

UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO  
EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

Área de concentração: Infraestrutura e Meio Ambiente

Dissertação de Mestrado

ESTUDO DE INTERSEÇÕES MÍNIMAS E CANALIZADAS  
COM BASE EM NÍVEIS DE SERVIÇO

Douglas Wendel Consoli Ozelame

Passo Fundo

2022



CIP – Catalogação na Publicação

---

O99e Ozelame, Douglas Wendel Consoli  
Estudo de interseções mínimas e canalizadas com base  
em níveis de serviço [recurso eletrônico] / Douglas Wendel  
Consoli Ozelame. – 2022.  
7 MB ; PDF.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Dalla Rosa.  
Dissertação (Mestrado em Engenharias Civil) –  
Universidade de Passo Fundo, 2022.

1. Rodovias - Interferências e interseções. 2. Tempo de  
atraso. 3. Trânsito - Fluxo. 4. Simulação (Computadores).  
I. Dalla Rosa, Francisco, orientador. II. Título.

CDU: 625.7

---

Catalogação: Bibliotecária Jucelei Rodrigues Domingues - CRB 10/1569

Estudo de interseções mínimas e canalizadas com base em níveis de serviço

Douglas Wendel Consoli Ozelame

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Passo Fundo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Dalla Rosa.

Comissão Examinadora:

Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Ana Paula Camargo Larocca  
Universidade de São Paulo

Prof. Dr. Pedro Domingos Marques Prietto  
Universidade de Passo Fundo

Prof. Dr. Marcos Antonio Leite Frandoloso  
Universidade de Passo Fundo

Passo Fundo, 2022

## RESUMO

Interseções são consideradas pontos críticos dentro da malha viária, pois possuem diversos pontos de conflito e conseqüentemente resultando em altos índices de acidentes. Em decorrência da ausência de critérios gerais nas especificações brasileiras para a definição do tipo de interseção, a tomada de decisão tem sido fundamentada no nível de ocorrência de acidentes. Este trabalho se propõe a abordar uma metodologia baseada em níveis de serviço com o objetivo de contribuir para a elaboração de ábacos para tomada de decisão, aplicáveis quando da implantação de interseções de quatro ramos mínimas ou canalizadas. Os níveis de serviço foram avaliados com base nos graus de saturação e tempos de atraso, sendo o último analisado por meio de projeto fatorial com base em dados de simulação computacional. Foram considerados três tipos de interseções: mínima, canalizada com faixas de conversão à esquerda e canalizada com faixas de conversão à esquerda e direita simultaneamente, as duas últimas com diferentes comprimentos de faixas. Os resultados de tempos de atraso indicaram que não há diferenças estatisticamente significativas entre as interseções canalizadas nem entre os comprimentos de faixa auxiliar. Os modelos de tempos de atraso mostram que ao aumentar a quantidade de veículos de maior porte ocorre um aumento no atraso. Em contrapartida, maiores percentuais de conversão implicam em uma ligeira tendência de menores atrasos. Pôde ser concluído que o tempo de atraso é a variável que melhor delimita as demandas máximas em cada tipo de interseção e os movimentos mais críticos para tal delimitação são os que se aproximam pela via secundária. Houve considerável diferença entre os ábacos ao avaliar os distintos níveis de serviço, sendo estes fundamentais no processo de tomada de decisão. Em comparação com a literatura, foi possível inferir que existem variações entre os resultados deste trabalho e os demais, podendo ser atribuídas aos diferentes tipos de interseções abordados, incluindo tipos que não são adequadas à realidade do Brasil. Por fim, destaca-se a importância da metodologia aplicada para elaboração de modelos de tomada de decisão adequados às condições brasileiras e que reduzem a dependência de manuais internacionais.

