9/5/2017	15/05/2017	2478
422	BH	17/05/2017	23/05/2017	3170
422	BSB	17/05/2017	23/05/2017	3803
554	BH	24/05/2017	30/05/2017	3812
607	BH	4/5/2017	9/5/2017	3812
607	BSB	10/5/2017	13/05/2017	3812
767	BH	4/5/2017	10/5/2017	1708

Fonte: adaptado de Silva (2019)

Os dados de potência veiculares foram obtidos através do registro das marcas e modelos de uma amostra de 450 caminhões, na balança localizada em um dos pontos de maior tráfego veicular (km 554). Posteriormente, foi realizado um levantamento das características veiculares nos catálogos dos modelos e motores de cada categoria encontrados nos *websites* dos fabricantes, conforme apresentado na Tabela 3.4. Os caminhões tipo foram determinados considerando-se o 85º percentil da distribuição de massa e de potência dos caminhões de cada categoria.

Tabela 3.4: Caracterização das categorias dos veículos pesados

	Leves	Médios	Pesados	Extrapesados
Quantidade de eixos	2	3 a 4	5 a 6	7 ou mais
Caminhões	2C	3C, 2S1, 2S2, 2C2, 2I2, 3S1, 4C, 4CD, 4DT e 2C3	2S3, 2I3, 3S3, 2I1, 3C2, I2, 3S2, 2R4, 3C3, 3D3L, 3I1, 3I3, 3S3 e 4R2	3T4, 3D4, 3Q4 e 4R3
Modelo tipo	Mercedes Acello 1316	Mercedes L 1620	Mercedes Atron LS 1634	Mercedes Actross 2646
Comprimento (m)	8,13	10,35	19,5	19,5
Largura (m)	2,18	2,43	2,48	2,58
Altura (m)	2,48	2,70	2,92	3,088
Peso (kg)	13200	23900	49500	73900
Potência Máxima (cv)	205	228	335	422

Fonte: adaptado de Silva (2019)

Para que os efeitos ocasionados pela presença dos veículos pesados na corrente de tráfego sejam, de fato, considerados nas simulações, são inseridos parâmetros que definem tais veículos, como a área frontal, o comprimento, sua massa, além de relações massa/potência e massa/área frontal. São essas características que determinam o comportamento veicular dentro da rede simulada. A Tabela 3.5 e Tabela 3.6 apresentam as características e valores inseridos no AIMSUN para cada categoria de veículo pesado.

Tabela 3.5: Características dos veículos pesados tipo inseridos no simulador

Categoria	Área Frontal (m <sup>2</sup> )	Massa (kg)			
		Média	Desvio padrão	Mín	Máx
Leves	5,39	9113	3418	3740	15680
Médios	6,56	18190	6100	8380	31791
Pesados	7,20	3994	10466	17550	53427
Extrapesados	7,96	55966	17296	22382	76924

Tabela 3.6: Relações das características dos veículos pesados tipo inseridos no simulador

Categoria	Relação massa/potência (kg/cv)				Relação massa/área frontal (kg/m <sup>2</sup> )			
	Média	Desvio padrão	Mínimo	Máximo	Média	Desvio padrão	Mínimo	Máximo
Leves	58	22	32	135	1691	634	694	2909
Médios	68	23	43	162	2773	930	127	4846
Pesados	101	27	62	189	5409	1454	2438	7420
Extrapesados	128	40	70	239	7031	2173	2812	9664

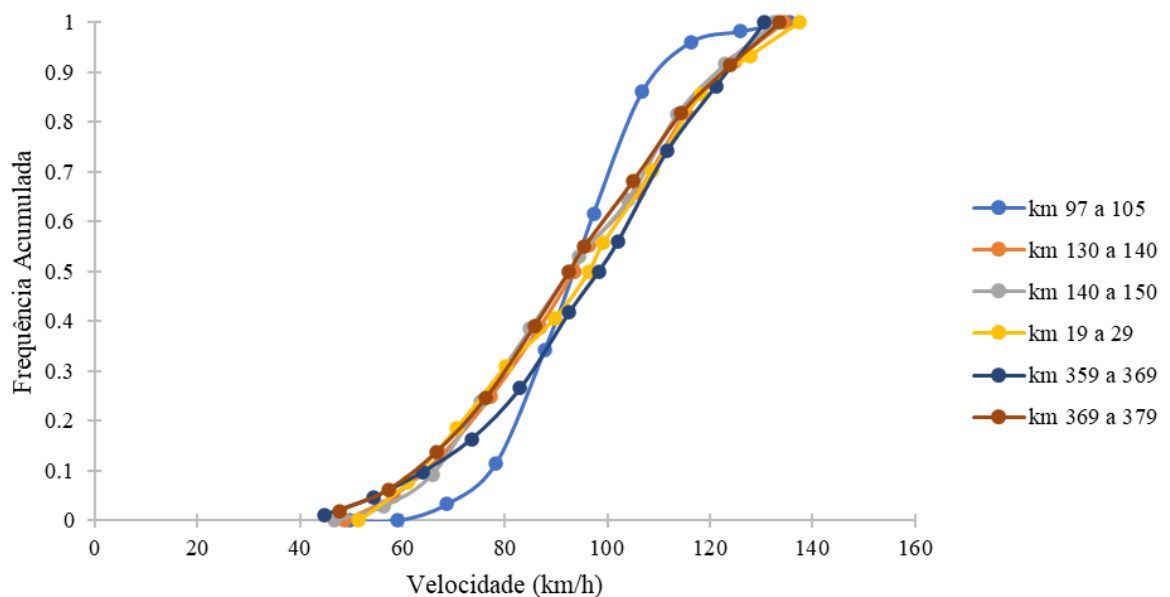
### 3.3 Calibração e validação do Aimsun Next

A simulação de tráfego é uma importante ferramenta para o desenvolvimento, análise, suporte e avaliação de projetos viários e de sistemas de tráfego (Barceló, 2010). Tais sistemas podem, segundo Egami (2006), ser reproduzidos com alto grau de realismo, sobretudo em casos em que os modelos matemáticos existentes não sejam capazes de representar com fidelidade as características e o comportamento de sistemas reais sob determinadas condições devido à estocasticidade desse processo. Além disso, a utilização de simulação de tráfego é fundamental quando não há disponibilidade de dados, ou quando eles são de difícil obtenção em campo (Hollander e Liu, 2008). Por meio dessa ferramenta, pode-se produzir uma grande quantidade de dados sintéticos a um custo bastante inferior se comparado com a obtenção de dados em campo (Washburn *et al.*, 2018).

O Aimsun Next foi baseada suas simulações nos modelos comportamentais de *car-following*, mudança de faixa (*lane-changing*) e aceitação de brechas (*gap-acceptance*) (TSS, 2013). É por meio desses modelos que os veículos são reproduzidos nas simulações (Ayala, 2013). A modelagem dos segmentos viários observados no Aimsun Next requer a inserção de dados de entrada que definem determinada corrente de tráfego, como geometria viária, demanda e o controle de tráfego.

No Aimsun Next, a velocidade desejada é configurada e atribuída aleatoriamente a cada veículo que entra na rede com base no valor médio e no desvio padrão inseridos pelo usuário, sendo limitada pelo valor máximo e mínimo também ajustados pelo usuário. Nesse sentido, a velocidade desejada observada em campo foi obtida considerando os veículos que trafegavam com *headways* maiores que 2,5 segundos, que é o valor crítico estabelecido pelo NCHRP *Project 17-65* para definir os pelotões (Silva, 2019). A frequência acumulada da velocidade desejada observada em campo nos seis segmentos viários onde houve coleta dos dados pode ser observada na Figura 3.2.

Figura 3.2: Frequência acumulada de velocidade desejada



Fonte: adaptado de Silva (2019)

### 3.4 Análise de sensibilidade

Para que o simulador possa ser calibrado, é necessário definir os parâmetros que são mais significativos para ajuste. Isso foi realizado para o segmento viário com os maiores volumes de tráfego observados em campo, sendo 20 correntes de tráfego agregadas em intervalos de 15 minutos. Esse segmento viário é o trecho entre os marcos quilométricos 130 e 140 da BR-040.

Sendo assim, foram analisados 58 parâmetros relacionados aos modelos comportamentais de *car-following*, de mudança de faixa e relacionados com as características veiculares dos automóveis e dos veículos pesados. Para determinar os parâmetros mais relevantes, foi utilizado um método semelhante ao que foi aplicado em Lacerda (2016), em que foram realizadas simulações com os parâmetros de calibração simulados com seus valores *default*, e, depois, com os valores mínimo e máximo dos intervalos de busca de cada parâmetro.

Dessa forma, foram calculadas as diferenças entre os tempos de viagem de todos os veículos, por sentido, de cada corrente de tráfego simulada com valores mínimo e máximo de cada parâmetro, em relação aos resultados obtidos usando-se todos os parâmetros *default*. De posse das amostras das diferenças de tempo de viagem – para cada parâmetro analisado – foi realizado um teste t-student para amostras dependentes (pareadas), com um nível de significância igual a 5%.

São considerados parâmetros relevantes para calibração aquelas amostras de diferenças de tempo de viagem que apresentam estatísticas de teste maiores que um valor crítico. Os resultados do teste t-student para os parâmetros analisados podem ser encontrados no Apêndice A. Essa tabela inclui os intervalos de confiança que, se contiver o zero, indica que o parâmetro não é relevante, ou seja, não altera significativamente os resultados da simulação (tempo de viagem por sentido).

Dos 58 parâmetros submetidos à análise de sensibilidade, 26 não alteraram a medida de desempenho analisada (tempo de viagem). Dos demais, apenas sete parâmetros se mostraram relevantes para serem calibrados. No entanto, três deles possuem um intervalo de confiança muito pequeno, restando, dessa forma, quatro que necessitariam ser ajustados: *MINCHEADMCAR*, *NDECMCAR*, *SNSTVTFCTRDCD* e *SPDIFMAX*, cuja descrição pode ser vista mais adiante. A Tabela 3.7 apresenta a análise estatística dos parâmetros relevantes a serem calibrados apontados pela análise de sensibilidade.

Tabela 3.7: Análise estatística dos parâmetros calibráveis

Parâmetro	Análise Estatística									
	Média	Desvio	N	alfa	t-crit	teste t	E	IC mín	IC máx	Rejeita H0?
<i>MINCHEADMCAR</i>	9,3	9,5	80	0,05	1,990	8,766	2,1	7,2	11,5	SIM
<i>NDECMCAR</i>	8,9	13,6	80	0,05	1,990	5,899	3,0	5,9	12,0	SIM
<i>SNSTVTFCTRDCD</i>	10,7	6,5	80	0,05	1,990	14,725	1,4	9,2	12,1	SIM
<i>SPDIFMAX</i>	65,7	32,9	80	0,05	1,990	17,870	7,3	58,4	73,0	SIM

Sendo assim, é de suma importância que tais parâmetros sejam calibrados a fim de se obter resultados de simulações mais condizentes com a realidade observada em campo. Além disso, é importante pontuar que o parâmetro *SPDIFMAX* é fortemente relacionado ao *SPDIFMIN*. Por esse motivo, incluiu-se o parâmetro *SPDIFMIN* entre os parâmetros ajustados pelo processo de calibração. Da mesma forma, mais dois parâmetros relacionados com as ultrapassagens, *DLTRSHLD* e *RNKTRSHLD*, foram ajustados, por também estarem relacionados com os parâmetros de calibração selecionados após a análise de sensibilidade. Para se entender melhor esses parâmetros de calibração relevantes, é importante descrever os modelos de *car-following* e de mudança de faixas, em rodovias de pista simples utilizados pelo Aimsun Next, como apresentado nos itens a seguir.

### 3.4.1 Modelo de *car-following*

O modelo de *car-following* representa a interação longitudinal entre veículos que trafegam em uma mesma faixa. Segundo Ayala (2013), esse modelo está diretamente ligado ao comportamento dos motoristas quando eles se encontram dirigindo um veículo em situação de restrição perante um outro veículo que trafega a sua frente. De acordo com o manual do Aimsun Next (TSS, 2019), admite-se, para este modelo, que o veículo líder trafega livremente em sua velocidade desejada, enquanto os demais veículos que o seguem trafegam com a suas velocidades restritas, abaixo da velocidade desejada.

O modelo de *car-following* utilizado pelo Aimsun Next é baseado no modelo desenvolvido por Gipps. Esse modelo prevê que os parâmetros não são considerados globais, mas sim determinados com base nas características e relações entre as categorias veiculares, as classes de motoristas, as condições geométricas das vias e as interações entre esses elementos (CASAS *et al.*, 2010).

Esse modelo é composto por dois componentes principais, a aceleração e a desaceleração. O primeiro está associado ao desejo de um veículo de atingir uma determinada velocidade desejada. O segundo tenta representar a limitação desse veículo em atingir sua velocidade desejada em razão

da presença de um veículo líder ( $n-1$ ). Dessa forma, o modelo estabelece a velocidade máxima que um veículo  $n$  pode atingir ao acelerar durante um determinado intervalo ( $t, t + T$ ):

$$V_a(n, t + T) = V(n, t) + 2,5 \times a(n) \times T \times \left( 1 - \frac{V(n, t)}{V^*(n, t)} \right) \times \sqrt{0,025 + \frac{V(n, t)}{V^*(n, t)}} \quad (3.1)$$

Em que:

$V_a(n, t)$  = velocidade do veículo  $n$  no instante  $t$ ;

$V^*(n)$  = velocidade desejada do veículo  $n$  no trecho;

$a(n)$  = aceleração máxima do veículo  $n$ ; e

$T$  = tempo de reação (múltiplo do *time step*).

Adicionalmente, a velocidade máxima que um veículo pode alcançar ( $V_b$ ) com segurança durante um intervalo ( $t, t + T$ ) é limitada de acordo com as suas características e com o comportamento do veículo líder:

$$V_b(n, t + T) = d(n)T + \sqrt{d(n)^2 T^2 - d(n) \left[ 2(x(n-1), t) - s(n-1) - x(n, t) - V(n, t)T - \frac{V_{(n-1, t)}^2}{d'(n-1)} \right]} \quad (3.2)$$

Em que:

$d(n)$  = desaceleração máxima do veículo  $n$ ;

$x(n, t)$  = posição do veículo  $n$  no instante  $t$ ;

$x(n-1, t)$  = posição do veículo líder ( $n-1$ ) no instante  $t$ ;

$s(n-1)$  = tamanho do veículo líder ( $n-1$ ); e

$d'(n-1)$  = desaceleração do veículo líder ( $n-1$ ).

Assim, a velocidade do veículo  $n$  no instante ( $t, t + T$ ) é a menor entre as duas velocidades anteriores:

$$V_{(n, t+T)} = \min[V_a(n, t + T), V_b(n, t + T)] \quad V_{(n, t+T)} = \min[V_a(n, t + T), V_b(n, t + T)] \quad (3.3)$$



Por sua vez, a desaceleração normal do veículo líder (cuja média é o parâmetro  $NDECMCAR$ , para automóveis) é função de um fator de sensibilidade  $\alpha$  definido para cada tipo de veículo. Esse fator de sensibilidade é relacionado à percepção do veículo seguidor em relação à desaceleração do veículo líder: se  $\alpha < 1$ , o veículo trafega em condições mais agressivas, aceitando *gaps* menores entre os veículos; por outro lado, se  $\alpha > 1$  o veículo trafega de forma mais cautelosa, aumentando o *gap* aceitável.

$$d'(n-1) = d(n-1)\alpha \quad (3.4)$$

Além disso, o *headway* mínimo entre o veículo líder e o seguidor (parâmetro cujo valor médio é o  $MINCHEADM CAR$ , para automóveis) é considerado como uma restrição no cálculo da desaceleração. Essa restrição é aplicada antes de atualizar a posição  $x(n, t + T)$ . Dessa forma, é válida a seguinte relação:

$$V(n, t + T) = \frac{x(n-1, t + T) - x(n, t)}{MinHW(n) + T} \quad (3.5)$$

Em que:

$x(n, t)$  = posição do veículo  $n$  no instante  $t$ ;

$x(n-1, t)$  = posição do veículo líder ( $n-1$ ) no instante  $t$ ;

$MinHW(n)$  = *headway* mínimo entre o veículo  $n$  e o veículo  $n-1$  (líder).

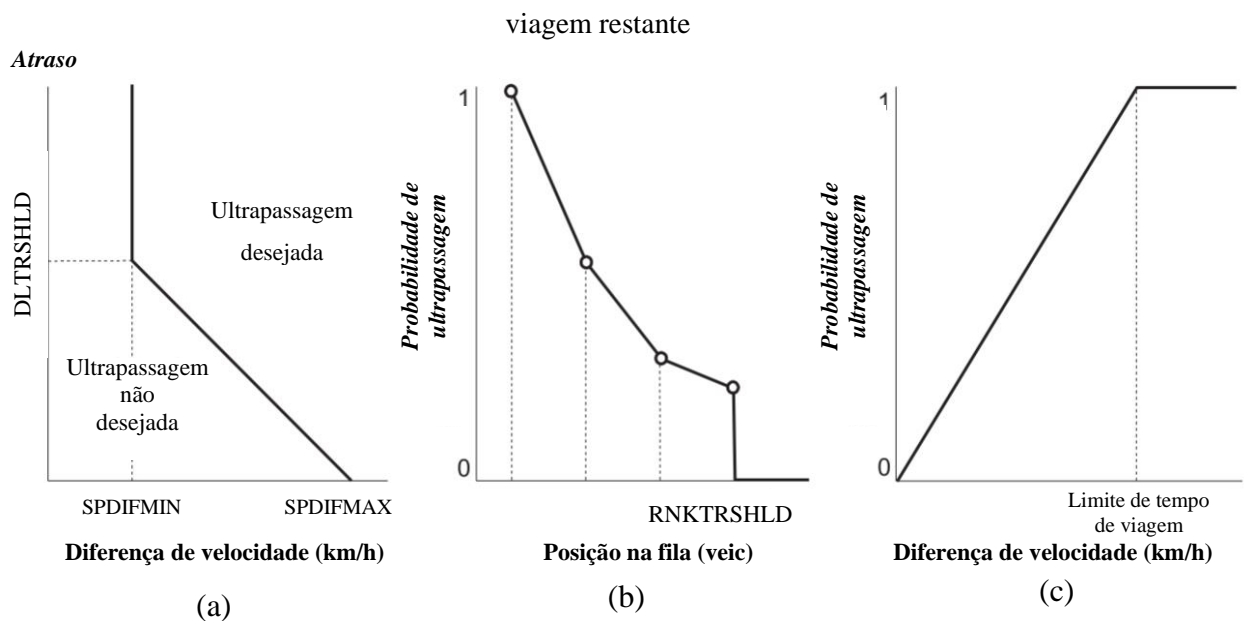
### 3.4.2 Modelo de ultrapassagem em rodovias de pista simples

O processo de ultrapassagem em rodovias de pista simples ocorre em três etapas: avaliação, decisão e a execução da manobra. O modelo de ultrapassagem só é ativado quando os veículos estão em fila, e, então, surge o desejo pela realização da ultrapassagem, que é analisado de acordo com: a posição na fila; o atraso proporcionado pela fila; a diferença de velocidade entre a velocidade desejada e a velocidade atual do veículo (reduzida em função do veículo líder); e o tempo de viagem experimentado.

Vários parâmetros relacionados com a dinâmica das ultrapassagens em rodovias de pista simples devem ser informados no simulador. A Figura 4.3., que traz alguns desses parâmetros, ilustra como o desejo por ultrapassagem é ativado para um determinado veículo, que relaciona a diferença entre as velocidades desejada e do veículo líder ( $V_{des} - V_{líder}$ ) e o atraso. A curva é

delimitada por um valor máximo ( $SPDIFMAX$ ) e mínimo ( $SPDIFMIN$ ) dessa diferença entre as velocidades, além de um limite máximo de atraso ( $DLTRSHLD$ ). Acima da linha, o desejo por ultrapassar é ativado (verdadeiro), enquanto abaixo dessa linha o desejo não é ativado (falso). A probabilidade de ultrapassar também muda, de 0 a 100%, de acordo com a posição na fila ( $RNKTRSHLD$ ) e no tempo de viagem restante para completar o trajeto, como ilustram as Figuras 4.4 e 4.5, respectivamente.

Figura 3.3: (a) Ativação do desejo por ultrapassar na modelagem das ultrapassagens; (b) Posição na fila considerada no modelo de ultrapassagem; e (c) Probabilidade de ultrapassagem considerado o tempo de



Uma vez que a decisão do veículo é por realizar a ultrapassagem, então é avaliado se a manobra é permitida. Isso inclui verificar se ele se encontra numa zona de ultrapassagem permitida e se múltiplas ultrapassagens são possíveis. Se permitida, é avaliada se a manobra pode ser executada. Se  $V_{des} - V_{líder}$  é menor do que um mínimo estabelecido, então o veículo irá acelerar até atingir uma nova velocidade desejada (especificado por um fator multiplicador da velocidade desejada normal). Durante a ultrapassagem, ao se atingir essa nova velocidade (de ultrapassagem), o veículo não acelera mais. Se  $V_{des} - V_{líder}$  é maior do que um mínimo estabelecido, então o veículo pode fazer a ultrapassagem usando sua aceleração máxima determinada até que ele atinja sua velocidade desejada.