**Palavras-chave:** interseções não-semaforizadas; simulação computacional; tempo de atraso.

## ABSTRACT

Intersections are considered critical points within the road network, as they have several conflict points and consequently result in high accident rates. Due to the absence of general criteria in the Brazilian specifications for defining the type of intersection, decision-making has been based on the level of accident occurrence. This research aims to approach a methodology based on levels-of-service, with the mean of contributing to the development of abacus for decision-making, being useful when implementing four-leg intersections minimum or channelized. The levels-of-service were evaluated based on degrees of saturation and control delay, the latter being analyzed through factorial design based on computer simulation data. Three types of intersections were considered: minimum, channelized with left turning lanes and channelized with left and right turning lanes simultaneously, the last two different lengths of auxiliary lanes. The control delay results indicated that there are no statistically significant differences between the channelized intersections nor between the auxiliary lane lengths. The control delay models show that when increasing the number of larger vehicles, there is an increase in delay, on the other hand, higher conversion percentages imply a slight tendency towards smaller delays. It could be concluded that the control delay is the best variable to delimits the maximum demands in each type of intersection and the most critical movements for such delimitation are those approaching through the minor street. There was a considerable difference between the abacuses when evaluating the different levels-of-service, which are fundamental in the decision process. In comparison with the literature, it was possible to infer that there are variations between the results of this research and the others, which can be attributed to the different types of intersections addressed, including types that are not adequate to the Brazilian reality. Finally, it can be highlighted the importance of the methodology applied for the elaboration of decision-making models suited to Brazilian conditions and that reduce dependence on international manuals.

**Keywords:** unsignalized intersections; computer simulation; control delay.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comparação entre headway e gap .....	15
Figura 2 - Movimentos de uma interseção de quatro ramos.....	19
Figura 3 - Interseção mínima: quatro ramos.....	22
Figura 4 - Interseção tipo gota: quatro ramos.....	23
Figura 5 - Interseção canalizada: quatro ramos (c/ faixas de conversão à esquerda).....	24
Figura 6 - Interseção canalizada: quatro ramos (c/ faixas de conversão à direita).....	24
Figura 7 - Interseção canalizada (c/ faixas de conversão à esquerda e à direita).....	24
Figura 8 - Rótula fechada típica .....	25
Figura 9 - Funções de aceleração máxima.....	33
Figura 10 - Funções de aceleração desejada.....	33
Figura 11 - Estados de direção do modelo de Wiedemann (1974).....	36
Figura 12 - Determinação do tipo de interseção (TRB, 2000) .....	38
Figura 13 - Determinação do tipo de interseção (Marek et al., 1997).....	39
Figura 14 - Determinação do tipo de interseção (Han et al.,2008).....	39
Figura 15 - Isolinhas de tempo de atraso (Han et al., 2008).....	40
Figura 16 - Determinação do tipo de interseção (JSTE, 2009) .....	40
Figura 17 - Determinação do tipo de interseção (Quan et al.,2011).....	41
Figura 18 - Volume Total x Tempo de Atraso .....	42
Figura 19 - Isolinhas de tempo de atraso (Bae et al., 2017) .....	43
Figura 20 - Comparação de tempo de atraso em áreas cinzentas .....	43
Figura 21 - Comparação de interseções sem conversões (Arshi et al., 2018).....	44
Figura 22 - Áreas de desempenho semelhante .....	44
Figura 23 - Volume Total x Tempo de Atraso (Hawkins et al., 2019).....	45
Figura 24 - Determinação do tipo de interseção (Ramadan et al., 2022) .....	45
Figura 25 - Diretrizes para adoção de faixa de conversão à esquerda.....	47
Figura 26 - Diretrizes para adoção de faixa de conversão à direita.....	47
Figura 27 - Determinação da necessidade de ilha na via secundária (DNIT, 2005) .....	48
Figura 28 - Determinação da necessidade de faixas auxiliares (DNIT, 2005).....	49
Figura 29 - Ábaco para escolha entre interseção mínima e canalizada.....	51
Figura 30 - Escolha de interseções com base nas classes de rodovias .....	51
Figura 31 - Fluxograma: procedimento metodológico.....	54
Figura 32 - Fluxograma: análises estatísticas .....	55
Figura 33 - Pictograma dos veículos utilizados.....	56
Figura 34 - Construção do cenário da interseção mínima no Vissim.....	59
Figura 35 - Interseção Tipo 1 (sem faixas auxiliares) .....	60
Figura 36 - Interseção Tipo 2 (faixas auxiliares de conversão a esquerda).....	62
Figura 37 - Interseção Tipo 3 (faixas auxiliares de conversão a esquerda e direita).....	63
Figura 38 - Limites para saturação (Movimentos 7-10).....	74
Figura 39 - Limites para saturação (Movimentos 8-11).....	75
Figura 40 - Limites para saturação (Movimentos 8-11).....	80
Figura 41 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=0%   Conversões=5% .....	82
Figura 42 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=0%   Conversões=15% .....	82
Figura 43 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=0%   Conversões=25% .....	83
Figura 44 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=10%   Conversões=5% .....	83
Figura 45 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=10%   Conversões=15% ....	84
Figura 46 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=10%   Conversões=25% ....	85
Figura 47 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=20%   Conversões=5% .....	85
Figura 48 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=20%   Conversões=15% ....	86