Durante a manobra, o veículo calcula o tempo que resta para uma colisão com um veículo que vem em sentido oposto (também em velocidade constante). Se não há veículo no sentido oposto, ou se a visibilidade não permite ver o veículo, o modelo considera um veículo fictício a uma

distância igual à distância de visibilidade. A percepção dessa distância de visibilidade pode ser modificada de acordo com um fator de sensibilidade da visibilidade (*SNSTVTFCTRDCD*), que altera a agressividade na execução da manobra.

O veículo irá iniciar a manobra se ela puder ser concluída no final da zona de ultrapassagem proibida e se a duração da manobra for menor do que o tempo necessário para que ocorra uma colisão, considerando-se, para isso, uma distância de segurança necessária para o veículo retornar à sua faixa de tráfego de origem.

A cada período de atualização da simulação, a distância de ultrapassagem é reavaliada, de acordo com as seguintes situações:

1. A manobra ainda não foi concluída e não há risco de colisão: o veículo mantém a ultrapassagem usando uma aceleração constante igual à máxima, até atingir sua velocidade máxima (constante);
2. A manobra é concluída: o veículo volta para a sua faixa original;
3. A manobra ainda não foi concluída e há risco de colisão, mas não imediato: o veículo acelera para completar a ultrapassagem;
4. A manobra ainda não foi concluída e há risco de colisão imediata, tendo o veículo percorrido um caminho acima de um valor crítico: o veículo acelera para completar a ultrapassagem, mas forçando o veículo lento a desacelerar; e
5. A manobra ainda não foi concluída, há risco de colisão imediata e o veículo ainda não percorreu um caminho acima de um valor crítico: o veículo desacelera e volta para a sua faixa original, atrás do veículo lento.

### **3.5 Calibração dos parâmetros comportamentais com Algoritmo Genético**

Como apresentado anteriormente, sete parâmetros comportamentais do Aimsun Next, versão 8.4, foram selecionados para realização de simulações em segmentos de rodovias de pista simples: *MINCHEADMCAR*, *NDECMCAR*, *SNSTVTFCTRDCD*, *SPDIFMAX*, *SPDIFMIN*, *DLTRSHLD* e *RNKTRSHLD*. Para isso, foi utilizado um Algoritmo Genético (AG), adaptado de Sousa *et al.* (2019), desenvolvido para modelagem de rotatórias urbanas no Aimsun Next, que, por sua vez, é fortemente baseado no algoritmo desenvolvido no trabalho de Silva (2019) para simulação de rodovias de pista simples no VISSIM.

O AG é um método iterativo baseado na teoria da evolução. A aplicação para calibração dos simuladores de tráfego consiste numa população cujos indivíduos são formados a partir dos

parâmetros comportamentais a serem calibrados. Os parâmetros foram inseridos nos arquivos de entrada de metade das correntes de tráfego de 15 minutos obtidas por filmagens, enquanto a outra metade será usada na validação da calibração. Vale ressaltar que o subconjunto de dados usados na validação do simulador também será usado para validar os modelos de tráfego do NCHRP *Project 17-65* adaptados, conforme proposta deste trabalho.

A evolução da população ocorre através da aplicação de operadores como seleção, *crossover*, mutação e predção. O grau de adaptação dos indivíduos é medido por meio de uma função *fitness* calculada por meio de medidas de desempenho do campo e da simulação (Goldberg, 1989; Silva, 2019). Neste trabalho, o AG foi aplicado, individualmente, para cada um dos segmentos viários observados em campo (Tabela 4.1). A ideia foi verificar o resultado da calibração individualmente na tentativa de identificar algum trecho com viés comportamental diferente dos demais, o que poderia ocasionar a obtenção de parâmetros de calibração ruins.

A população escolhida foi de 10 indivíduos, nos quais, no início do processo, são associados a um determinado nível de agressividade: baixo, médio e alto. Essa agressividade deve ser mantida ao longo de todas as gerações (máximo de 30). A Tabela 3.8 ilustra os valores *default* dos parâmetros de calibração e seus intervalos de busca com base na agressividade.

Tabela 3.8: Espaço de busca e valores *default* dos parâmetros de calibração

Parâmetro	Valor <i>default</i>	Espaço de busca em função do nível de agressividade					
		Baixo		Médio		Alto	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
<i>NDECMCAR</i> (m/s <sup>2</sup> )	4,0	2,0	3,0	3,0	4,0	4,0	5,0
<i>MINCHEADMCAR</i> (s)	1,0	0,9	1,2	0,6	0,9	0,3	0,6
<i>DLTRSHLD</i> (s)	60,0	210,0	300,0	120,0	210,0	30,0	120,0
<i>SPDIFMAX</i> (km/h)	35,0	46,7	60,0	33,3	46,7	20,0	33,3
<i>RNKTRSHLD</i>	2,0	1,0	3,0	3,0	5,0	5,0	7,0
<i>SPDIFMIN</i> (km/h)	10,0	15,0	20,0	10,0	15,0	5,0	10,0
<i>SNSTVTFCTRDCD</i>	0,65	1,33	2,0	0,67	1,33	0,0	0,67

A função *fitness* escolhida, que determina o grau de adaptação de cada indivíduo da população, é o somatório dos erros quadráticos (*SE*). A principal vantagem do *SE* consiste em penalizar as soluções que produzem grandes erros absolutos. Para a aplicação do AG de cada segmento viário, sua formulação é dada por:

$$SE = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^2 (y_{ij} - x_{ij})^2 \quad (3.6)$$

em que  $y_{ij}$  é a velocidade média de viagem obtida na simulação, para a corrente de tráfego  $i$  e sentido de tráfego  $j$  (BH ou BSB);  $x_{ij}$  é a velocidade média de viagem obtida em campo, para a corrente de tráfego  $i$  e sentido de tráfego  $j$  (BH ou BSB); a variável  $n$  representa o total de correntes de tráfego de 15 minutos do trecho viário.

Sobre os operadores genéticos, o *crossover* é aplicado a cada nova geração da população, enquanto a mutação e a predação ocorrem a cada duas gerações. O tipo de seleção de dois indivíduos para realização do cruzamento foi baseado na técnica da roleta (Goldberg, 1989), em que a probabilidade de um indivíduo ser selecionado é inversamente proporcional ao seu *SE*. O *crossover* produz novos indivíduos com parâmetros de calibração a partir da média dos parâmetros dos pais selecionados. No processo de cruzamento, deve-se garantir que a agressividade do indivíduo não seja alterada (caso ocorra para um determinado parâmetro, outro deve ser gerado aleatoriamente com base no seu espaço de busca). A taxa de mutação – que muda genes selecionados aleatoriamente em função do espaço de busca do parâmetro – foi de 30%. A taxa de predação – que seleciona os indivíduos menos adaptados para gerar outros no lugar – é de 20%.

A Tabela 3.9 resume os parâmetros encontrados após aplicação do AG para cada um dos seis segmentos viários observados em campo. Observa-se que, somente para a aplicação do AG para os segmentos entre os km's 389-399, o melhor conjunto de parâmetro tinha um comportamento de um motorista agressivo. Sendo assim, verifica-se, na tabela, a média dos melhores parâmetros encontrados (que representa um indivíduo de agressividade alta), sem considerar o resultado do AG para o segmento entre os km's 389 e 399.

Tabela 3.9: Melhores conjunto de parâmetros encontrados em cada aplicação do AG

Parâmetro	Trecho (km)						Média*
	19-29	97-105	130-140	140-150	359-369	389-399	
<i>NDEMCAR</i>	4,58	4,12	4,39	4,31	4,82	2,15	4,45
<i>MINCHEADMCAR</i>	0,39	0,34	0,32	0,31	0,38	1,17	0,35
<i>DLTRSHLD</i>	33,17	37,25	57,00	37,13	44,95	297,77	41,90
<i>SPDIFMAX</i>	21,03	20,81	21,51	26,29	22,94	58,04	22,52
<i>RNKTRSHLD</i>	5,11	6,52	6,29	5,88	5,87	2,16	5,94
<i>SPDIFMIN</i>	9,18	9,23	9,21	9,19	7,09	17,48	8,78
<i>SNSTVTFCTRDCD</i>	0,55	0,50	0,36	0,43	0,53	1,36	0,47
Agressividade	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Baixa	Alta

\*sem o trecho entre os km's 389 e 399

A Figura 3.4 ilustra a comparação entre os valores de SE obtidos com os parâmetros *default* e com os parâmetros ajustados, para o subconjunto de dados da calibração, sem considerar o trecho entre os km's 389-399. É possível perceber que, em todas as aplicações, houve uma redução do SE, em média próximo a 11%, variando-se entre 8% e 13%. O processo de validação da calibração do simulador foi realizado ao aplicar os melhores parâmetros encontrados em cada aplicação do AG nas demais correntes de tráfego de cada segmento viário, como mostrado na Figura 3.5. Em todos os casos, os parâmetros calibrados proporcionaram uma redução nos valores de SE, independentemente de qual aplicação do AG foi considerado. Essas reduções foram, em média, iguais a 12%, variando-se entre 6% e 17%.

Figura 3.4: Comparação entre os valores de SE obtidos com os parâmetros *default* e com os parâmetros calibrados do Aimsun Next

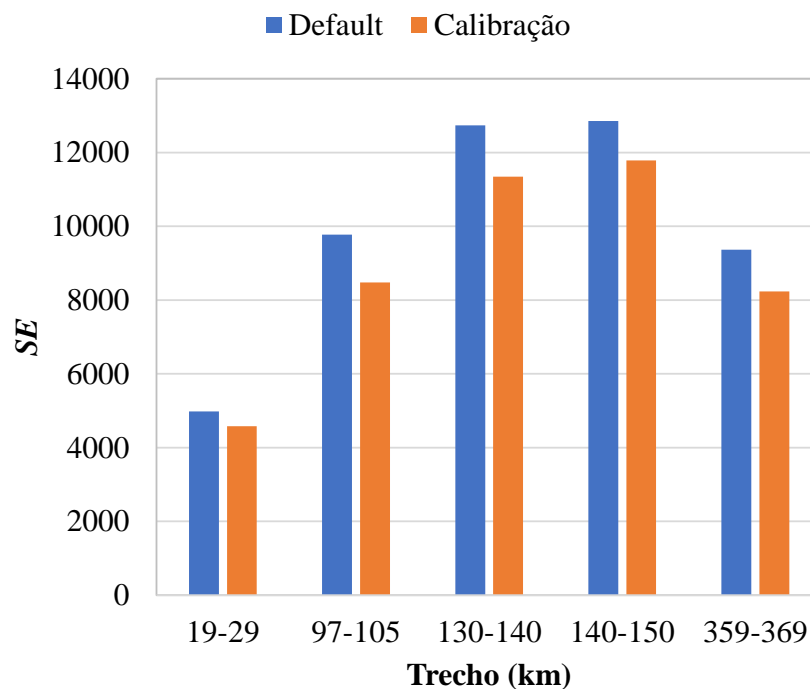
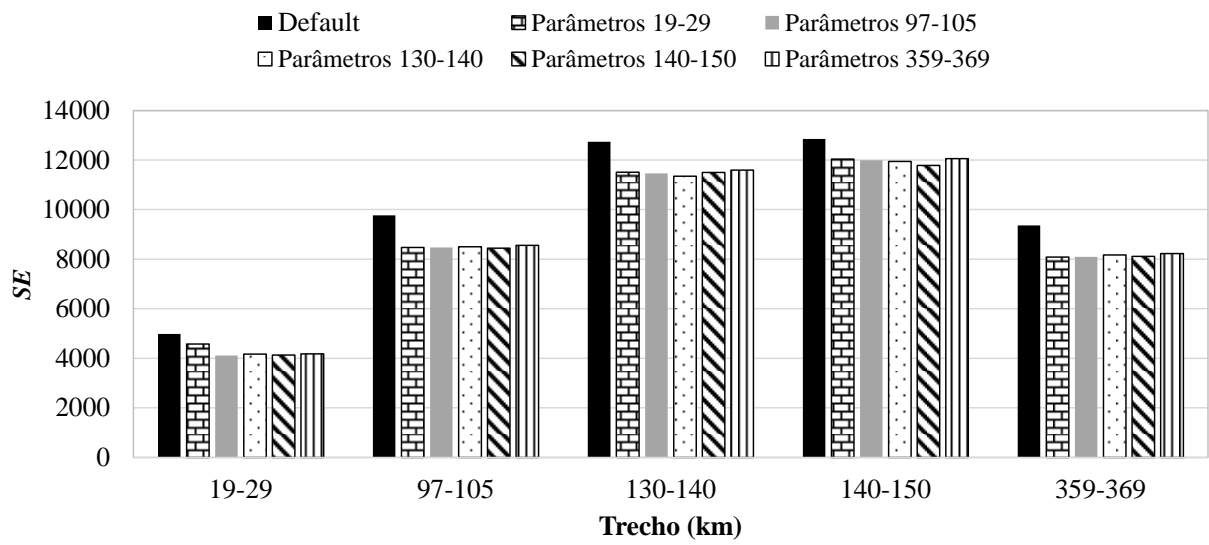


Figura 3.5: Comparação entre os valores de  $SE$  obtidos no processo de validação da calibração do Aimsun Next



## **4 ADAPTAÇÃO DO MÉTODO DO NCHRP PROJECT 17-65**

No Capítulo 2, foi abordada a proposta elaborada por Washburn *et al.* (2018) para o novo método de determinação do nível de serviço de rodovias de pista simples, o qual, entre outras mudanças outrora apresentadas, sugere que a densidade de veículos em pelotões (*FD*) seja utilizada como única medida de desempenho para a determinação do nível de serviço desse tipo de rodovia.

Nesse contexto, os modelos de tráfego apresentados neste Capítulo possuem a mesma estrutura dos modelos de tráfego (obtidos a partir dos mesmos experimentos) encontrados no relatório final do NCHRP *Project 17-6* (Washburn *et al.*, 2018). Foram desenvolvidos os ajustes do método proposto às condições geométricas e de tráfego locais, com base nas informações obtidas na BR-040. Para isso, como pode ser visto nas seções a seguir, todas as etapas referentes à obtenção dos modelos de tráfego e de fatores de ajuste para análise dos segmentos de pista simples foram replicadas (neste trabalho, para segmentos sem faixas adicionais) e, quando necessário, adequadas. No fim deste capítulo, é apresentada uma comparação do modelo adaptado com outros modelos relevantes, como o modelo previsto pelo método sem adaptação e os modelos desenvolvidos por Bessa Jr. (2015) e Silva (2019).

### **4.1 Geração de dados sintéticos**

A obtenção de dados sintéticos é de grande importância para o desenvolvimento das relações de tráfego e os coeficientes relacionados às diferentes condições de geometria e de fluxo. Assim como no método proposto no relatório NCHRP *Project 17-65*, criou-se, no presente trabalho, uma série de experimentos a partir dos quais pode-se avaliar o impacto das características geométricas e das condições de fluxo no comportamento das medidas de desempenho analisadas e, assim, desenvolver as relações de tráfego e obter os coeficientes para cada uma dessas diferentes condições. Os cenários propostos pelo relatório e seguido neste trabalho estão elencados na Tabela 4.1.



Tabela 4.1: Valores de variáveis utilizadas nos experimentos

Variável	Valores
Comprimento do segmento (km)	0,40; 0,80; 1,60; 3;20; 4,80
Velocidade de Fluxo Livre (km/h)	72; 80; 89; 97; 105; 113
Fluxo direcional (veic/h)	100; 300; 600; 900; 1200; 1500; 1800
Porcentagem de veículos pesados direcional (%)	0; 5; 10; 15; 20; 25
Fluxo direcional oposto (veic/h)	0; 200; 400; 1500
Porcentagem de veículos pesados sentido oposto (%)	10

Fonte: adaptado de Washburn *et al.* (2018)

Além das variáveis de geometria e de fluxo elencadas na tabela anterior, considerou-se, para fins de criação dos cenários, a classificação vertical (trechos em aclive e em declive) e o tipo de via quanto à possibilidade de realização de manobras de ultrapassagem (zonas de ultrapassagem permitida e zonas de ultrapassagem proibida). Nesse contexto, foram simulados 1260 cenários com zonas de ultrapassagem proibidas e 5040 cenários com zonas de ultrapassagem permitidas, totalizando 6300 cenários possíveis. As simulações retornaram valores de fluxo (veic/h), velocidade média de viagem (km/h), densidade de veículos (veic/km/faixa), e porcentagem de veículos em pelotões.

Além disso, assim como previsto no relatório, para cenários com zonas de ultrapassagem permitida, essa manobra só era autorizada para os veículos que trafegavam no sentido de análise, sendo proibida para os demais veículos que trafegavam na rede. Nesse sentido, o fluxo oposto foi inserido somente nos cenários em que existem zonas de ultrapassagem permitida, uma vez que, havendo a possibilidade de execução das manobras de ultrapassagem, os veículos que trafegam no sentido oposto são limitadores das possibilidades de execução de manobras de ultrapassagem. Por outro lado, em zonas de ultrapassagem proibidas, entende-se que os veículos na direção de análise se encontram restritos pela impossibilidade de realizar ultrapassagens e pelos veículos que trafegam no mesmo sentido, não havendo influência dos veículos que trafegam em sentido oposto.

## 4.2 Classificação dos alinhamentos verticais

A aplicação do método de determinação do nível de serviço proposto por Washburn *et al.* (2018) depende, primordialmente, da classificação dos alinhamentos verticais, uma vez que os coeficientes de ajuste empregados nos modelos estão categorizados de acordo com a classe vertical do segmento analisado. A classe de um segmento de rodovia é determinada utilizando-se como parâmetros o comprimento e a inclinação do segmento viário.

Sendo assim, para que se pudesse adaptar a classificação do alinhamento vertical para as condições brasileiras, foram simulados, com o Aimsun Next, diversos cenários variando-se a inclinação e o comprimento de um trecho de análise hipotético que é antecedido por um trecho de entrada e sucedido por um trecho de saída ambos com rampa igual a 0%. O trecho de entrada tem, por finalidade, fazer com que os veículos chegassem ao início do segmento intermediário com velocidade inicial desejada igual a 120 km/h (75 mi/h). Por sua vez, o trecho de saída foi inserido para que os veículos saíssem da seção de análise de forma não abrupta, não interferindo, assim, nos resultados da seção de análise. No trecho intermediário (de análise), as rampas verticais foram simuladas com inclinações entre -10% e 10% e comprimentos que variaram de 0 a 1,9 km (1,1 mi).

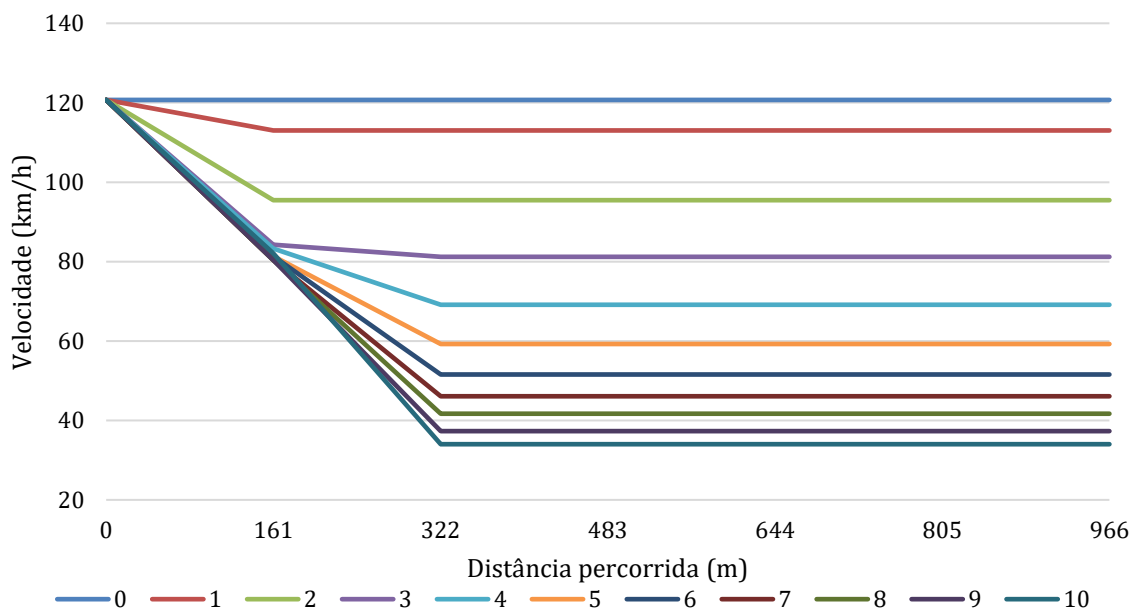
A ideia central dessa etapa foi investigar o impacto causado pelas curvas verticais no desempenho de um veículo pesado típico. No segmento de análise, foram inseridos detectores, distanciados aproximadamente 160 m (0,1 mi) uns dos outros, a fim de se obter a velocidade dos veículos pesados que trafegaram no trecho e, conseqüentemente, o comportamento de tais veículos em cada cenário reproduzido. Reforça-se, todavia, que para essa análise, utilizou-se um único veículo pesado do tipo médio (típico), cujas características foram apresentadas na Tabela 3.5 e na Tabela 3.6. Dessa forma, não havendo restrições quanto à presença de outros veículos na rede, os únicos fatores que impactam na velocidade desenvolvida pelo veículo são a geometria da via e seu próprio desempenho mecânico.

Cada cenário foi replicado cinco vezes usando-se diferentes sementes de números aleatórios, e então foram calculados os valores médios das velocidades médias de viagem para cada posição de detector inserido no cenário, conforme pode ser observado na Tabela 4.2, de acordo com a inclinação e o comprimento ( $L$ ) do segmento de análise. As curvas de desempenho obtidas são ilustradas na Figura 4.1. Por meio dessas curvas, percebe-se que a velocidade dos veículos pesados se reduz ao longo do trecho, até que o veículo atinge uma velocidade de equilíbrio a qual ele consegue manter até o final do segmento observado. Além disso, a inclinação do terreno tem forte impacto sobre o desempenho veicular: quanto maior a inclinação do trecho, maior a redução de velocidade observada.

Tabela 4.2: Velocidades dos veículos pesados tipo sob diferentes condições de geometria da via em trechos de aclive (km/h)

$L$ (m)	Inclinação (%)										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	120,7	120,7	120,7	120,7	120,7	120,7	120,7	120,7	120,7	120,7	120,7
160	120,7	113,02	95,46	84,24	83,25	81,34	81,34	80,38	80,38	80,38	82,11
320	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02
480	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02
640	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02
800	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02
960	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02
1120	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02
1280	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02
1440	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02
1600	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02
1760	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02
1920	120,7	113,02	95,46	81,2	69,13	59,25	51,57	46,09	41,7	37,31	34,02

Figura 4.1: Curva de desempenho dos veículos pesados tipo em função da inclinação da rampa



Assim como ocorre no relatório final do NCHRP *Project 17-65*, as curvas de desempenho obtidas para o veículo pesado típico formam funções polinomiais que tem o formato apresentado na Equação 4.1. Os coeficientes são ajustados de acordo com a inclinação do trecho, conforme a Tabela 4.3.

$$V = 120 + a \times L + b \times L^2 + c \times L^3 \quad (4.1)$$

Em que:

$V$  = velocidade do veículo pesado no final do trecho (km/h)

$L$  = comprimento do trecho (km); e

$a, b, c$  = coeficientes de calibração do modelo obtidos pela Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Coeficientes de calibração para cálculo da velocidade do veículo pesado tipo

Inclinação (%)	$a$	$b$	$c$
1	-47,635	89,834	-50,095
2	-251,69	462,56	-254,05
3	-286,33	483,79	-251,69
4	-319,42	514,48	-258,59
5	-338,75	520,37	-252,02
6	-356,67	536,18	-255,05
7	-367,72	539,55	-251,3
8	-387,76	542,91	-247,33
9	-379,59	524,49	-230,85
10	-167,47	315,83	-176,12

Na sequência, analisa-se o impacto dos trechos em declive no desempenho dos veículos pesados. Para isso, inicialmente assume-se que a velocidade inicial dos veículos pesados nas descidas é igual à velocidade de equilíbrio desses veículos nas subidas em trechos com inclinação correspondente. Para os cenários em que a velocidade inicial na descida for menor do que 120 km/h, deve-se ajustar o comprimento do segmento para, dessa forma, ser contabilizada essa diferença na velocidade inicial. Esse ajuste é realizado por intermédio da Tabela 4.4, cujos valores apresentados representam o comprimento, em quilômetros, a ser adicionado ao comprimento real do segmento. Esses valores são obtidos por meio da Equação 4.1, sendo o comprimento ( $L$ ) a variável que se busca, e  $V$ , a diferença entre a velocidade inicial na subida, neste caso, 120 km/h, e a sua respectiva velocidade de equilíbrio ( $V_i$ ).

Tabela 4.4: Comprimento de segmento adicional para velocidades iniciais em declives diferentes das velocidades iniciais em aclives

$V_i$ (km/h)	Inclinação (%)									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
120	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
112	N/A	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016
104	N/A	0,096	0,064	0,064	0,064	0,064	0,048	0,064	0,048	0,048
96	N/A	N/A	0,160	0,144	0,128	0,144	0,096	0,128	0,112	0,112
88	N/A	N/A	0,304	0,272	0,240	0,256	0,192	0,192	0,192	0,176
80	N/A	N/A	N/A	0,448	0,400	0,400	0,320	0,320	0,304	0,304
72	N/A	N/A	N/A	0,688	0,608	0,576	0,496	0,480	0,448	0,464
64	N/A	N/A	N/A	N/A	0,880	0,816	0,704	0,688	0,624	0,656
56	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1,120	1,088	0,944	0,848	0,896
48,28	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1,632	1,264	1,120	1,184
40,23	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	1,472	1,552
32,19	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Os valores definidos como N/A se referem àquelas situações em que o veículo pesado não atingirá a velocidade  $V_i$  analisada. Por exemplo: para inclinação de 3%, a velocidade mínima atingida pelo veículo pesado nos trechos de subida é de aproximadamente 81 km/h, sendo essa, sua velocidade inicial para os trechos de descida correspondente. Nessas condições, não há o que se falar em comprimentos adicionais para as velocidades  $V_i$  abaixo de 81 km/h. Para esses casos, a velocidade desejada de descida (aquela velocidade em que os motoristas desejam manter, por segurança, apesar do desempenho do veículo permitir velocidades maiores) é definida como a velocidade de equilíbrio. Os valores das velocidades de equilíbrio e do comprimento de segmento adicional são apresentados na Tabela 4.5.

Quando necessário, o ajuste do segmento deve ser realizado relacionando-se a velocidade inicial com a inclinação do segmento de análise. Assim, é possível determinar o valor do comprimento adicional. Se os valores de velocidades iniciais estiverem entre os valores tabelados, deve-se interpolar tais valores a fim de se encontrar o comprimento do segmento adicional equivalente. Caso a velocidade desejada na descida seja diferente da velocidade de equilíbrio, deve-se analisar se o veículo atingirá a velocidade de equilíbrio e qual o comprimento de segmento para que essa velocidade seja atingida. Se o comprimento ajustado for maior que o correspondente ao da velocidade de equilíbrio, então a velocidade desejada na descida deverá ser definida como a velocidade de equilíbrio.

Tabela 4.5: Velocidades de equilíbrio e comprimentos de segmentos para veículo pesado tipo

Inclinação do terreno (%)	Velocidade de equilíbrio (km/h)	Comprimento do segmento (m)
1	113,03	80,47
2	95,46	96,56
3	81,20	112,65
4	69,13	144,84
5	59,25	177,03
6	51,57	209,21
7	46,09	225,31
8	41,70	241,40
9	37,31	273,59
10	34,02	305,78

Além disso, de acordo com o relatório *NCHRP*, após calculada a velocidade desejada na descida, deve-se fazer um ajuste para as rampas menores ou iguais a 3%, acrescentando-se 8,0 km/h à velocidade encontrada. Se o comprimento original, sem ajuste, for menor que 1,6 km e sua rampa for superior a 3%, então o acréscimo deverá ser de 4,0 km/h. Para os demais casos, deve-se manter o valor da velocidade desejada na descida conforme calculado. Após esse processo, pode-se então obter as velocidades dos veículos pesados em trechos de descida para diferentes configurações de geometria, como apresenta a Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Velocidades dos veículos pesados tipo sob diferentes condições de geometria da via em trechos de declive (km/h)

L (m)	Inclinação (%)										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	120,70	120,70	120,70	120,70	120,70	120,70	120,70	120,70	120,70	120,70	120,70
160	120,70	114,60	100,64	90,56	85,54	80,99	78,05	75,57	73,89	72,22	71,68
320	120,70	112,23	92,87	78,37	69,50	61,79	56,40	52,17	49,09	46,01	44,39
480	120,70	112,23	92,87	77,64	66,13	56,54	49,31	44,01	39,88	35,75	32,94
640	120,70	113,22	96,11	81,91	69,04	58,62	50,36	44,57	39,85	35,13	31,43
800	120,70	113,81	98,05	84,69	71,79	61,44	53,11	47,36	42,60	37,84	33,96
960	120,70	112,62	94,17	79,50	67,97	58,42	51,14	45,87	41,71	37,56	34,62
1120	120,70	112,02	92,18	76,98	66,26	56,52	49,15	43,77	39,31	34,71	31,19
1280	120,70	112,02	92,18	76,98	66,26	56,52	49,15	43,77	39,31	34,71	31,19
1440	120,70	112,02	92,18	76,98	66,26	56,52	49,15	43,77	39,31	34,71	31,19
1600	120,70	112,02	92,18	76,98	66,26	56,52	49,15	43,77	39,31	34,71	31,19
1760	120,70	112,02	92,18	76,98	66,26	56,52	49,15	43,77	39,31	34,71	31,19
1920	120,70	112,02	92,18	76,98	66,26	56,52	49,15	43,77	39,31	34,71	31,19

Finalmente, após obtidos os valores das velocidades de fluxo livre dos veículos pesados e as reduções observadas em comparação à velocidade inicial de 120 km/h, nos trechos de subida e descida, é possível determinar a classificação vertical, utilizando-se como referência os intervalos determinados na Tabela 2.2. A classificação para os alinhamentos verticais desse trabalho é apresentada na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Classificação para alinhamento vertical (declives em parênteses)

L (km)	Inclinação (%)									
	≤ 1	> 1 ≤ 2	> 2 ≤ 3	> 3 ≤ 4	> 4 ≤ 5	> 5 ≤ 6	> 6 ≤ 7	> 7 ≤ 8	> 8 ≤ 9	> 9
≤ 0,16	1 (1)	1 (2)	2 (3)	2 (4)	2 (4)	2 (4)	2 (5)	2 (5)	2 (5)	2 (5)
> 0,16 ≤ 0,32	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	4 (5)	4 (5)	4 (5)	4 (5)
> 0,32 ≤ 0,48	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 0,48 ≤ 0,64	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 0,64 ≤ 0,80	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 0,80 ≤ 0,96	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 0,96 ≤ 1,12	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 1,12 ≤ 1,28	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 1,28 ≤ 1,44	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 1,44 ≤ 1,60	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 1,60 ≤ 1,76	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)
> 1,76	1 (1)	1 (3)	2 (4)	3 (5)	4 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)	5 (5)

Analisando-se a classificação obtida, é possível notar que as condições geométricas impactam mais o veículo pesado típico brasileiro, do que o veículo pesado utilizado por Washburn *et al.* (2018) para o desenvolvimento do novo método para rodovias de pista simples. Esse resultado está relacionado ao desempenho mecânico dos veículos pesados que compõe a frota brasileira, que é inferior ao dos veículos pesados típico americanos. O veículo pesado típico brasileiro utilizado nesse trabalho possui relação massa/potência média igual a 68 kg/cv, enquanto a relação massa/potência do veículo utilizado pelo *NCHRP* é igual a 50 kg/cv. A redução de velocidade média ocorre de forma abrupta para pequenas inclinações, como aquelas observadas entre 1% e 4%. Já a mudança de classificação vertical observada obtida por Washburn (2018), que pode ser vista na Tabela 2.3, acontece de forma mais amena. Importante notar que na classificação vertical dos trechos em decida, a diferença entre as duas classificações analisadas é mais acentuada. É possível perceber, ainda, que a influência da inclinação do relevo sobre o desempenho dos veículos pesados é maior do que a influência do comprimento do trecho.

### 4.3 Estimativa da velocidade de fluxo livre (*FFS*)

O modelo proposto nas Equações 2.2 e 2.3 envolve uma série de variáveis que possuem influência sobre a estimativa da *FFS*, como a classificação do alinhamento vertical, a possibilidade ou não da realização de manobras de ultrapassagem, o comprimento do trecho analisado, a porcentagem de veículos pesados, a *BFFS* e o fluxo no sentido oposto. Nesse contexto, os coeficientes presentes no modelo são fortemente atrelados às condições de geometria e fluxo das rodovias

Pontua-se, inicialmente, que a possibilidade ou não da execução de manobras de ultrapassagem possui influência sobre a *FFS*, conforme ilustrado na Figura 4.2. As manobras de ultrapassagem dependem, essencialmente, de condições que favoreçam que elas ocorram com segurança. Os trechos com zonas de ultrapassagens permitidas, ilustrado na Figura 4.2 (b), apresentam *FFS* superiores àqueles com zonas de ultrapassagem proibidas, apresentado na Figura 4.2 (a), sob as mesmas condições de fluxo e geometria. Isso se deve pois não havendo condições para a realização de manobras de ultrapassagem, haverá a formação de pelotões em que os veículos seguidores irão trafegar com velocidades inferiores à desejada, diminuindo, por esse motivo, a *FFS*.

Sob o aspecto dos veículos pesados, esses veículos, devido suas características de desempenho, possuem velocidades médias inferiores aos veículos de passeio. Sendo assim, quanto maior a porcentagem de veículos pesados, menor é a velocidade de fluxo livre observada no trecho. Ainda, referente às condições de subidas e descidas dos segmentos, observa-se que os trechos com inclinações mais acentuadas causam maior perda de velocidade aos veículos. Isso ocorre, principalmente, em função do desempenho dos veículos pesados, sobretudo em segmentos com classificação vertical altas, classe 3 em diante.

Ao que se refere ao efeito do fluxo oposto causado na *FFS*, este fator é grande relevância para o comportamento da *FFS*, uma vez que, um maior fluxo oposto diminui as oportunidades de realização de manobras de ultrapassagem, fazendo com que se formem pelotões e se observe a redução da *FFS* do trecho. A Figura 4.3 ilustra o comportamento da *FFS* diante de variação do fluxo oposto. Ainda, a *HV* possui baixo ou nenhum impacto para as classes verticais mais baixas (1, 2 e 3). Importante ressaltar que a presença de veículos trafegando em sentido oposto ao analisado somente foi analisada para os segmentos com zonas de ultrapassagem permitidas.

O comprimento dos trechos também é fator que limita a realização das manobras de ultrapassagem e, conseqüentemente, impacta na *FFS* observada no segmento. Para os trechos onde se é permitida a execução dessas manobras, quanto maior for o comprimento do segmento, maior



será a possibilidade de realização das manobras de ultrapassagem, o que, de forma geral, se reflete em uma maior *FFS*. Entretanto, para as classes verticais 4 e 5, que são mais impactantes devido ao desempenho dos veículos pesados, o efeito causado pela *HV* acaba se sobressaindo sobre o impacto causado pelo comprimento do segmento. Esse impacto é mais acentuado na classe 5. Esse comportamento é ilustrado por meio da Figura 4.4.

Por outro lado, se o segmento analisado não permitir a realização de manobras de ultrapassagem, quanto maior o comprimento desse trecho, menor será a *FFS*, visto que veículos de passeio seguindo em pelotões se encontrarão limitados pela velocidade dos veículos líderes por um trecho maior da rodovia, aumentando, dessa forma, o tempo despendido por esses veículos em situação de *car-following*, na qual ele trafega com velocidade abaixo da velocidade desejada. Neste cenário, quanto maior o comprimento do segmento, menor a *FFS*.

Figura 4.2: *FFS versus HV* em trecho de 1,00 mi com *BFFS* = 88 km/h em (a) zonas de ultrapassagens permitidas com fluxo oposto igual a zero veic/h; e (b) zonas de ultrapassagens proibidas

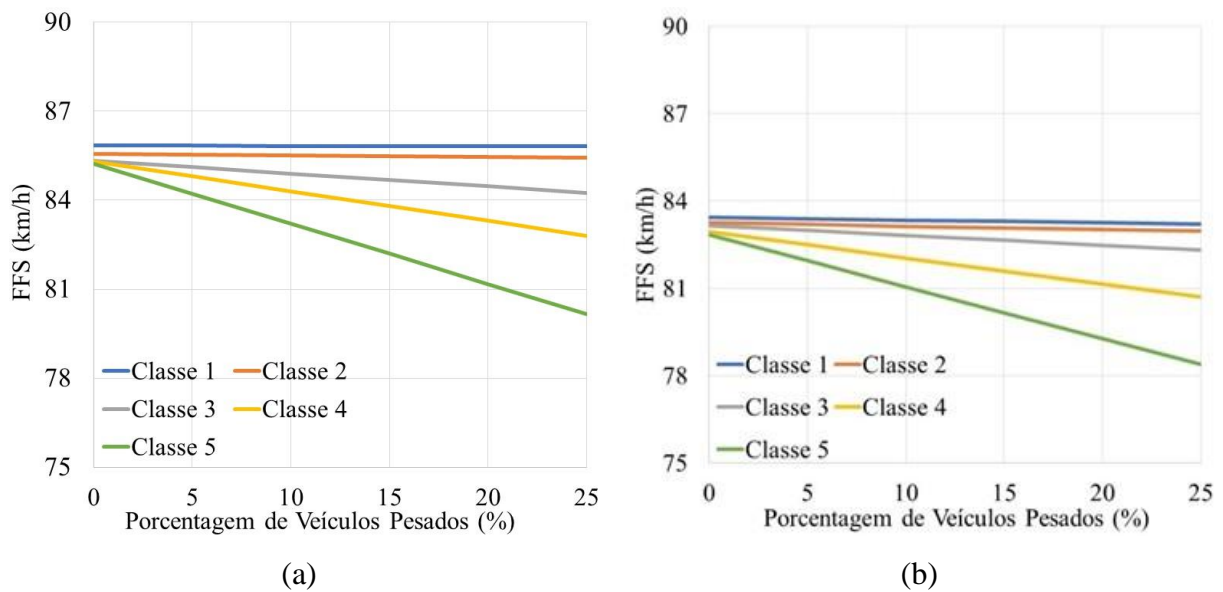


Figura 4.3: *FFS versus HV* para segmento de 1,00 mi em zona de ultrapassagem permitida, *BFFS* = 88 km/h e (a)  $v_o=200$  veic/h; (b)  $v_o=400$  veic/h; e (c)  $v_o=1500$  veic/h