Figura 49 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=20%   Conversões=25% ....	86
Figura 50 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=0%   Conversões=5% .....	88
Figura 51 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=0%   Conversões=15% .....	88
Figura 52 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=0%   Conversões=25% .....	89
Figura 53 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=10%   Conversões=5% .....	90
Figura 54 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=10%   Conversões=15% .....	91
Figura 55 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=10%   Conversões=25% .....	91
Figura 56 - Modelo de interseção canalizada (NS=B) - LCV=20%   Conversões=5% .	92
Figura 57 - Modelo de interseção canalizada (NS=B) - LCV=20%   Conversões=15%	93
Figura 58 - Modelo de interseção canalizada (NS=B) - LCV=20%   Conversões=25%	93
Figura 59 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=0%   Conversões=5% .....	94
Figura 60 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=0%   Conversões=15% .....	95
Figura 61 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=0%   Conversões=25% .....	96
Figura 62 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=10%   Conversões=5% .....	97
Figura 63 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=10%   Conversões=15% .....	97
Figura 64 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=10%   Conversões=25% .....	98
Figura 65 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=20%   Conversões=5% .....	99
Figura 66 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=20%   Conversões=15% .....	99
Figura 67 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=20%   Conversões=25% .....	100
Figura 68 - Ábacos com comparações: LCV=0%   Conversões=5% .....	103
Figura 69 - Ábacos com comparações: LCV=0%   Conversões=15% .....	104
Figura 70 - Ábacos com comparações: LCV=0%   Conversões=25% .....	105
Figura 71 - Ábacos com comparações: LCV=10%   Conversões=5% .....	107
Figura 72 - Ábacos com comparações: LCV=10%   Conversões=15% .....	108
Figura 73 - Ábacos com comparações: LCV=10%   Conversões=25% .....	109
Figura 74 - Ábacos com comparações: LCV=20%   Conversões=5% .....	111
Figura 75 - Ábacos com comparações: LCV=20%   Conversões=15% .....	112
Figura 76 - Ábacos com comparações: LCV=20%   Conversões=25% .....	113