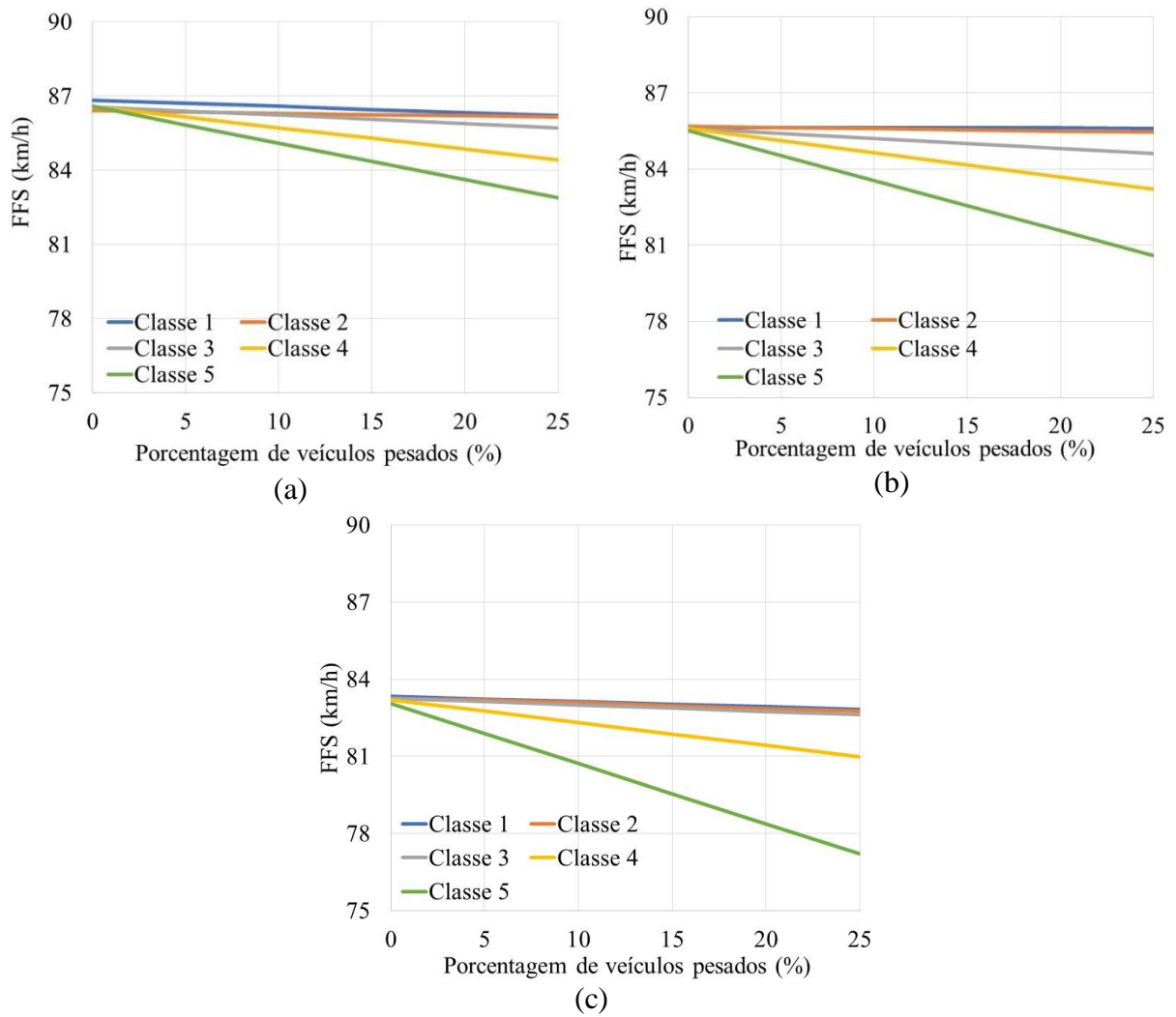
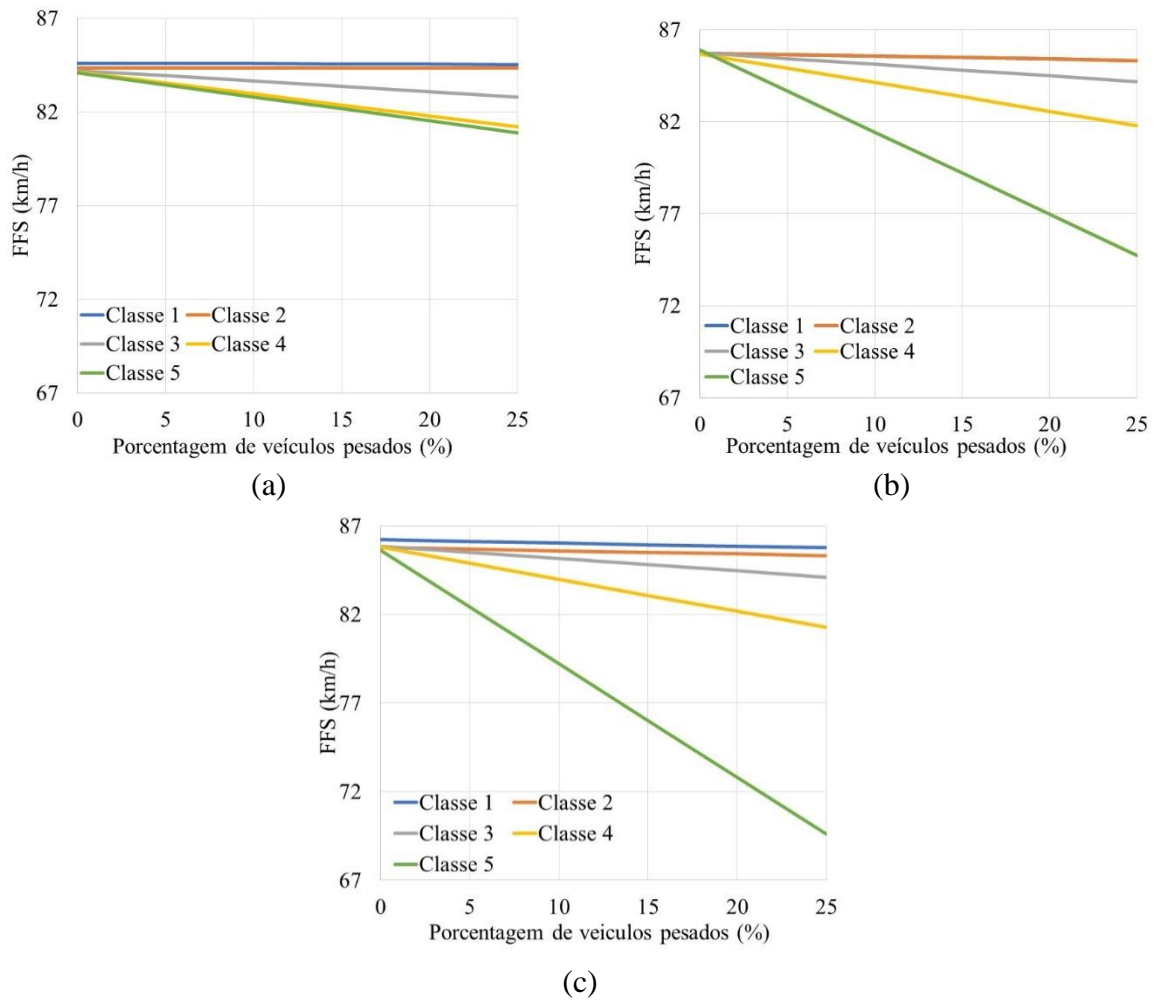


Figura 4.4: *FFS versus HV* para segmento de em zona de ultrapassagem permitida, com  $v_o=200$  veic/h,  $BFFS = 88$  km/h e comprimento (a) 0,25 mi; (b) 2,00 mi; e (c) 3,0 mi



Sequencialmente, em posse de dados sintéticos da *FFS*, da *BFFS*, da porcentagem de veículos pesados de cada cenário simulado, foi possível obter os valores de  $a$  para cada um desses cenários. Em seguida, realizou-se a regressão linear dos dados de interesse, conforme a Equação 2.4, cujos resultados estão presentes na Tabela 4.8. Pontua-se que o coeficiente  $a$  não apresentará, em nenhuma hipótese, valores negativos. Tal possibilidade não é plausível, pois se assim fosse, poder-se-ia obter *FFS* maiores que *BFFS*, quando na realidade o valor máximo admitido para *FFS* é o próprio valor de *BFFS*.

O coeficiente da relação *FFS*-*HV* é bastante sensível, principalmente para as classes que demandam um maior desempenho veicular, em especial a classe 5. Para as classes 1 e 2 esse coeficiente se mantém praticamente constante, independente da *BFFS*, do comprimento do segmento e do fluxo oposto observados, apesar de sofrerem pequenos aumentos com o aumento dos valores dessas condições observadas. Além disso, o fluxo oposto se mostrou o fator mais

significativo para o comportamento do coeficiente  $a$ , sendo então, aquele cujo coeficiente  $a$  é mais sensível. Esse comportamento pode ser observado na Figura 4.5, Figura 4.6 e Figura 4.7.

Tabela 4.8: Coeficientes para a relação  $FFS - HV$

Classificação Vertical	$a_0$	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
1	N/A	0,0005	-0,0088	00002	-0,0012	0,0240
2	N/A	0,0008	-0,0222	0,0003	-0,0019	0,0295
3	-0,1382	0,0025	-0,0076	0,0002	-0,0012	0,0291
4	-0,2206	0,0042	0,0104	N/A	N/A	0,0750
5	-0,3737	0,0058	0,1645	-0,0005	0,0073	0,0001

Figura 4.5:  $BFFS$  versus coeficiente de inclinação para segmentos de 1,00 milha em zonas de ultrapassagem permitida e (a) fluxo oposto igual a 0 veic/h; (b) fluxo oposto igual a 800 veic/h; e (c) fluxo oposto igual a 1500 veic/h

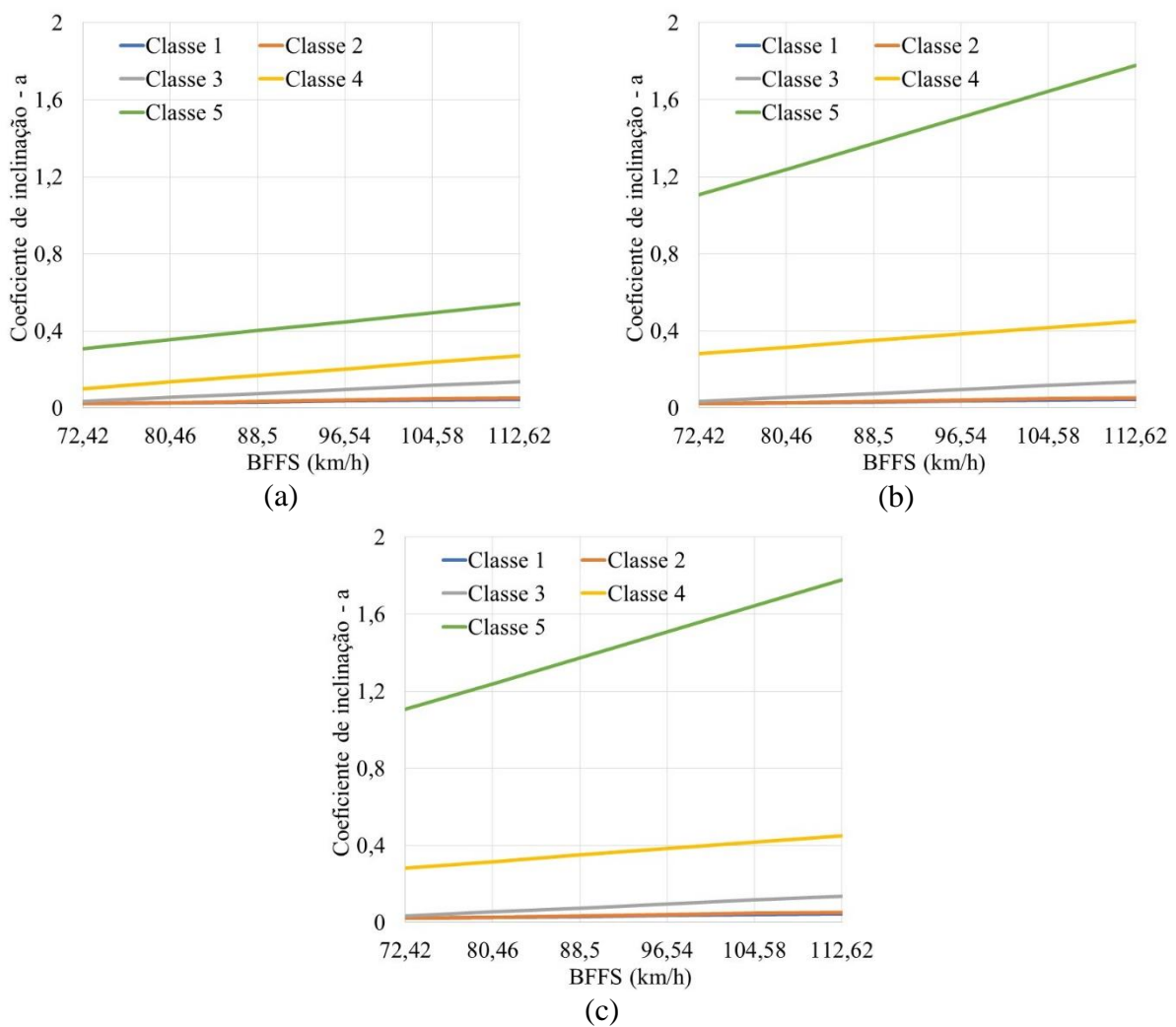


Figura 4.6: Comprimento do segmento *versus* coeficiente de inclinação para segmentos em zonas de ultrapassagem permitida e *BFFS* igual a 88 km/h e (a) fluxo oposto igual a 0 veic/h; (b) fluxo oposto igual a 800 veic/h; e (c) fluxo oposto igual a 1500 veic/h

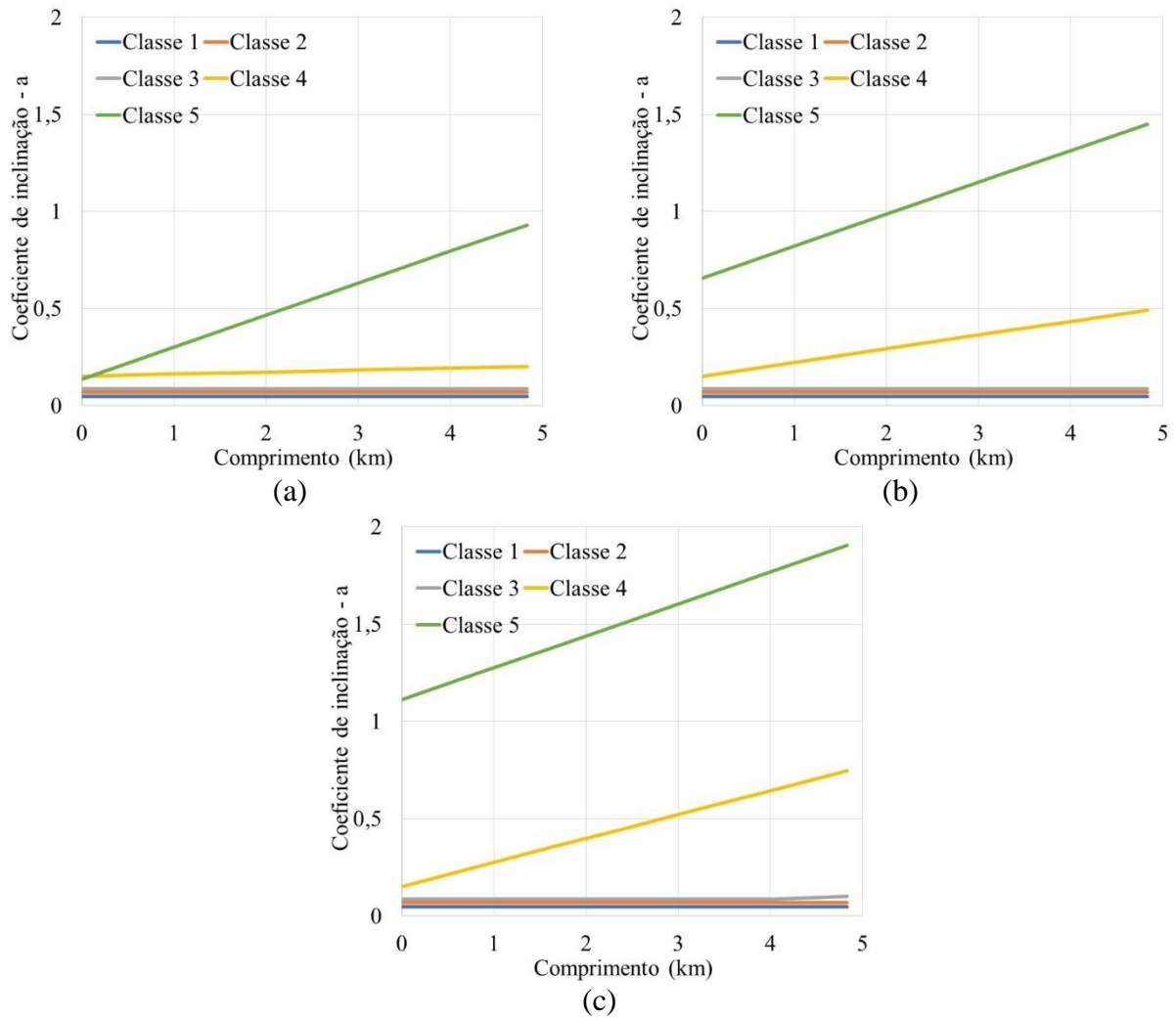
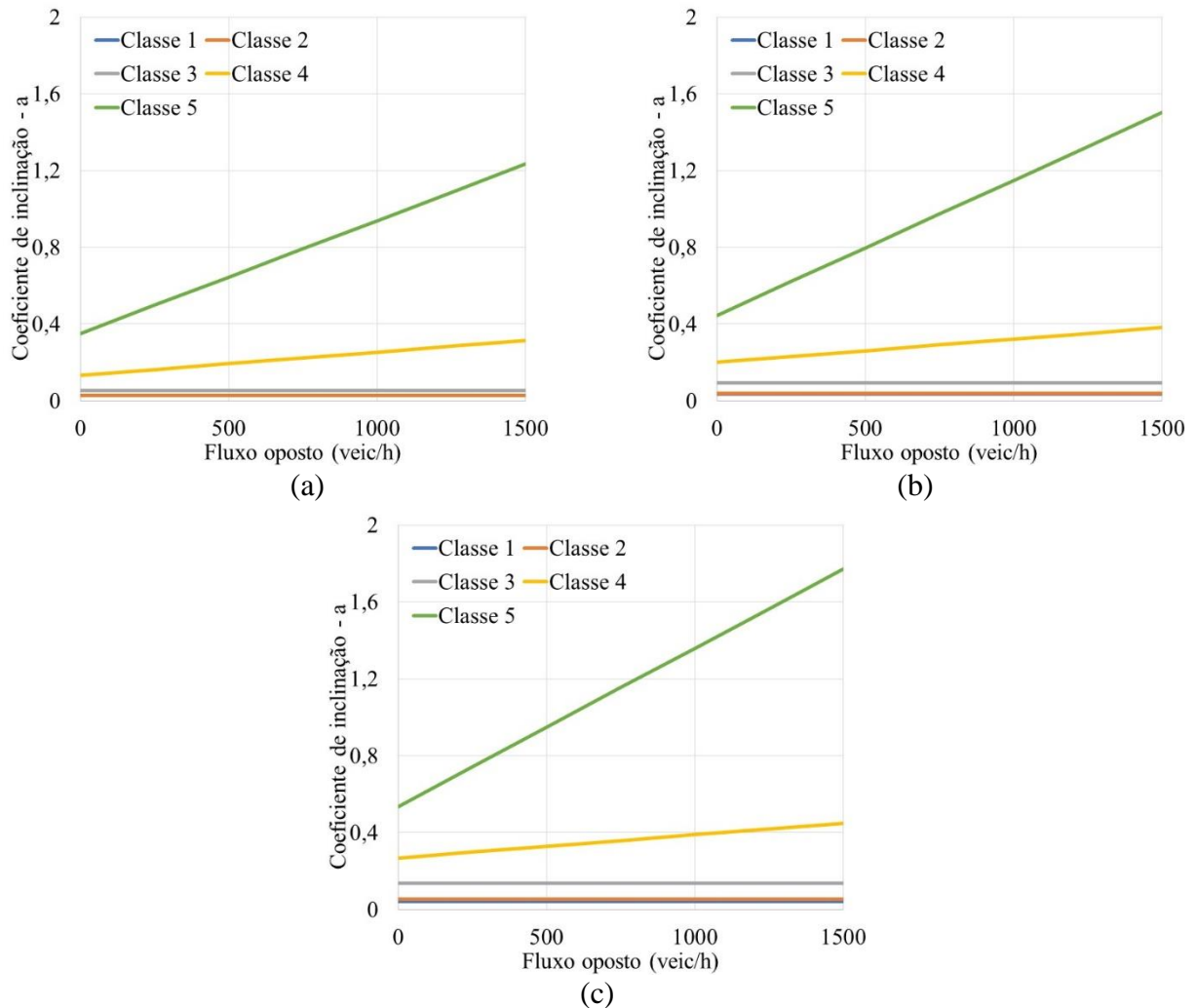


Figura 4.7: Fluxo oposto *versus* coeficiente de inclinação para segmentos de 1,00 mi em zonas de ultrapassagem permitida e (a) BFFS igual a 80 km/h; (b) BFFS igual a 96 km/h; e (c) BFFS igual a 112 km/h



#### 4.4 Estimativa da velocidade média de viagem (ATS)

Estimada a *FFS*, prossegue-se para a estimativa da velocidade média de viagem (*ATS*), que é obtida por meio da Equação 4.2, por sentido de análise.

$$ATS = FFS - m \times \left( \frac{v_d}{1000} - 0,1 \right)^p \quad (4.2)$$

Em que:

*ATS* = velocidade média de viagem (km/h);

*FFS* = velocidade de fluxo livre (km/h);

$v_d$  = fluxo de tráfego (veic/h);

$m$  = coeficiente de inclinação do modelo; e

$p$  = coeficiente de potência.

Com base nesse modelo para estimativa de *ATS*, é possível observar que, para fluxos direcionais iguais ou inferiores a 100 veículos por hora, tem-se que *ATS* é igual à *FFS*. Além disso, os coeficientes  $m$  e  $p$  trazem ao modelo de estimativa da *ATS* as características de geometria e fluxo observadas no trecho analisado. Apesar dos modelos de determinação desses coeficientes serem iguais para zonas de ultrapassagem proibidas, zonas de ultrapassagem permitidas e zonas com faixas adicionais, os valores dos coeficientes de ajuste para o cálculo de  $m$  e  $p$  das zonas com faixas adicionais são diferentes das demais zonas. As zonas de ultrapassagem proibidas e zonas de ultrapassagem permitidas foram agrupadas, pois a diferença numérica se dá pela presença de veículos trafegando no sentido oposto, que, em zonas de ultrapassagem proibida é considerado igual a zero.

Os coeficientes  $m$  e  $p$  foram obtidos por meio das regressões lineares do agrupamento dos dados em termos das várias combinações de *FFS*, do comprimento do segmento, da porcentagem de veículos pesados e do fluxo de veículos no sentido oposto ao sentido análise. Foram consideradas válidas aquelas regressões cujos parâmetros tiveram valor- $p$  menores que 5%. Obtidos os valores de  $m$  e  $p$ , foram realizadas novas regressões lineares por meio das quais foi possível obter os coeficientes de ajuste  $b_0 - b_4$  e  $f_0 - f_7$  que compõem as Equações 2.5 e 2.8. Os coeficientes obtidos são apresentados na Tabela 4.9, Tabela 4.10 e Tabela 4.11. Para esses casos em que os coeficientes de ajuste apresentaram regressão com valor- $p$  superior a 5%, concluiu-se que esse coeficiente de ajuste não é aplicável, sendo representados na Tabela 4.9 e Tabela 4.11 pela sigla N/A.

#### 4.4.1 Determinação do coeficiente de inclinação do modelo de determinação de *ATS* ( $m$ )

O coeficiente de inclinação da equação de determinação da *ATS* ( $m$ ) deve ser interpretado como a medida que caracteriza o grau de redução da *ATS* em função do aumento do fluxo direcional. Esse coeficiente é obtido conforme a Equação 2.5. Os fatores de ajuste  $b_3$  e  $b_4$ , cujas formulações são apresentadas nas Equações 2.6 e 2.7, são obtidas por meio de novos modelos de regressão, por sentido de análise.