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Critérios para determinação do nível de serviço (HCM) .....	16
Tabela 2 - Critérios para determinação do nível de serviço (HBS).....	17
Tabela 3 - Critério para nível de serviço em interseções não-semaforizadas.....	17
Tabela 4 - Comprimentos de faixas de desaceleração (DNIT).....	27
Tabela 5 - Comprimentos de faixas de aceleração (DNIT) .....	27
Tabela 6 - Comprimentos de faixas de desaceleração (AASHTO).....	27
Tabela 7 - Comprimentos de faixas de aceleração (AASHTO) .....	28
Tabela 8 - Volumes para planejamento de faixas de conversão à esquerda.....	28
Tabela 9 - Veículos de projeto (DNIT, 2005) .....	29
Tabela 10 - Veículos de projeto (DNIT, 2010) .....	30
Tabela 11 - Ferramentas de tráfego utilizadas em interseções .....	35
Tabela 12 - Delineamento do projeto .....	53
Tabela 13 - Características físicas dos veículos utilizados.....	56
Tabela 14 - Composição inicial de tráfego .....	57
Tabela 15 - Massa e potência de veículos de carga brasileiros .....	57
Tabela 16 - Comparação de cenários: 1ª e 2ª fases (p-valores da ANOVA).....	66
Tabela 17 - Comparação de cenários: 3ª e 4ª fases (p-valores da ANOVA).....	67
Tabela 18 - Comparação de movimentos similares.....	69
Tabela 19 - Teste de Box-Cox.....	69
Tabela 20 - Remoção de outliers e tamanho de amostras.....	69
Tabela 21 - p-valores da ANOVA e coeficientes de regressão da via principal .....	70
Tabela 22 - p-valores da ANOVA e coeficientes de regressão da via secundária .....	71
Tabela 23 - Equações de regressão para graus de saturação (movimentos 7-10).....	73
Tabela 24 - Equações de regressão para graus de saturação (movimentos 8-11).....	74
Tabela 25 - Comparação entre movimentos similares.....	76
Tabela 26 - Teste de Box-Cox.....	76
Tabela 27 - Remoção de outliers e tamanho de amostras.....	77
Tabela 28 - p-valores da ANOVA e coeficientes de regressão da via principal .....	78
Tabela 29 - p-valores da ANOVA e coeficientes de regressão da via secundária .....	79
Tabela 30 - Equações de regressão para graus de saturação (movimentos 8-11).....	80



## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Ranks de movimentos .....	19
Quadro 2 - Aspectos operacionais de veículos .....	32
Quadro 3 - Características de veículos que influenciam no projeto geométrico .....	34
Quadro 4 - Resumo de bibliografia sobre definição de tipo de interseções .....	46
Quadro 5 - Limites para implantação de faixas de giro a esquerda.....	50
Quadro 6 - Quadro de resumo de variáveis .....	52

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>11</b>
1.1	OBJETIVOS.....	12
1.2	DELIMITAÇÕES .....	12
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>14</b>
2.1	FATORES DE TRÁFEGO .....	14
2.2	NÍVEIS DE SERVIÇO .....	16
2.3	INTERSEÇÕES EM NÍVEL NÃO-SEMAFORIZADAS.....	21
<b>2.3.1</b>	<b>Tipos de interseção em nível .....</b>	<b>22</b>
<b>2.3.2</b>	<b>Elementos geométricos .....</b>	<b>25</b>
2.4	VEÍCULOS BRASILEIROS .....	29
<b>2.4.1</b>	<b>Legislação brasileira pertinente a dimensões de veículos .....</b>	<b>30</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Características físicas e operacionais.....</b>	<b>31</b>
2.5	FERRAMENTAS DE ANÁLISE DE TRÁFEGO .....	34
<b>2.5.1</b>	<b>Software VISSIM.....</b>	<b>35</b>
2.6	MODELOS DE TOMADA DE DECISÃO .....	37
<b>3</b>	<b>PROCEDIMENTO METODOLÓGICO .....</b>	<b>52</b>
3.1	PARÂMETROS DE SIMULAÇÃO E CALIBRAÇÃO.....	55
3.2	ANÁLISE PRELIMINAR DE DADOS .....	60
3.3	ANÁLISE DE NÍVEL DE SERVIÇO: INTERSEÇÃO TIPO 1 .....	60
3.4	ANÁLISE DE NÍVEL DE SERVIÇO: INTERSEÇÃO TIPO 2 .....	61
3.5	ANÁLISE DE NÍVEL DE SERVIÇO: INTERSEÇÃO TIPO 3 .....	62
3.6	ELABORAÇÃO DE ÁBACOS PARA TOMADA DE DECISÃO .....	63
<b>4</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>65</b>
4.1	COMPARAÇÃO ENTRE OS CENÁRIOS.....	65
4.2	ANÁLISE INTERSEÇÃO MÍNIMA .....	68
<b>4.2.1</b>	<b>Análise preliminar de dados .....</b>	<b>68</b>
<b>4.2.2</b>	<b>Análise de tempo de atraso .....</b>	<b>69</b>
4.2.2.1	Tempos de atraso: via principal .....	70
4.2.2.2	Tempos de atraso: via secundária .....	71
<b>4.2.3</b>	<b>Análise de graus de saturação .....</b>	<b>72</b>
4.3	ANÁLISE INTERSEÇÃO CANALIZADA.....	75
<b>4.3.1</b>	<b>Análise preliminar de dados .....</b>	<b>76</b>