A determinação dos fatores de ajuste que compõe a equação do coeficiente de inclinação ( $m$ ) foi realizada de forma similar à determinação dos fatores de ajuste para o coeficiente  $a$  durante a etapa de estimativa da *ATS*. Isso é possível pois o coeficiente  $m$  é conhecido, assim como os demais parâmetros componentes da equação ( $FFS$ ,  $v_o$ ,  $L$  e  $HV$ ).

Em seguida, procedeu-se a regressão linear do conjunto de dados de cada uma das classes de alinhamento vertical, obtendo-se, então os fatores de ajuste  $b_0$ ,  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $b_3$  e  $b_4$ . Os valores obtidos para esses fatores se encontram na Tabela 4.9. Uma vez determinados os valores desses coeficientes, promoveu-se a regressão linear dos dados referentes à formulação de  $b_3$  e  $b_4$  a fim de se obter os demais coeficientes de ajuste. Tais valores são apresentados na Tabela 4.10 e na Tabela 4.11, respectivamente. Aqueles coeficientes cujo valor-p da regressão linear foi superior a 5% foram desconsiderados, como ocorreu nas regressões anteriores, sendo representados pela sigla N/A (não se aplica). Pontua-se, ainda, que pela Equação 2.5, os coeficientes de ajuste  $b_3$  e  $b_4$  somente irão compor o cálculo de  $m$  se seus valores forem maiores que zero.

Tabela 4.9: Coeficientes para o alinhamento vertical

Classe Vertical	$b_0$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_5$
1	8,0094	0,0147	0,6955	Equação 2.6	Equação 2.7	0,0000
2	6,5971	0,0323	N/A	Equação 2.6	Equação 2.7	0,0000
3	7,9158	0,0151	0,5354	Equação 2.6	Equação 2.7	0,0000
4	-14,7240	0,1542	-0,9976	Equação 2.6	Equação 2.7	0,0000
5	-3,4100	0,0612	-1,1008	Equação 2.6	Equação 2.7	0,0000

Tabela 4.10: Coeficientes para o cálculo de  $b_3$

Classe Vertical	$c_0$	$c_1$	$c_2$	$c_3$
1	-1,1051	0,6502	0,0210	-0,0100
2	-7,3641	4,1854	0,1737	-0,0920
3	-1,2244	0,7529	0,0197	-0,0109
4	19,8716	-7,0122	-0,1226	0,0743
5	0,9487	3,9602	0,0770	-0,0381

Tabela 4.11: Coeficientes para o cálculo de  $b_4$

Classe Vertical	$d_0$	$d_1$	$d_2$	$d_3$
1	0,0391	N/A	0,0017	N/A
2	1,4795	-0,3131	0,0051	0,0012
3	N/A	N/A	0,0022	-0,0001
4	N/A	N/A	0,0021	N/A
5	7,7582	N/A	0,0524	-0,0165



Figura 4.8: *FFS* versus coeficiente  $m$  para trecho com zona de ultrapassagem permitida, HV=10% e comprimento igual a (a) 0,50 mi, (b) 1,00 mi e (c) 2,00 mi

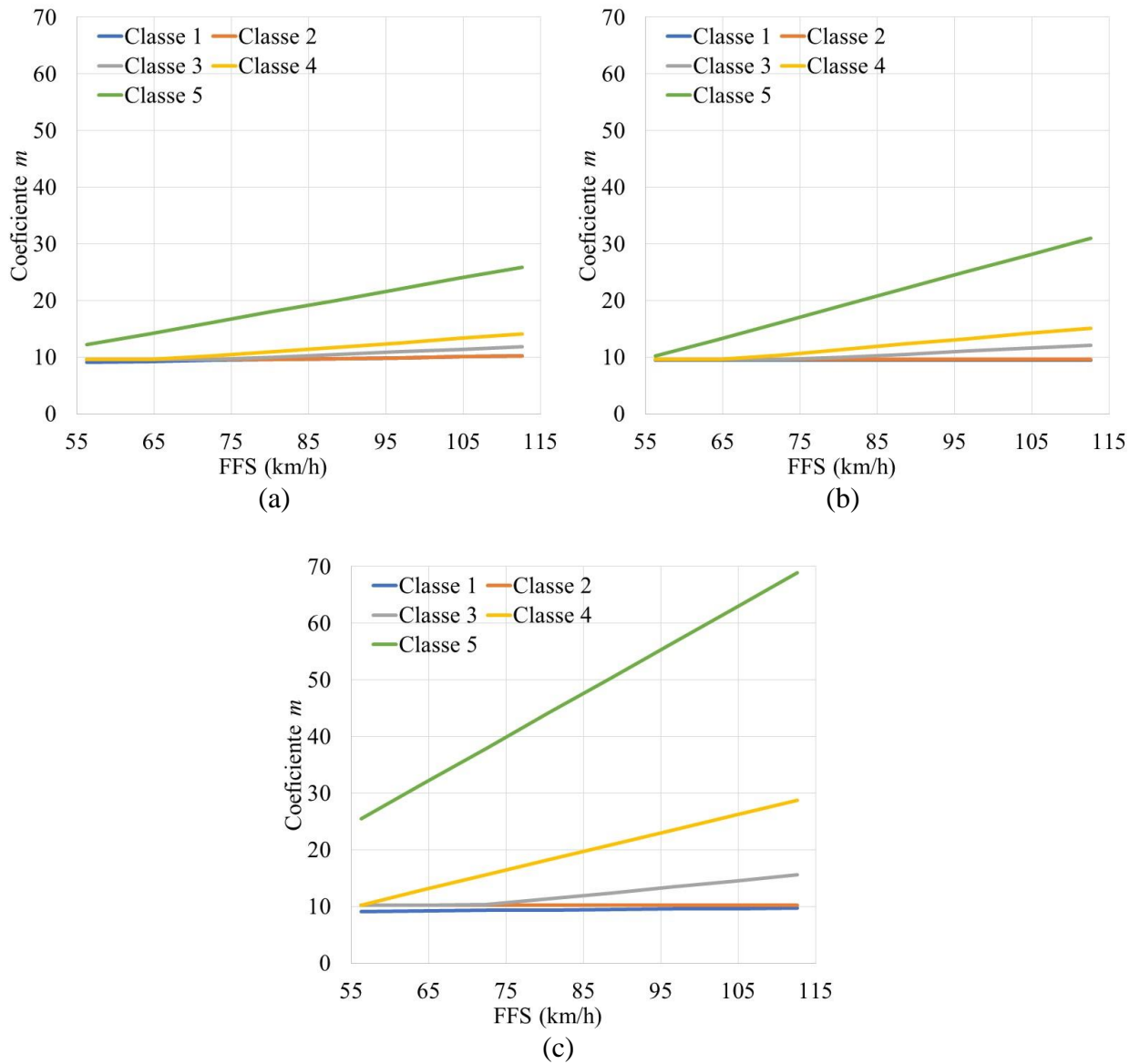
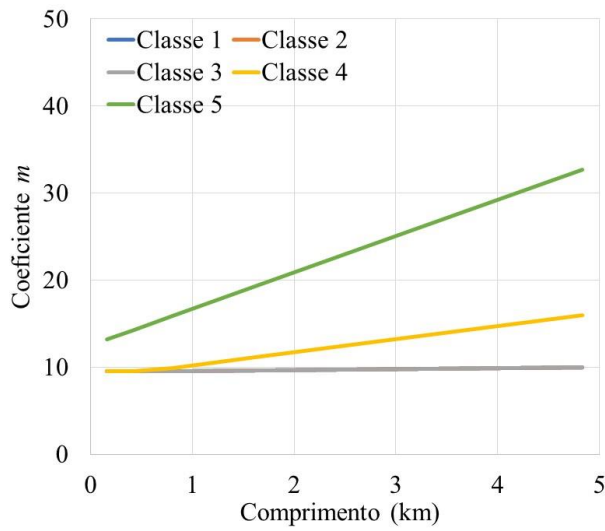
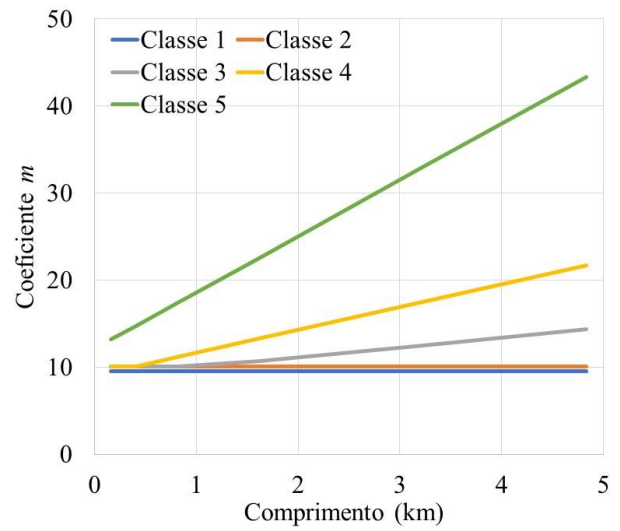


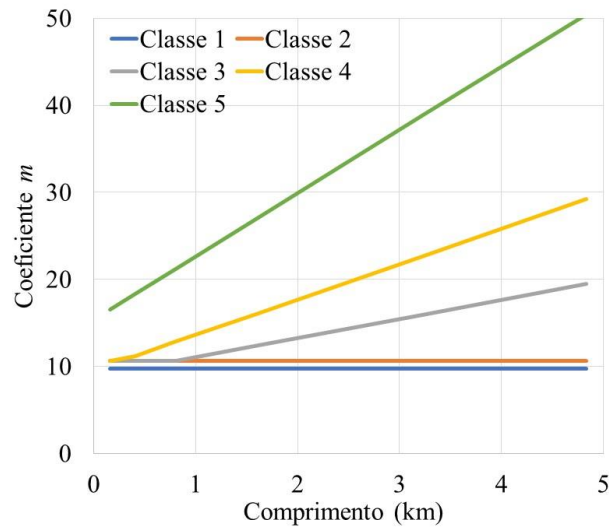
Figura 4.9: Comprimento do segmento (km) *versus* coeficiente  $m$  para trecho em zona de ultrapassagem permitida, HV=10% e FFS igual a (a) 72 km/h; (b) 88 km/h e (c) 104 km/h



(a)

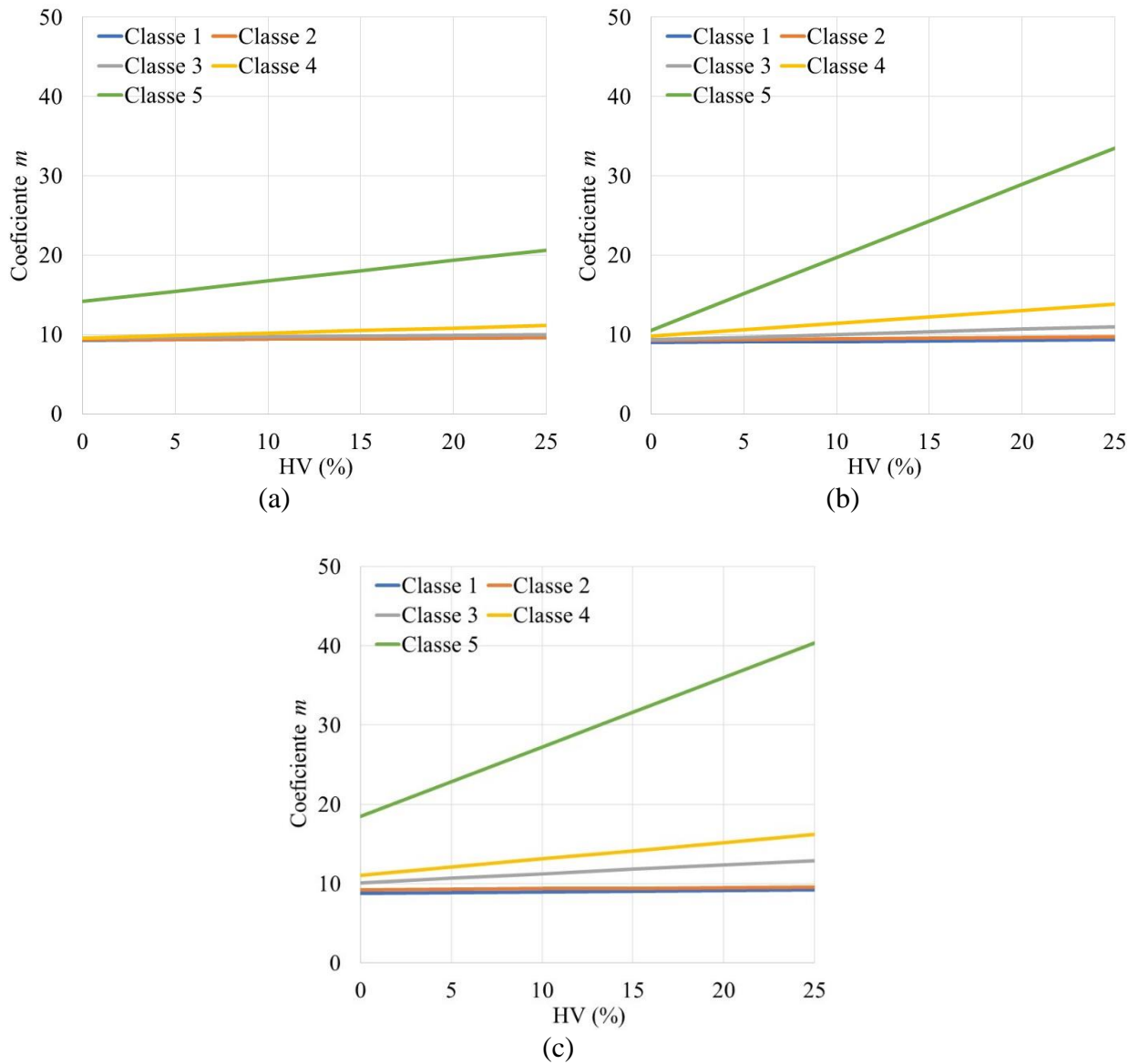


(b)



(c)

Figura 4.10: Porcentagem de veículos pesados *versus* coeficiente  $m$  para trecho em zona de ultrapassagem permitida e FFS igual a (a) 72 km/h; (b) 88 km/h; e (c) 104 km/h



#### 4.4.2 Determinação do coeficiente de potência do modelo de determinação de ATS ( $p$ )

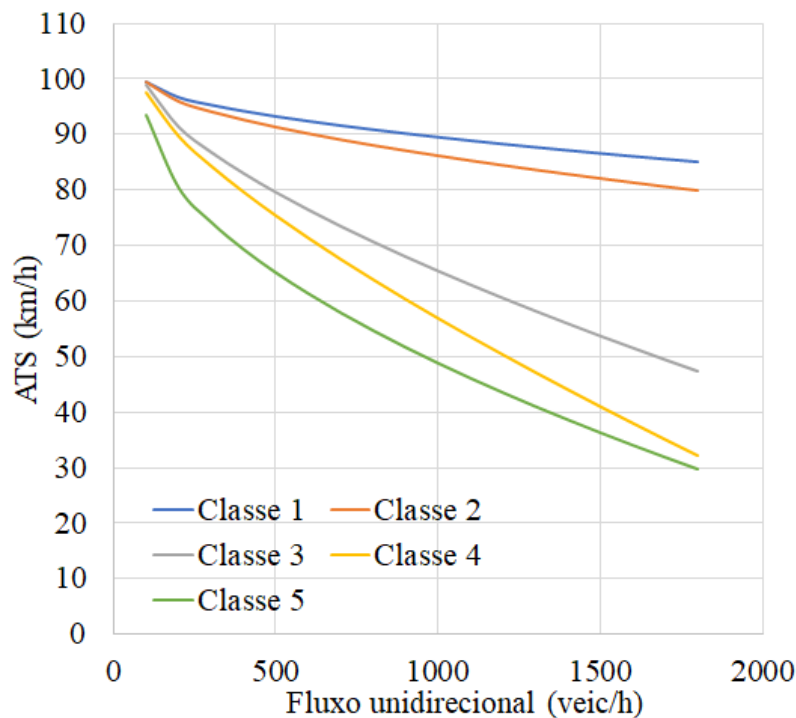
O coeficiente de potência ( $p$ ), assim como o coeficiente de inclinação ( $m$ ) também varia para cada combinação de geometria e fluxo de tráfego. É esse coeficiente que determina fluxo *versus* ATS, para o sentido de análise. O coeficiente  $p$  é obtido pela equação através da Equação 2.8.

Os coeficientes de ajuste relativos ao cálculo de  $p$  também foram obtidos por meio da regressão linear do conjunto de dados associados aos parâmetros previamente estabelecidos e podem ser vistos na Tabela 4.12. Como exemplo, é possível visualizar as curva fluxo-velocidade apresentada na Figura 4.1, para segmento de 1,0 km de comprimento,  $BFFS$  igual a 100 km/h, 10% de veículos pesados e fluxo no sentido oposto igual a 400 veículos por hora.

Tabela 4.12: Coeficientes para o cálculo de  $p$

Classe Vertical	$f_0$	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$	$f_7$	$f_8$
1	0,2458	0,0037	0,0199	-0,0168	-0,0578	0,0006	-0,0051	N/A	0,0000
2	0,2563	0,0036	0,0116	N/A	N/A	-0,0040	N/A	0,0021	0,0000
3	0,2835	0,0033	0,0203	-0,0208	-0,0605	0,0011	-0,0067	N/A	0,0000
4	N/A	0,0050	0,0490	N/A	-0,0136	-0,0124	0,0891	-0,0002	0,0000
5	0,3271	0,0033	-0,0081	-0,150	0,0033	-0,0448	0,2213	-0,0008	0,0000

Figura 4.11: ATS *versus* fluxo direcional para o *NCHRP Project 17-65* adaptado



#### 4.5 Estimativa da porcentagem de veículos em pelotões ( $PF$ )

Além da velocidade média de viagem, a porcentagem de veículos em pelotões é a segunda medida de desempenho necessária para o cálculo da densidade de veículos em pelotões. A  $PF$  é apresentada pela Equação 2.9. A obtenção dos coeficientes  $m$  e  $p$ , através das Equações 2.12 e 2.13, respectivamente, por meio de regressão linear, foi realizada seguindo o mesmo processo que foi utilizado para obter os coeficientes  $m$  e  $p$  do modelo de determinação da  $ATS$ , utilizando-se as combinações resultantes dos parâmetros relevantes ( $FFS$ ,  $L$ ,  $HV$  e  $v_o$ ) para agrupar os dados gerados pelas simulações realizadas sob as mesmas condições de geometria e de tráfego. As regressões foram avaliadas buscando-se os coeficientes dos modelos com valor- $p$  menores que 5%. Não obstante,  $PF_{cap}$  e  $PF_{25cap}$ , que compõe as equações dos coeficientes  $m$  e  $p$ , são calculados conforme as Equações 2.10 e 2.11 tendo-se como base os parâmetros ajustados presentes nas Tabelas 4.13 e 4.14, respectivamente.

Tabela 4.13: Valores de  $b_0 - b_7$  para cálculo de  $PF_{cap}$

Classe Vertical	$b_0$	$b_1$	$b_2$	$b_3$	$b_4$	$b_5$	$b_6$	$b_7$
1	52,4935	1,4447	-5,5774	-0,7541	11,7585	0,0227	0,0335	-2,7041
2	104,6865	N/A	-0,9500	-0,1154	N/A	0,0215	0,0500	-5,4326
3	95,2025	0,9376	-3,4024	N/A	N/A	N/A	0,0262	-2,8645
4	93,3619	N/A	-0,5463	N/A	N/A	-0,0273	0,0330	-3,4926
5	97,5721	2,3595	-7,6294	N/A	N/A	N/A	0,0268	-2,6145

Tabela 4.14: Valores de  $c_0 - c_7$  para cálculo de  $PF_{25cap}$

Classe Vertical	$c_0$	$c_1$	$c_2$	$c_3$	$c_4$	$c_5$	$c_6$	$c_7$
1	201,3322	3,3078	-13,4633	0,5634	-18,8788	N/A	0,1191	-11,6081
2	144,0636	-1,1471	N/A	N/A	-8,0622	N/A	0,1394	-16,3385
3	249,0668	5,1240	-14,5436	1,1099	-28,9537	-0,1088	0,0955	-11,4463
4	295,4739	N/A	-4,1813	1,6336	-39,1909	-0,1789	0,1872	-22,0521
5	241,4376	N/A	-4,5154	1,1465	-28,7855	-0,1169	0,1600	-20,7451

Assim, conhecendo-se  $m$  e as medidas de  $PF_{cap}$  e  $PF_{25cap}$ , é possível obter os fatores de ajuste  $d_1$  e  $d_2$  por meio de regressão linear. Esses fatores são independentes da classe de alinhamento vertical e estão apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15: Coeficiente  $d_1$  e  $d_2$  para o cálculo do coeficiente de inclinação  $m$

Segmento	$d_1$	$d_2$
Zona de ultrapassagem proibida e zonas de ultrapassagem permitida	-0,4887	-0,4390

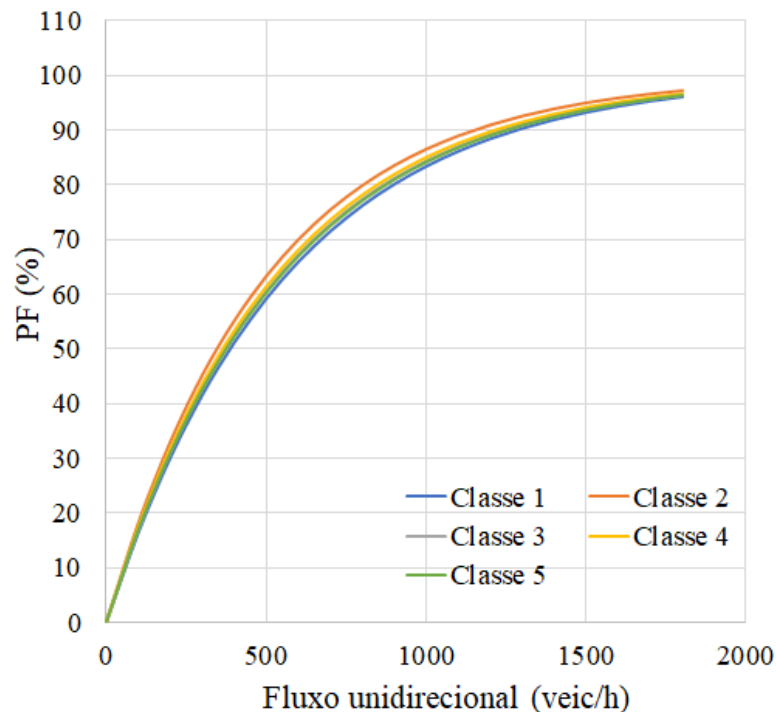
De maneira similar à etapa anterior, os coeficientes do modelo para obtenção do coeficiente  $p$  foram encontrados por meio de regressão linear. A Tabela 4.16 apresenta os valores obtidos para esses coeficientes.

Tabela 4.16: Coeficiente  $e_0 - e_4$  para o cálculo do coeficiente de potência  $p$

Segmento	$e_0$	$e_1$	$e_2$	$e_3$	$e_4$
Zona de ultrapassagem proibida e zonas de ultrapassagem permitida	1,009683	0,294085	-0,57119	-1,41382	1,608317

Obtidos os coeficientes necessários para o cálculo das variáveis que compõem a equação da estimativa da porcentagem de veículos em pelotões, pode-se, então, determinar a  $PF$  a partir da Equação 2.9. Além disso, a Figura 4.12 ilustra, graficamente, um exemplo do modelo obtido para segmento de 2,0 km de comprimento,  $BFFS$  igual a 80 km/h, sem presença de veículos pesados e fluxo no sentido oposto igual a zero.

Figura 4.12:  $PF$  versus fluxo direcional para o *NCHRP Project 17-65* adaptado



#### 4.6 Estimativa da densidade de veículos em pelotões (*FD*) em campo e determinação do nível de serviço

Concluídas todas as etapas anteriores, tendo-se obtido as medidas de desempenho auxiliares *ATS* e *PF*, deve-se então realizar o cálculo de *FD* conforme a Equação (2.1). Após determinado o valor dessa medida de serviço, pode-se então determinar o nível de serviço do trecho conforme os intervalos apresentados na Tabela 2.1. O objetivo desta seção foi comparar os valores de *FD* observados em campo com valores obtidos a partir da adaptação do método do NCHRP *Project 17-65* para rodovias de pista simples sem faixas adicionais proposta neste trabalho, com o método sem adaptação, e com outras propostas encontradas na literatura.

Para obter *FD* unidirecionais, foram avaliadas as propostas de Bessa Jr. (2015) e de Silva (2019), que propuseram modelos de tráfego alternativos (que não seguem a estrutura encontrada do HCM) para o cálculo dessa medida de desempenho. Nos dois trabalhos, foram propostos um modelo quadrático entre *FD* e o fluxo unidirecional, embora o trabalho de Silva (2019) tenha avaliado melhor o impacto da presença de faixas adicionais e de zonas de ultrapassagens proibidas em relação ao trabalho de Bessa Jr. (2015). Esses estudos obtiveram os critérios que definem os níveis de serviço como pode ser visto na Tabela 4.15 incluindo para o NCHRP *Project 17-65* (Washburn *et al.*, 2018), que é baseado na velocidade regulamentar da via.

Tabela 4.17: Critérios de obtenção do nível de serviço

Nível de Serviço	Silva (2019)	Bessa Jr. (2015)	NCHRP Project 17-65 (Washburn <i>et al.</i> (2018))	
			Rodovias com $v \geq 80 \text{ km/h}$	Rodovias com $v < 80 \text{ km/h}$
A	$\leq 1,2$	$\leq 2,0$	$\leq 3,2$	$\leq 4,0$
B	$> 1,2 - 2,7$	$> 2,0 - 4,0$	$> 3,2 - 6,4$	$> 4,0 - 8,0$
C	$> 2,7 - 4,7$	$> 4,0 - 6,0$	$> 6,4 - 12,8$	$> 8,0 - 16,0$
D	$> 4,7 - 7,4$	$> 6,0 - 14,0$	$> 12,8 - 19,2$	$> 16,0 - 24,0$
E	$> 7,4$	$> 14,0$	$> 19,2$	$> 24,0$

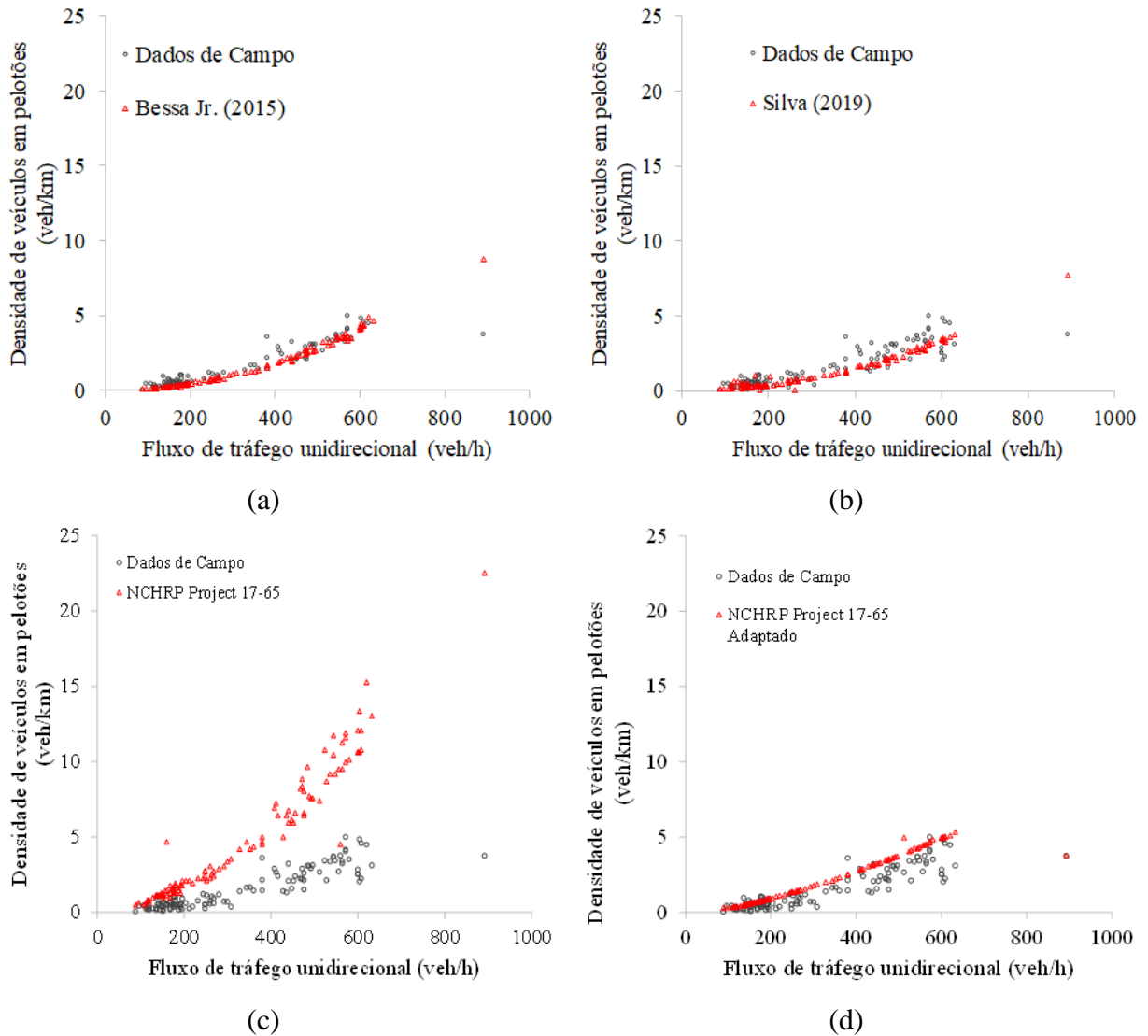
Foram calculados os valores de *FD* para cada um desses métodos, inclusive para o método proposto neste trabalho, considerando parte da amostra de correntes de tráfego coletada em campo (a mesma usada para validar a calibração do Aimsun Next). A partir dos resultados obtidos, determinou-se o nível de serviço de acordo com os critérios de cada modelo. Diferentemente de Bessa Jr. (2015) e Silva (2019), que definiram seus próprios critérios de obtenção do nível de serviço a partir de *FD*, neste trabalho foram utilizados os critérios propostos por Washburn *et al.*

(2018), uma vez que a ideia central da adaptação desse método consiste em alterar somente os modelos de tráfego básicos e os parâmetros correspondentes.

Neste trabalho, todos os segmentos viários observados em campo possuíam velocidade regulamentar acima de 80 km/h. Logo, os critérios a serem observados corresponderam a esse tipo de rodovia. Os resultados de *FD* dos modelos foram comparados com a *FD* obtida diretamente em campo, conforme apresentado na Figura 4.13.



Figura 4.13: *FDs* obtidas em campo e através dos modelos de: (a) Bessa Jr. (2015); (b) Silva (2019); (c) NCHRP *Project 17-65* (Washburn *et al.*, 2018); e (d) adaptação do NCHRP *Project 17-65*



Além da análise visual apresentada na Figura 4.1, a qualidade da estimativa de cada modelo também foi avaliada por meio de funções de ajustamento (*goodness-of-fit functions*) entre os resultados obtidos pelos modelos propostos e os observados em campo, sendo elas: (i) o erro normalizado absoluto médio (*MANE*); (ii) a raiz quadrada do erro normalizado quadrático médio (*RMSNE*); e (iii) o coeficiente de correlação (*r*). As Equações 4.3, 4.4 e 4.5 apresentam as funções de ajustamento avaliadas. Os valores funções de ajustamento são apresentados na Tabela 4.18.

$$MANE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \frac{|x_i - y_i|}{y_i} \quad (4.3)$$

$$RMSNE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left( \frac{x_i - y_i}{y_i} \right)^2} \quad (4.4)$$

$$r = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N \frac{(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sigma_x \sigma_y} \quad (4.5)$$

Tabela 4.18: Funções de ajustamento para os modelos de *FD* em relação aos dados de campo

Modelo da <i>FD</i>	Função <i>Fitness</i>		
	<i>MANE</i>	<i>RMSNE</i>	<i>r</i>
<i>NCHRP Project 17-65</i> Adaptado	59,7%	1,15	0,91
Silva (2019)	55,3%	0,90	0,86
Bessa Jr. (2015)	33,0%	0,46	0,87
<i>NCHRP Project 17-65</i>	219,9%	2,95	0,89

Assim como ocorre com os modelos de Bessa Jr. (2015) e de Silva (2019), o modelo adaptado do *NCHRP Project 17-65* proposto neste trabalho apresenta um melhor ajuste aos dados de campo em relação ao que foi encontrado com o método proposto por Washburn *et al.* (2018). As funções de ajustamento obtidas, especialmente *MANE* e *RMSNE*, mostram que há uma proximidade com o que ocorre em campo, o que reforça a necessidade de ajuste do método do HCM às condições brasileiras para que os resultados sejam mais representativos ao que de fato ocorre em campo.

Por meio dos critérios apresentados na Tabela 2.13, foram obtidos os níveis de serviço das correntes de tráfego avaliadas visualmente e com as funções de ajustamento anteriores. A Tabela 4.19 apresenta a porcentagem dos níveis de serviços obtidos para os valores de *FD* encontrados com os modelos de tráfego propostos. Da mesma forma, a Tabela 4.20 ilustra os resultados obtidos com os valores de *FD* do campo. Para os resultados encontrados com e sem a adaptação do método do *NCHRP Project 17-65*, essa comparação pode ser vista na Figura 4.14. Observa-se que o nível de serviço obtido através do *NCHRP Project 17-65* adaptado às condições locais se mostra mais condizente com a operação do fluxo em campo do que sua versão sem adaptação. Assim, a aplicação da versão sem adaptações pode subestimar significativamente o nível de serviço de campo.

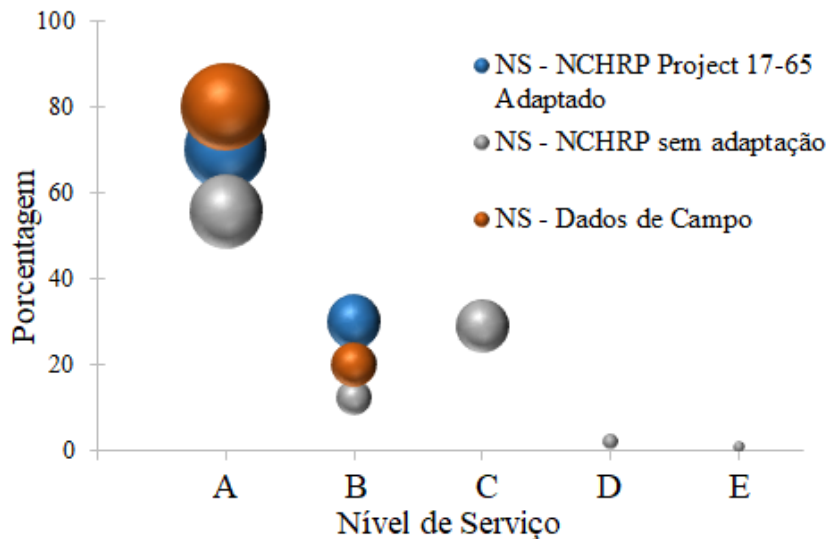
Tabela 4.19: Porcentagem de nível de serviço para *FD* obtido com os modelos

Nível de Serviço	Silva (2019)	Bessa Jr. (2015)	NCHRP <i>Project</i> 17-65	NCHRP <i>Project</i> 17-65 adaptado
A	51,1%	68,9%	55,6%	70%
B	31,1%	26,7%	12,2%	30%
C	16,7%	3,3%	28,9%	0%
D	0 %	1,1%	2,2%	0%
E	1,1%	0%	1,1%	0%

Tabela 4.20: Porcentagem de nível de serviço para *FD* obtido em campo

Nível de Serviço	Silva (2019)	Bessa Jr. (2015)	NCHRP <i>Project</i> 17-65 com e sem adaptação
A	41,1%	62,2%	80%
B	28,9%	31,1%	20%
C	26,7%	6,7%	0%
D	3,3 %	0%	0%
E	0%	0%	0%

Figura 4.14: Porcentagem dos níveis de serviço obtidos com o *NCHRP Project* 17-65 adaptado, sem adaptações e obtido em campo



## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal deste trabalho foi adaptar às condições brasileiras o método do HCM-6 para o cálculo do nível de serviço de rodovias de pista simples sem faixas adicionais. Para que isso fosse possível, foi utilizado um conjunto de dados de tráfego em dez trechos da BR-040 sob diferentes condições de fluxo e de geometria. Esses dados foram utilizados para calibrar e validar o Aimsun Next e, posteriormente, para validar os modelos adaptados que são encontrados no *NCHRP Project 17-65* (Washburn *et al.*, 2018), que contém o novo método do manual que será voltado para rodovias de pista simples.

Foram simulados cenários sob condições geométricas e de tráfego diversas, de acordo com o que foi realizado no relatório do *NCHRP Project 17-65*. Os dados gerados por simulação foram utilizados para o desenvolvimento dos parâmetros dos modelos usados para estimativa das medidas de desempenho (*ATS* e *PF*) que compõem a formulação da densidade dos veículos em pelotões (*FD*), que é a medida de serviço proposta pelo novo método. Importante frisar que a estrutura do método foi mantida, sendo ajustados apenas as tabelas com os coeficientes, fatores e classificações presentes nos modelos propostos por Washburn *et al.* (2018).

Diante dos resultados obtidos para valores de *FD* e nível de serviço estimados, o modelo do *NCHRP Project 17-65* adaptado apresentou resposta mais condizente ao que se observa em campo do que o modelo do *NCHRP Project 17-65* sem adaptações. Esse resultado corrobora, assim, com os estudos de Egami (2006), Mon-Ma (2006) que confirmam que a utilização do método proposto pelo HCM tende a subestimar o nível de serviço das rodovias de pista simples do Brasil caso sua utilização ocorra sem os devidos ajustes para as condições de tráfego e de geometria do país. Conclusão similar foi encontrada por Bessa Jr. (2015) e Silva (2019), tendo sido avaliado, nesse caso, a *FD* como medida de serviço para rodovias de pista simples.

No entanto, esses dois últimos estudos citados não seguiram a estrutura proposta por Washburn *et al.* (2018) para o HCM, assim como foi feito neste trabalho, trazendo, portanto, como ponto positivo, o apelo ao uso de um manual que é bastante difundido tanto nacionalmente como internacionalmente. Algumas outras conclusões e recomendações para trabalhos futuros são apontadas adiante.

## 5.1 Coleta de dados e calibração e validação do AIMSUN Next

Os dados utilizados neste trabalho, tanto nos processos de calibração e validação do Aimsun Next quanto na validação da adaptação do método *NCHRP Project 17-65*, foram obtidos em outro estudo (Silva, 2019). Eles foram coletados em trechos da BR-040 buscando-se ter diferentes condições de tráfego e de geometria, o que justifica a coleta de dados ter sido realizada durante feriados nacionais. A coleta de dados se mostrou satisfatória, haja vista que, ao menos para as condições observadas, a adaptação do método *NCHRP Project 17-65* pareceu ter sido adequada.

As correntes de tráfego com os maiores volumes de tráfego observados foram da ordem de 1000 veic/h por sentido de tráfego, ainda distante da capacidade unidirecional citada no HCM, de 1700 cpe/h (a maior parte esteve abaixo de 600 veic/h, por sentido). Um dos problemas consiste no grande dispêndio de recursos para obtenção das informações em campo, o que pode ser contornado com a coleta de dados por outros meios, como através de sensores de tráfego e de sinais de GPS (via internet). Dessa forma, a calibração e validação foram realizadas com correntes de tráfego abaixo da capacidade, não sendo avaliados cenários em regime congestionado.

Em termos geométricos, os segmentos viários observados tiveram classe vertical 1, 2 ou 3. Dessa forma, recomenda-se que, em trabalhos futuros, possam ser analisados trechos com fluxos de tráfego maiores de forma a se elevar a confiabilidade dos resultados e análises e em locais com relevo mais acidentado (classes do alinhamento vertical acima de 3), sempre buscando uma participação dos veículos pesados (que afetam significativamente a operação na rodovia).

Ainda sobre os dados coletados, também seria importante obter mais informações sobre o desempenho de veículos pesados que, tipicamente, trafegam em rodovias brasileiras. Neste trabalho, os veículos pesados foram classificados em quatro categorias: leve, médio, pesado e extrapesado, mas pode ser interessante aumentar o número de categorias, uma vez que o Aimsun Next permite a modelagem de uma grande quantidade de veículos. Para isso, além do peso dos caminhões, seria importante aumentar a amostra relacionada com a potência veicular, informação que é mais difícil de ser obtida do que o peso dos caminhões (que pode ser registrada em balanças móveis).

Como os veículos pesados que trafegam nas rodovias brasileiras possuem desempenho veicular inferior aos veículos pesados tipo utilizados por Washburn *et al.* (2018), é importante avaliar, após uma coleta de dados maior sobre os caminhões, qual seria o impacto na obtenção de um caminhão típico para encontrar as classes para os alinhamentos verticais. Nesta pesquisa, foi observado que

a maior parte das classificações para as curvas verticais foi da classe 5, com a classe tendo surgido em poucos casos. Por esse motivo, a classificação de alinhamentos verticais obtidas para o contexto brasileiro mostra que o impacto causado pela geometria no desempenho veicular é mais agressivo do que o observado por Washburn *et al.* (2018).

No contexto da análise das condições operacionais sob o aspecto dos alinhamentos horizontais, recomenda-se que essa investigação seja realizada em trabalhos futuros, haja vista que este trabalho não abordou esse panorama. A principal razão para isso é a falta de maiores dados sobre o comportamento dos motoristas em curvas horizontais, algo que poderia ser conduzido, por exemplo, por meio de simuladores de direção.

A utilização de dados sintéticos gerados através de simulação requer que o simulador seja cautelosamente calibrado para que os resultados sejam suficientemente representativos à realidade das rodovias de pista simples do Brasil. Nesse contexto, a calibração do Aimsun Next foi realizada por meio de um Algoritmo Genético (AG), que encontrou o melhor resultado para parâmetros considerados relevantes determinados após realização de análise de sensibilidade de 58 parâmetros ajustáveis do simulador.