<b>4.3.2</b>	<b>Análise dos tempos de atraso .....</b>	<b>77</b>
4.3.2.1	Tempos de atraso: via principal .....	77
4.3.2.2	Tempos de atraso: via secundária .....	78
<b>4.3.3</b>	<b>Análise de graus de saturação .....</b>	<b>79</b>
4.4	ISOLINHAS DE TEMPO DE ATRASO E GRAU DE SATURAÇÃO .....	81
<b>4.4.1</b>	<b>Modelos para o nível de serviço A .....</b>	<b>81</b>
<b>4.4.2</b>	<b>Modelos para o nível de serviço B .....</b>	<b>87</b>
<b>4.4.3</b>	<b>Modelos para o nível de serviço C .....</b>	<b>94</b>
4.5	ÁBACOS DE TOMADA DE DECISÕES .....	101
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>116</b>
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	117
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>119</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Dentro da malha viária, a área de cruzamento entre duas ou mais vias é definida como interseção. As interseções são consideradas pontos críticos e devem receber tratamento diferenciado por conta dos diversos pontos de conflito entre os veículos. Devido a isso, as mesmas acumulam altos índices de acidentes e seu projeto deve contemplar questões pertinentes à segurança e à circulação de tráfego.

Apesar das interseções compreenderem apenas 4% da área total das rodovias federais e estaduais do Brasil, nelas ocorrem 53% dos acidentes. Isto ocorre também em ambiente urbano, onde as interseções abrangem 19% da área pavimentada e acumulam 78% dos acidentes (ALBANO, 2007). Quando observados sob o ponto de vista da quantidade de faixas, cerca de 54% dos acidentes totais e 71,5% dos fatais ocorrem em pistas simples (CNT, 2018).

Segundo a Confederação Nacional de Transportes – CNT (2021), o Brasil possui 1.720.909 km de rodovias das quais apenas 12,4% são pavimentadas. Considerando as rodovias federais, 86,9% são de pista simples, majoritariamente, interligadas por interseções em nível. Nesse cenário, as interseções não-semaforizadas em nível se destacam devido a sua simplicidade pois possuem baixo custo de implantação, além de serem indicadas para baixos volumes de tráfego.

Um dos tipos mais frequentes de interseção não-semaforizada em nível é a canalizada que possui o objetivo de separar os pontos de conflito e facilitar movimentos prioritários. Nelas, podem ser inseridas faixas auxiliares de conversão à esquerda que mantêm refugiados veículos que realizarão este movimento e/ou faixas de conversão à direita, que são associadas a mudanças de velocidade. Ambas as faixas reduzem o risco de colisões e melhoram a operação do tráfego.

Considerando as diversas possibilidades de configurações de canalização de interseções com faixas auxiliares, este trabalho se propõe a responder: até quais limites de demanda cada tipo de interseção é indicado para obtermos um determinado nível de serviço?

Essa questão se mostra relevante visto que existem poucos critérios gerais para a definição do tipo de interseção a ser adotado em determinadas ocasiões. São poucos os trabalhos nacionais sobre o tema, sendo que o principal estudo no Brasil pertence ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). O Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005) traz como critério para a escolha de interseções uma

metodologia baseada em índices de acidentes, que por sua vez é embasada por normas suecas.