Sete parâmetros relacionados às características veiculares e aos modelos de *car-following* e mudança de faixa presentes do Aimsun Next foram apontados pela análise de sensibilidade para que fossem calibrados. A análise de sensibilidade foi realizada observando-se, individualmente, o comportamento dos dados de saída por meio da variação dos parâmetros de calibração. A escolha dos parâmetros relevantes levou em consideração, também, parâmetros que funcionam em conjunto com aqueles que foram apontados como relevantes na análise de sensibilidade. Para trabalhos futuros, recomenda-se se aprofundar nessa análise de sensibilidade.

Além disso, seria interessante testar outros algoritmos de busca e otimização, assim como os parâmetros de calibração poderiam ser obtidos em campo ou em situações de maior controle para observação do fenômeno, como através de simuladores de direção. Todo esse esforço pode propiciar resultados melhores, haja vista que, estando o simulador calibrado, é possível simular diversos cenários com diferentes configurações geométricas e de tráfego conforme proposto no relatório que embasa este trabalho.

Importante ressaltar que os dados sintéticos gerados pelas simulações foram utilizados para se obter os coeficientes do modelo *NCHRP Project 17-65* adaptado, o que é comum no

desenvolvimento de outros métodos preconizados pelo HCM. Estudos similares a partir de outros simuladores, como Vissim e TransModeler, podem propiciar ganhos na adaptação proposta.

## **5.2 Adaptação do *NCHRP Project 17-65* e obtenção do nível de serviço**

O método proposto por Washburn *et al.* (2018) aborda a análise das rodovias de pista simples em termos de zonas de ultrapassagem proibidas, zonas de ultrapassagem permitidas e zonas com faixas adicionais. Entretanto, este trabalho foi realizado para as rodovias de pista simples sem faixas adicionais, sejam elas com zonas de ultrapassagens permitidas ou não. Buscou-se manter a estrutura do método original, sendo ajustados apenas os fatores e os coeficientes estritamente necessários.

Mesmo direcionando esse trabalho a uma parcela do método *NCHRP Project 17-65*, foram adaptados uma grande quantidade de fatores de ajuste do modelo. Alguns deles, não se mostraram representativos para determinadas classes. Por outro lado, fatores que não são representativos no modelo de Washburn *et al.* (2018), se mostraram significativos à análise das rodovias de pista simples sem faixas adicionais brasileiras, como os que são relacionados às características geométricas e de fluxo das rodovias. Dessa forma, para trabalhos futuros, recomenda-se complementar a adaptação do método, para análise segmentos com faixas adicionais de subida, faixas de ultrapassagens (no plano) e com a presença de curvas horizontais.

Adicionalmente, um estudo também poderia ser conduzido para avaliar rodovias do tipo “2+1”, uma apesar desse tipo de configuração ser pouco utilizado no contexto brasileiro. Essa pesquisa poderia compor a adaptação do novo método do HCM para avaliação de rodovias de pista simples, mas, para além disso, também ajudaria a compreender – e, quem sabe – difundir essa solução no Brasil, pois pode ser mais interessante do que intervenções tradicionais para aumento de capacidade (faixas adicionais e duplicação, por exemplo).

Neste trabalho, foram comparados os resultados obtidos pelo método *NCHRP Project 17-65* adaptado com o próprio *NCHRP Project 17-65* sem adaptações e, também, com os trabalhos de Bessa Jr. (2015) e Silva (2019). Os resultados obtidos reforçam a necessidade do ajuste do HCM a condições diversas daquelas em que ele foi desenvolvido. O modelo *NCHRP Project 17-65* adaptado apresentou *FD* e níveis de serviço mais compatíveis com os valores obtidos em campo quando comparados os resultados obtidos pela utilização do método sem adaptações. Entretanto, o modelo adaptado se mostrou menos aderente à *FD* e, conseqüente, ao nível de serviço quando comparado aos modelos de Bessa Jr. (2015) e Silva (2019). Isso pode ser explicado uma vez que

esses trabalhos propuseram métodos que não tinham estritamente a mesma estrutura do HCM, embora tivesse inspirações no novo método (como a utilização de uma tabela com classes para o alinhamento vertical e o abandono do uso de equivalentes veiculares).

Sabe-se que a manutenção da estrutura do HCM, com apenas uma adaptação dos coeficientes associados aos modelos de tráfego, faz com que seja aumentado o apelo ao uso dos resultados obtidos nesta pesquisa por órgãos gerenciadores no Brasil (mesmo que em parte). No entanto, uma nova estrutura sempre pode ser proposta (Bessa Jr., 2015; Silva, 2019), o que abre possibilidades de novas pesquisas como as que envolve a opinião do usuário. Trabalhos dessa natureza podem proporcionar critérios diferentes para determinação do nível de serviço com base em *FD* (Tabela 2.13) ou mesmo para definir as classes relacionadas com os alinhamentos vertical e horizontal (Tabela 2.2).



## 6 REFERÊNCIAS

- ABDEL-WAHED, T.; HASHIM, I. (2011). *Evaluation of performance measures for rural two-lane roads in Egypt*. AEJ - Alexandria Engineering Journal. v. 50, p. 245-255.
- AL-KAISY, A.; KARJALA, S. (2008). *Indicators of performance on two-lane rural highways: Empirical investigation*. Transportation Research Record. v. 2071, p. 87-97.
- AYALA, R. J. L. (2013). *Procedimento para identificação dos principais parâmetros dos microssimuladores a serem considerados no processo de calibração*. 246f. Dissertação (Mestrado em Transportes). Universidade de Brasília, Brasília.
- ANTT (2020) *Concessões Rodoviárias*. Disponível em: <https://www.antt.gov.br/concessoes-rodoviaras>. Acessado em: 07 de ago. de 2020.
- BARCELÓ, J. (2010) *Fundamentals of traffic simulation*. Editora Springer. V. 145. Nova Iorque, NY, EUA. DOI 10.1007/978-1-4419-6142-6.
- BESSA JR., J. E. (2009) *Caracterização do fluxo de tráfego em rodovias de pista simples do estado de São Paulo*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de S. Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- BESSA Jr., J. E. (2015) *Medidas de desempenho para avaliação da qualidade de serviço em rodovias de pista simples no Brasil*. Tese (Doutorado), Universidade do Estado de São Paulo, São Carlos.
- BESSA JR, J. E.; Setti, J. R. (2018) *Evaluating measures of effectiveness for quality of service estimation on two-lane rural highways*. Journal of Transportation Engineering, Part A: Systems, v. 144, p. 04018056.1-04018056.10.
- CASAS, J., FERRER, J. L., GARCIA, D., PERARNAU, J., & TORDAY, A. (2010). *Traffic Simulation with Aimsun. International Series*. In Operations Research & Management Science, 173–232. doi:10.1007/978-1-4419-6142-6\_5
- CATBAGAN, J.; NAKAMURA, H. (2006) Evaluation of performance measures for two-lane expressways in japan. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, v. 1988, p. 111–118. DOI:10.3141/1988-16

CNT (2019) Pesquisa CNT de Rodovias 2019. Confederação Nacional dos Transportes. Brasília, DF. Disponível em: <https://pesquisarodovias.cnt.org.br/downloads/Galeria%20de%20Fotos/2019/Mapas/UF/MG.pdf>. Acesso em: 12 de ago. de 2020.

CUNHA, A. L. B.N. (2007) *Avaliação do Impacto da Medida de Desempenho no Equivalente Veicular de Caminhões*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de S. Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DEMARCHI, S. H. & SETTI, J. R. (2000) Calibração da curva fluxo-velocidade-densidade para rodovias de pista dupla brasileiras. *Anais do XI Congresso Panamericano de Engenharia de Trânsito e Transportes*, Gramado, Rio Grande do Sul. Engenharia de Tráfego e Transportes 2000: Avanços para uma era de mudanças. Rio de Janeiro: Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes. p. 131-144.

DEMARCHI, S. H.; MELO, R. A.; SETTI, J. R. (2001) Validação de um modelo de desempenho de caminhões em rampas ascendentes. *Revista Transportes*, v.9, n. 1, p. 53-68.

DNIT (2006) *Manual de Estudos de Tráfego*. Ministério dos Transportes, Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, Rio de Janeiro, RJ

EGAMI, C. Y. (2006) *Adaptação do HCM-2000 para determinação do nível de serviço em rodovias de pista simples sem faixas adicionais no Brasil*. 240f. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo, São Carlos.

GOLDBERG, D. E. (1989) *The design of innovation: Lessons from and for Competent Genetic Algorithms*. Kluwer Academic Publishers.

HOLLANDER, Y.; LIU, R. *The Principles of Calibrating Traffic Microsimulation Models*. *Transportation*, v. 35, p. 347–362, 2008.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). *Área territorial oficial – Consulta por unidade da federação*. Disponível em [http://web.archive.org/web/20141009143842/http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/area\\_territorial/principal.shtm](http://web.archive.org/web/20141009143842/http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/area_territorial/principal.shtm). Acessado em: 29 de junho de 2019.

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). *Estimativas da população residente no Brasil e unidades da federação com data de referência em 1º de julho de 2017*. Disponível

- em [ftp://ftp.ibge.gov.br/Estimativas\\_de\\_Populacao/Estimativas\\_2017/estimativa\\_dou\\_2017.pdf](ftp://ftp.ibge.gov.br/Estimativas_de_Populacao/Estimativas_2017/estimativa_dou_2017.pdf). Acessado em: 29 de junho de 2019.
- JAFARI, A. (2018) *An investigation of operational performance on two-lane highways*. 231f. Dissertação. Montana University. Bozeman, MO.
- LACERDA, V. M. (2016) *Estimação da velocidade média em vias urbanas com o uso do microssimulador VISSIM*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Ceará.
- MARTÍN, L.E. (2018) *Proposta Metodológica para modelagem microscópica de interseções semaforizadas*. 203f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE.
- MARTINS, F.; LOURENÇO R.; OLIVER I. (2016) *Infraestrutura rodoviária no Brasil: Para onde vamos?* 28p. Bain & Company, Inc. São Paulo, SP.
- MON-MA, M. L. (2008) *Adaptação do HCM-2000 rodovias de pista simples com faixas adicionais típicas do estado de São Paulo*. 73f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- MORENO, A. T., LLORCA, C., WASHBURN, S. S., BESSA, J. E., HALE, D. K., GARCIA, A. (2016) *Modification of the Highway Capacity Manual two-lane highway analysis procedure for Spanish conditions*. *J. Adv. Transp.*, v. 50, p. 1650– 1665. DOI: 10.1002/atr.1421.
- PAULA, F. S. M. (2006). *Proposta de adaptação da metodologia do Highway Capacity Manual 2000 para análise de vias arteriais urbanas de Fortaleza*. 158f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transporte), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE.
- PEREIRA, H. M.; BESSA JR., J. E. (2017) *Análise comparativa de métodos para cálculo do nível de serviço em rodovias de pista simples*. In: Anais do XXXI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2017, Rio de Janeiro, RJ.
- PIVA, F. J. (2015) *Fatores de equivalência de veículos pesados em rodovias de pista dupla*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Universidade de São Paulo, São Paulo.

- ROESS, R. P.; PRASSAS, E. S. (2014) *The Highway Capacity Manual: A Conceptual and Research History*. Springer Tracts on Transportation and Traffic.
- SAMBONI, A. F. I. (2014) *Adequação de procedimento para determinação da velocidade de percurso no método do HCM 2010 para vias urbanas brasileiras*. 201f. Dissertação (Mestrado em Transportes), Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- SETTI, J. R. (2009) *Highway Capacity Manual ou um manual de capacidade rodoviária brasileiro?* Anais do 6º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões, CBR&C 2009, Florianópolis, SC.
- SETTI, J. R.; BESSA JR., J. E.; EGAMI, C. Y.; MON-MA, M. L. (2011) *Adaptação do HCM 2000 para análise da capacidade e do nível de serviço em rodovias de pista simples no Brasil*. *Transportes*, v.19, n. 2, p. 66-78.
- SILVA, F. A. (2019) *Determinação do impacto de zonas de ultrapassagens proibidas e de faixas adicionais de subida em segmentos de rodovias de pista simples*. 185f. Dissertação (Mestrado em Transportes), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG.
- SOUSA, V. C.; BESSA JR, J. E.; OLIVEIRA, J. K. S.; BETHONICO, F. C. (2019) Modelos para obtenção da capacidade e do nível de serviço em rotatórias urbanas. *In: 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 2019, Balneário Camboriú. Rio de Janeiro: ANPET, 2019. v. 1. p. 1-12.
- TRB (2000) *Highway Capacity Manual 2000*. Transportation Research Board. Washington D.C.
- TRB (2010) *Highway Capacity Manual 2010*. Transportation Research Board. Washington D.C.
- TRB (2016) *Highway Capacity Manual 6th Edition*. Transportation Research Board. Washington D.C.
- TSS (2013). *Aimsun8 Dynamic Simulators User's Manual*. Barcelona, Espanha.
- TSS (2019) *Aimsun Next User's Manual*. Transport Simulation System.
- UTIMURA, F. S., SETTI, J. S., EGAMI, C. Y., MON-MA, M. L. (2007). *Verificação da acurácia de estimativas de nível de serviço em rodovias de pista simples no estado de São Paulo*. Anais do XXI Congresso Anual da ANPET. Rio de Janeiro, RJ.

VAN AS, C. (2003) *The development of an analysis method for the determination of level of service of two-lane undivided highways in South Africa*. Project Summary. South Africa National Roads Agency Limited.

WALTON, C. M.; Lee C. E. (1977) *Characteristics of Trucks Operation on Grades*. Transportation Research Record, v. 631. P.23-30.

WASHBURN, S.S., WATSON, D.; BIAN, Z.; LUTTINEN, T.; AL-KAISY, A.; JAFARI, A.; DOWNLING, R.; ELIAS, A. (2018) *Improved Analysis of Two-Lane Highway Capacity and Operational Performance*. Final Report for NCHRP Project 17-65 National Cooperative Highway Research Program, TRB, Washington, Web-Only Document 255.

## ANEXO A – PERFIS VERTICAIS E SINALIZAÇÃO HORIZONTAL DOS TRECHOS OBSERVADOS

Nesse anexo, são representadas as informações dos perfis vertical e horizontal e as informações da sinalização dos segmentos da Rodovia BR-040 onde foram coletados os dados de tráfego na Semana Santa de 2018. Tais levantamentos foram obtidos por Silva (2019).

Figura A.1: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 97 e 105 da BR-040

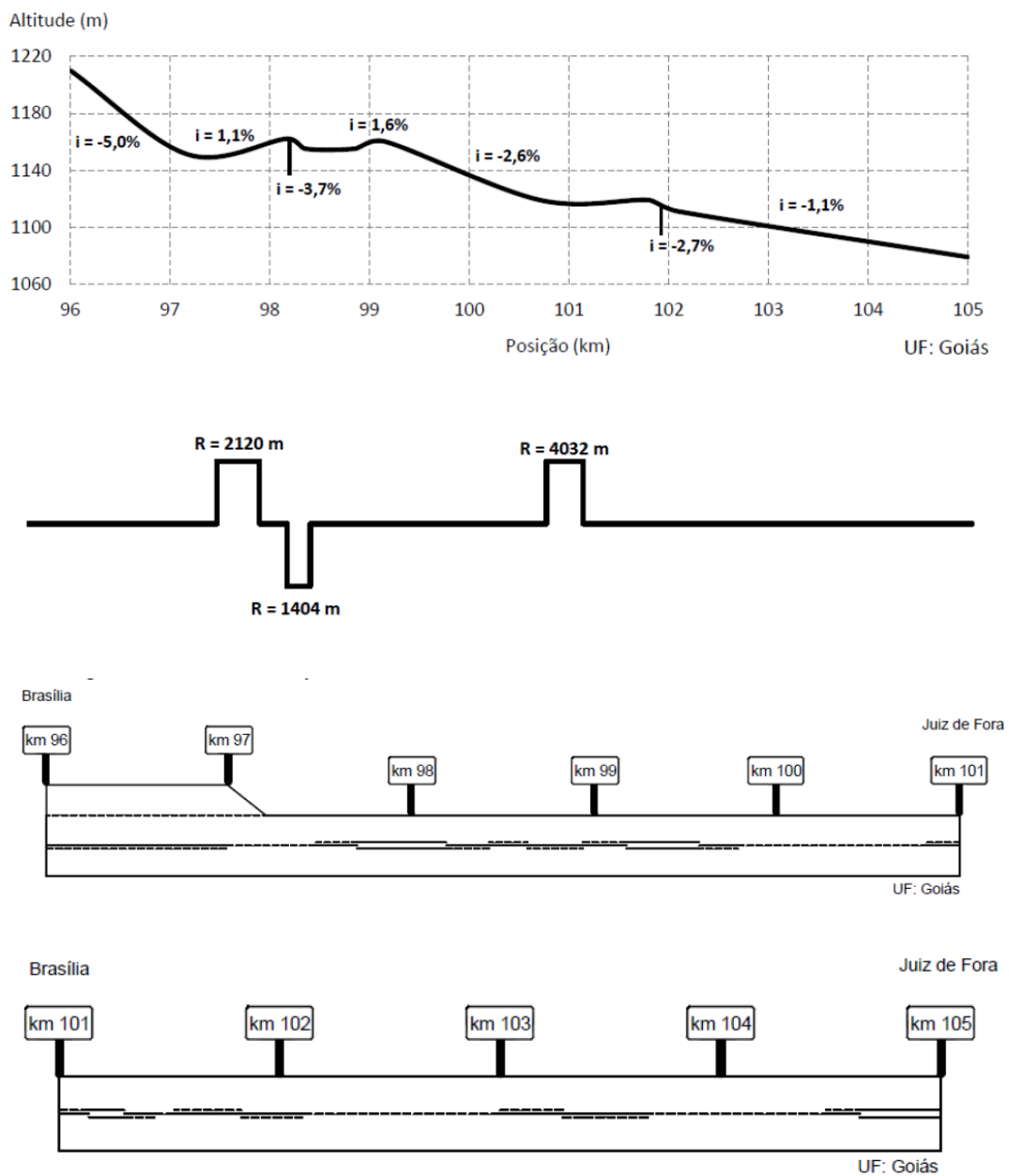


Figura A.2: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 130 e 140 da BR-040

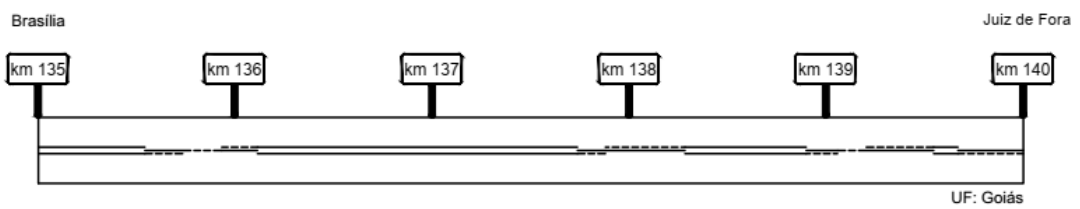
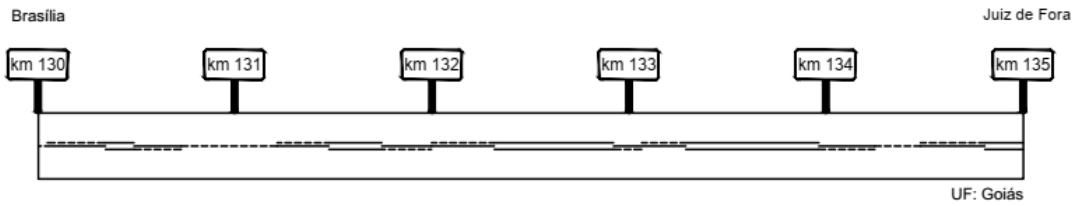
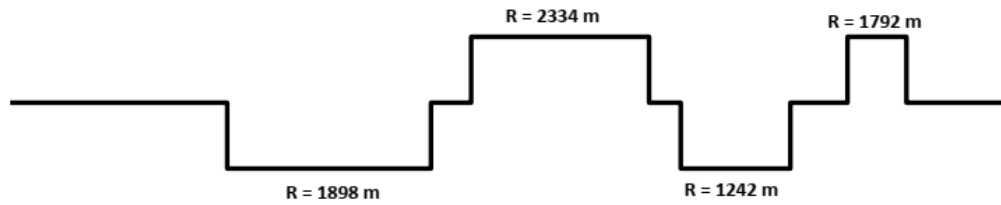
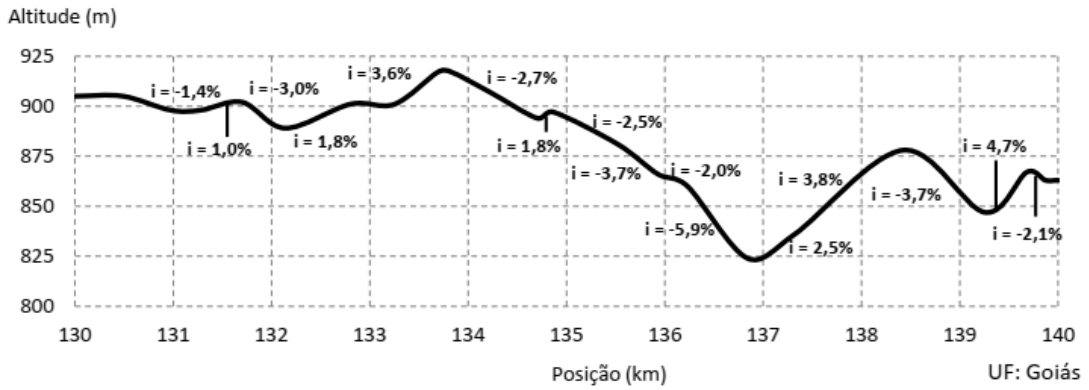