Na literatura estrangeira existem manuais como, por exemplo, o *Highway Capacity Manual* (HCM) e diversos outros estudos que abordam metodologias diferentes. Porém, nem sempre são adequados à realidade nacional, uma vez que os tipos de interseção, veículos e as próprias regras de trânsito podem variar. Este trabalho se soma a pesquisas realizadas em outros países, considerando uma metodologia que é embasada em níveis de serviço e justifica-se no sentido de ser uma das primeiras tentativas de adaptar esta metodologia à situação brasileira.

Ademais, este trabalho vai ao encontro dos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável 9 e 11, que trata sobre a construção de infraestruturas resilientes, promoção da industrialização inclusiva e sustentável e fomento a inovação. Mais especificamente, contribui com a Meta 9.1, que tem foco no desenvolvimento de infraestruturas confiáveis, de qualidade, sustentáveis e resilientes, apoiando o desenvolvimento econômico e com a Meta 11.2 que visa proporcionar acesso a sistemas de transporte seguros.

## 1.1 OBJETIVOS

Portanto, o objetivo principal deste trabalho é contribuir para a elaboração de ábacos para tomada de decisão quando da implantação de interseções de quatro ramos mínimas ou canalizadas. Para tanto, pretende-se atingir os seguintes objetivos específicos:

- a) avaliar os níveis de serviço de interseções mínimas;
- b) verificar os efeitos da implantação de faixas auxiliares de conversão à esquerda;
- c) verificar os efeitos da implantação simultânea de faixas auxiliares de conversão à esquerda e à direita;
- d) confrontar os resultados de diferentes níveis de serviço com os existentes na literatura.

## 1.2 DELIMITAÇÕES

O trabalho se limita à análise de interseções de quatro ramos, em nível, canalizadas, não-semaforizadas e sem trânsito de pedestres ou ciclistas. Também são consideradas faixas auxiliares apenas na via principal.

É importante salientar outros três aspectos das delimitações deste trabalho: em primeiro lugar, as simulações constituem diversos cenários com demandas hipotéticas, formadas pela combinação das variáveis conforme descrito em cada seção; em segundo, a versão estudantil do software Vissim, que foi utilizado nas simulações computacionais, limita-se a um tamanho de mapa de 1,0 km<sup>2</sup>, um período de simulação de 600 segundos e à utilização máxima de 10 sinais de controle. Por último, velocidades diretrizes elevadas implicam em elementos geométricos mais robustos, portanto são utilizadas velocidades relativamente baixas de 60km/h e 40km/h.

Esse estudo é dividido em cinco capítulos, sendo o primeiro a introdução, onde é apresentado o problema, justificativa e objetivos do trabalho. O segundo capítulo aborda uma revisão bibliográfica sobre os níveis de serviço em interseções e alguns modelos existentes para tomadas de decisão. No terceiro capítulo é tratado do procedimento metodológico de coleta e análise dos dados, sendo os resultados expostos no quarto capítulo. Por fim, no quinto capítulo são apontadas as considerações finais e recomendações para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica é separada em cinco seções. A primeira busca elencar os principais fatores que influenciam no tráfego de interseções, a segunda trata sobre os níveis de serviço e as metodologias para determinação do mesmo. A terceira seção tem o intuito de avaliar e classificar tipos de interseções em nível e seus elementos geométricos, na quarta seção são abordadas as características dos veículos brasileiros e sua operacionalidade. A quinta seção apresenta brevemente as ferramentas de análise de tráfego e do software utilizado. Por fim, na sexta seção são discutidos modelos para tomadas de decisão existentes.