Figura A.3: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 130 e 140 da BR-040

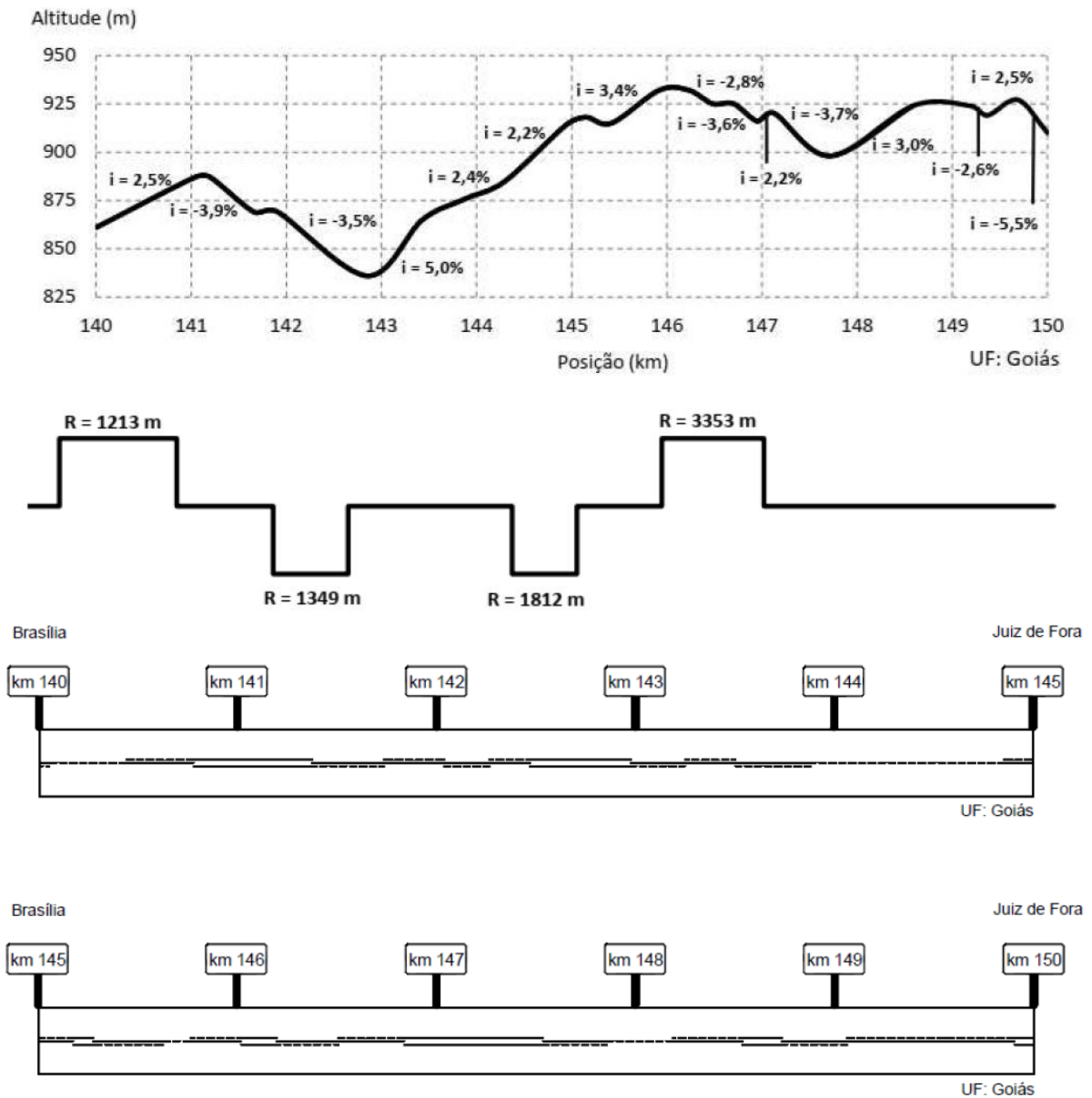




Figura A.4: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 19-29 da BR-040

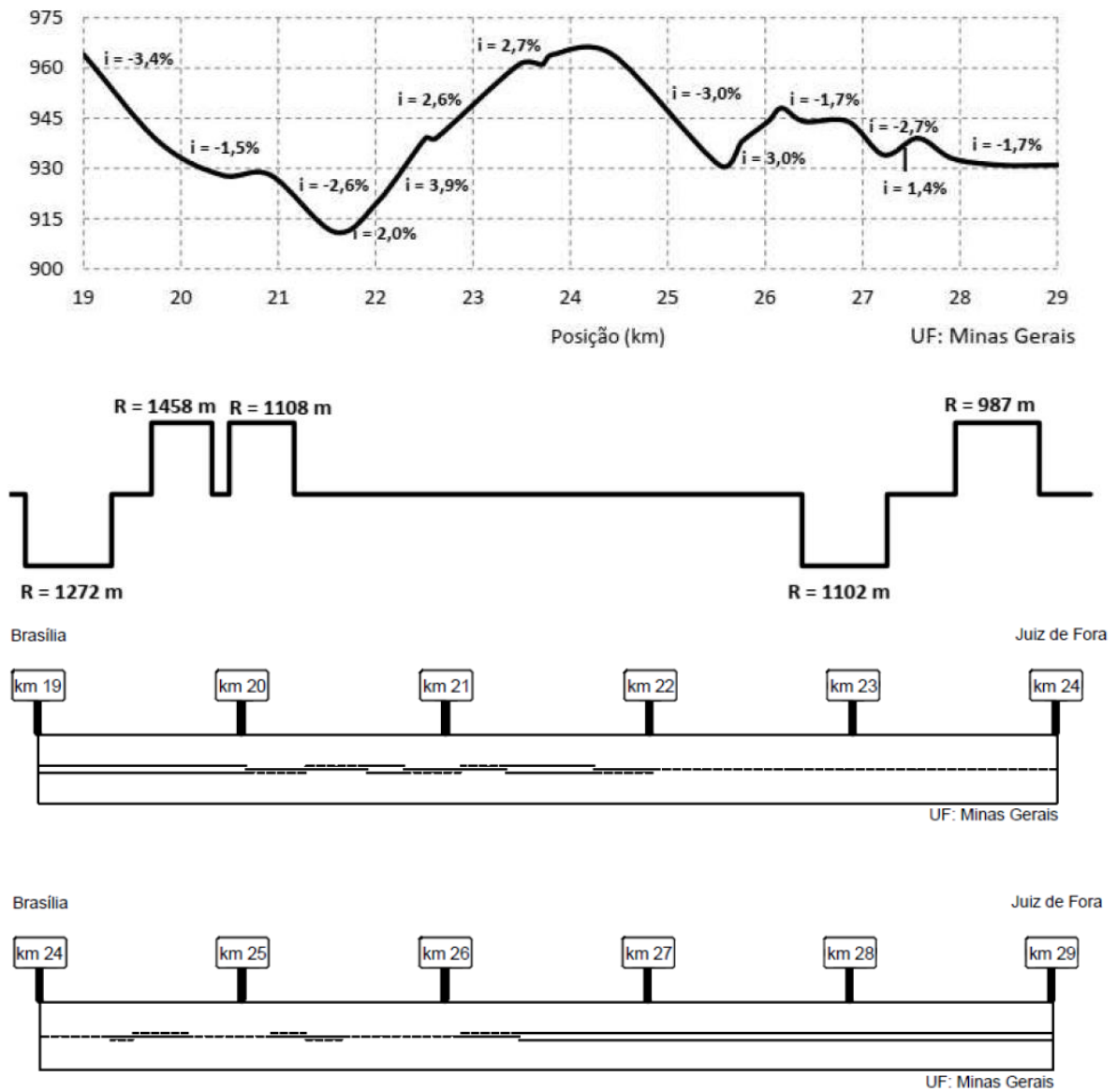


Figura A.5: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 359-369 da BR-040

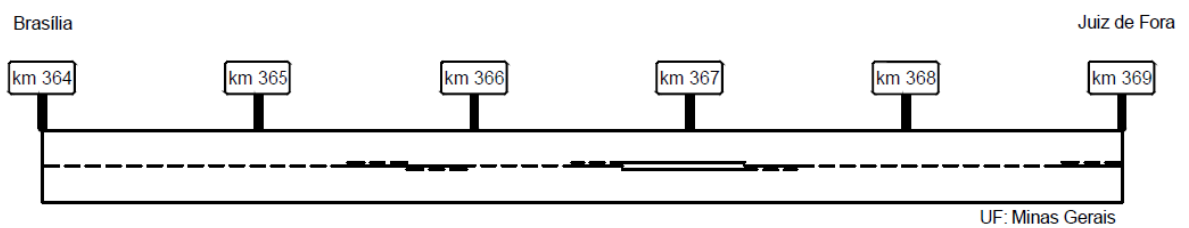
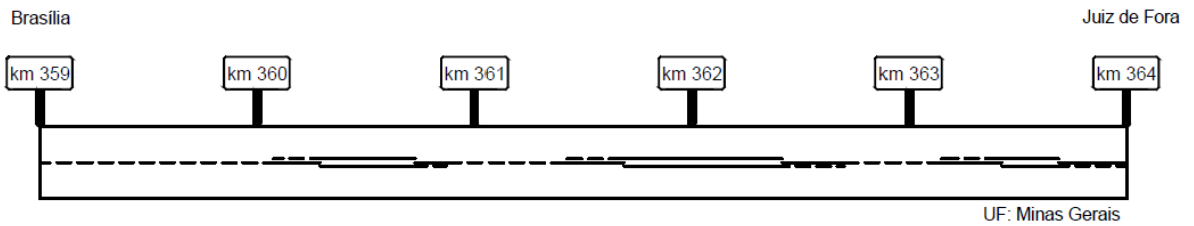
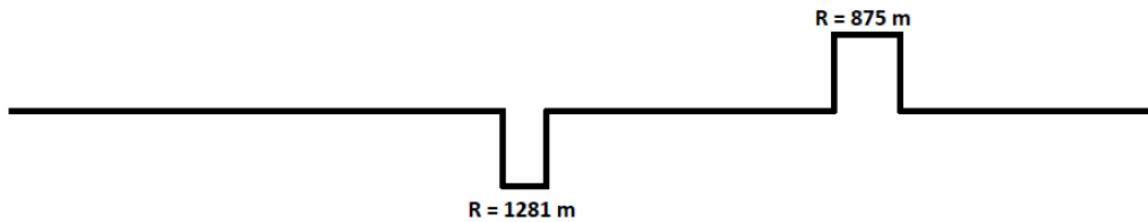
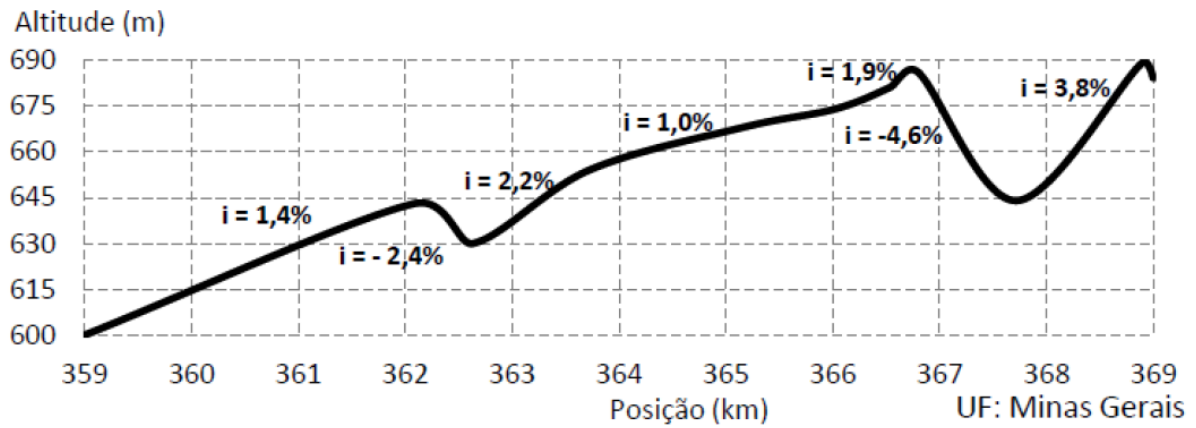
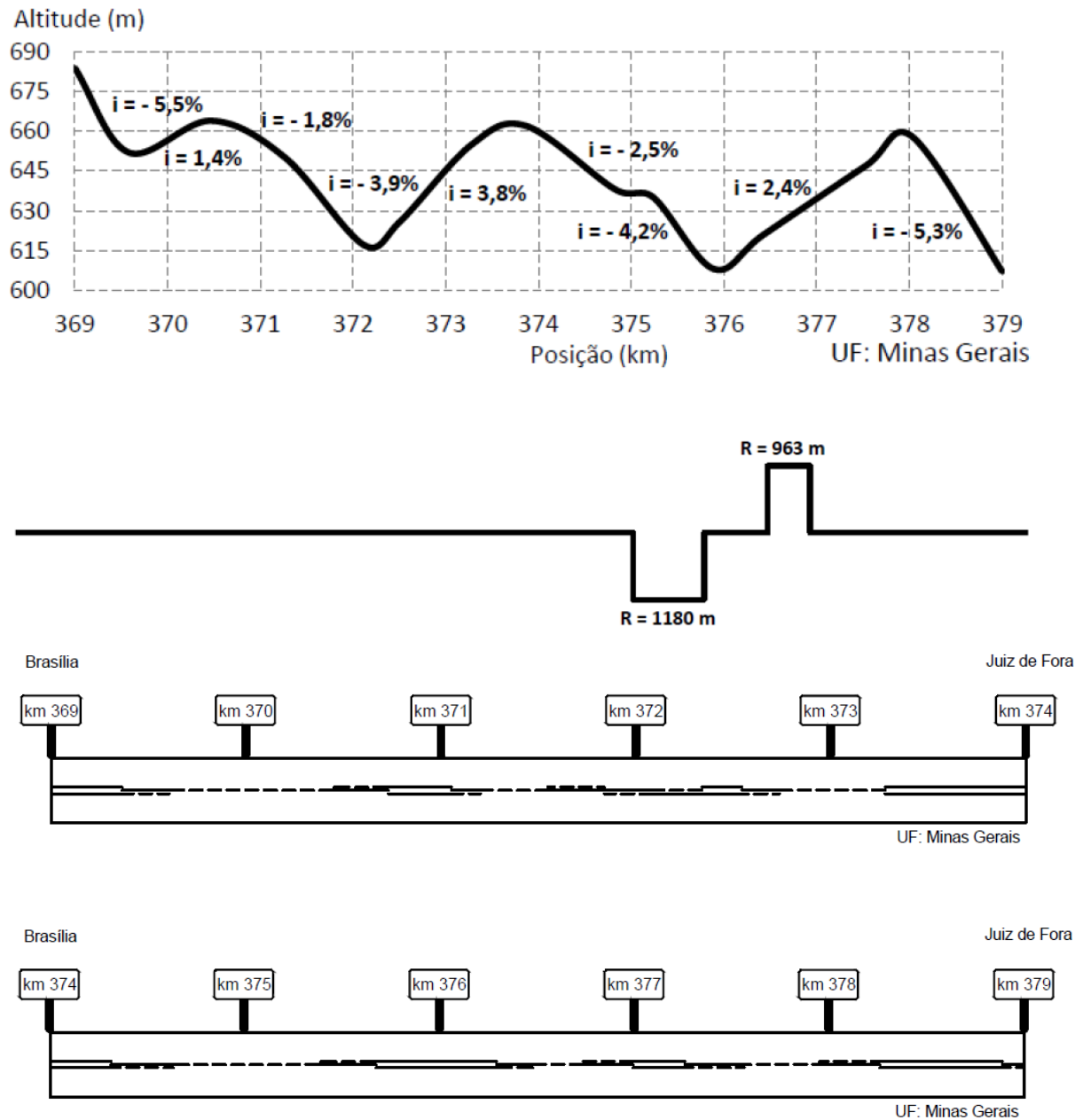


Figura A.6: Perfis vertical e horizontal e sinalização horizontal do trecho entre os km 369-379 da BR-040



## APÊNDICE A – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE CALIBRAÇÃO

Nesse apêndice, é apresentada a tabela dos parâmetros que foram submetidos à análise de sensibilidade a fim de se detectar quais eram os mais relevantes para a calibração do AIMSUN.

Parâmetro	Média	Desvio	N	alfa	t-crit	teste t	E	IC mín	IC máx	Rejeita H0?
CRTOLBUS	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
CRTOLCAR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
CRTOLTR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
DLTRSHLD	-1.7	2.7	80	0.01	2.640	-5.602	0.8	-2.5	-0.9	NÃO
DLULTRSPRM	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
DLULTRSPRM	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
EQVEHBUS	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
EQVEHCAR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
EQVEHTR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
GACCEPMBUS	0.0	0.4	80	0.01	2.640	0.991	0.1	-0.1	0.2	NÃO
GACCEPMCAR	0.9	2.3	80	0.01	2.640	3.644	0.7	0.3	1.6	SIM
GACCEPMTR	0.0	0.3	80	0.01	2.640	-0.114	0.1	-0.1	0.1	NÃO
IMPLCBUS	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
IMPLCCAR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
IMPLCTR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
MAXACMBUS	-0.1	0.4	80	0.01	2.640	-3.579	0.1	-0.3	0.0	NÃO
MAXACMCAR	0.1	1.7	80	0.01	2.640	0.455	0.5	-0.4	0.6	NÃO
MAXACMTR	-0.7	1.2	80	0.01	2.640	-5.034	0.4	-1.1	-0.3	NÃO
MAXCGWTMBUS	0.0	0.0	80	0.01	2.640	1.878	0.0	0.0	0.0	NÃO
MAXCGWTMCAR	0.0	0.4	80	0.01	2.640	0.677	0.1	-0.1	0.1	NÃO
MAXCGWTMTR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	-0.798	0.0	0.0	0.0	NÃO
MAXD	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
MAXDECMBUS	-0.1	0.3	80	0.01	2.640	-2.920	0.1	-0.2	0.0	NÃO
MAXDECMCAR	-0.2	1.2	80	0.01	2.640	-1.465	0.4	-0.5	0.2	NÃO
MAXDECMTR	0.0	0.5	80	0.01	2.640	0.554	0.1	-0.1	0.2	NÃO
MAXSPD	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
MAXSPDR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!

MINCHEADMBUS	0.1	0.4	80	0.01	2.640	2.321	0.1	0.0	0.2	NÃO
MINCHEADMCAR	11.6	9.9	80	0.01	2.640	10.396	2.9	8.6	14.5	SIM
MINCHEADMTR	0.6	1.5	80	0.01	2.640	3.712	0.4	0.2	1.0	SIM
MINDVEHMBUS	0.0	0.3	80	0.01	2.640	1.616	0.1	0.0	0.1	NÃO
MINDVEHMCAR	0.1	1.2	80	0.01	2.640	0.883	0.3	-0.2	0.5	NÃO
MINDVEHMTR	0.1	0.5	80	0.01	2.640	1.768	0.2	-0.1	0.3	NÃO
NDECMBUS	0.7	2.7	80	0.01	2.640	2.447	0.8	-0.1	1.5	NÃO
NDECMCAR	7.2	8.1	80	0.01	2.640	8.048	2.4	4.9	9.6	SIM
NDECMTR	-1.5	2.8	80	0.01	2.640	-4.848	0.8	-2.3	-0.7	NÃO
NULTRSPRM	-0.1	0.4	80	0.01	2.640	-2.843	0.1	-0.3	0.0	NÃO
NVEH	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
POVER	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
PREC	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
QENTSP	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
QEXITSP	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
RNKTRSHLD	0.2	2.4	80	0.01	2.640	0.642	0.7	-0.5	0.9	NÃO
SENSFACTMBUS	0.0	0.6	80	0.01	2.640	-0.356	0.2	-0.2	0.1	NÃO
SENSFACTMCAR	0.6	2.5	80	0.01	2.640	2.179	0.8	-0.1	1.4	NÃO
SENSFACTMTR	-0.2	0.7	80	0.01	2.640	-1.997	0.2	-0.4	0.1	NÃO
SENSIMPLCBUS	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
SENSIMPLCCAR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
SENSIMPLCTR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
SNSTVTFCTRDCD	10.8	5.8	80	0.01	2.640	16.524	1.7	9.1	12.5	SIM
SOVERLBUS	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
SOVERLCAR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
SOVERLTR	0.0	0.0	80	0.01	2.640	#DIV/0!	0.0	0.0	0.0	#DIV/0!
SPDACC4OVTK	0.0	0.4	80	0.01	2.640	-0.112	0.1	-0.1	0.1	NÃO
SPDIFMAX	59.1	16.8	80	0.01	2.640	31.377	5.0	54.1	64.1	SIM
SPDIFMIN	-0.9	1.5	80	0.01	2.640	-5.028	0.5	-1.3	-0.4	NÃO
SPDTRSHLD4OVTK	0.1	0.4	80	0.01	2.640	2.134	0.1	0.0	0.2	NÃO
TTRSHLD	0.4	0.8	80	0.01	2.640	4.708	0.2	0.2	0.7	SIM

---