### 2.1 FATORES DE TRÁFEGO

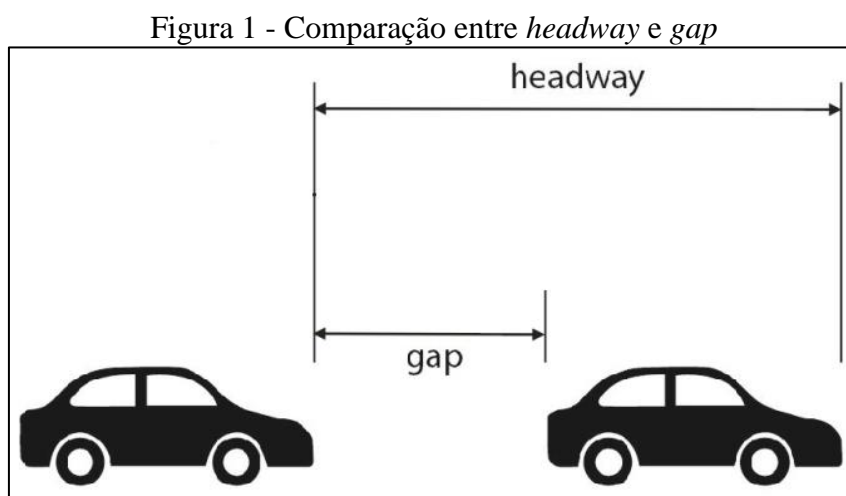
Os conceitos e as relações entre volume, velocidade e densidade estão entre os mais fundamentais na engenharia de transportes. Volume pode ser definido como o número total de veículos que passam por uma determinada seção da via, ou em uma determinada faixa durante um certo período (DNIT, 2006). O volume pode ser expresso em qualquer intervalo de tempo, entretanto, é usual trabalhar com volumes anuais, diários, horários ou sub horários (TRB, 2016).

O *Transportation Research Board* – TRB (2016), responsável pelo HCM, utiliza-se, na maioria dos procedimentos, a velocidade média de percurso, que é definida com base no tempo de viagem observado em uma extensão conhecida. A densidade é conceituada como o número de veículos que ocupam um dado comprimento de uma faixa em um determinado instante e é de difícil determinação em campo (DNIT, 2006; TRB, 2016), podendo ser calculada pela razão entre o fluxo e a velocidade.

Outros fatores são determinantes, principalmente, quando diz respeito a operação de veículos em interseções. O *headway* é definido como o intervalo de tempo entre duas passagens sucessivas de veículos, medido a partir do mesmo ponto em cada veículo, como por exemplo, o para-choque dianteiro. Descontando-se do *headway* o comprimento do veículo, resulta no comprimento intervalo de *gap* (AMBROS; KYSELÝ, 2016). A Figura 1 apresenta uma comparação entre *gap* e *headway*.

Os modelos baseados em distribuição de *headways* ou *gaps* são muito utilizados em simulações de tráfego, uma vez que conseguem descrever o comportamento de motoristas (CHEN et al., 2010). A aceitação ou não de um *gap* é um processo de tomada

de decisão de cada motorista e é influenciado pelo tipo do veículo. Além disso, dentro da mesma categoria de veículos existem variações na aceitação de *gaps*, o que está atrelado às variações que ocorrem ao levar em conta cada motorista em determinado veículo (MAHMASSANI; SHEFFI, 1981). Outras variáveis também são consideradas no processo de aceitação de *gaps*, tais como: as características geométricas e operacionais da interseção, as distâncias de visibilidade e o número de faixas na via principal (LUCAS, 1985; DEMARCHI, 1995).



Fonte: adaptado de Ambros e Kyselý (2016)

De acordo com o DNIT (2010), a participação de *Long Combination Vehicles* (LCV) na frota nacional é fundamental no dimensionamento de rodovias, principalmente no que tange interseções e acessos. Entretanto, estes veículos possuem características físicas e operacionais mais complexas, principalmente no que diz respeito às manobras de conversão, mudanças de velocidade e aceitação de *gaps*.

Os impactos dos LCV nas interseções ocorrem de duas maneiras: a primeira delas é que o cruzamento destes veículos, mais longos e mais pesados, requerem um *gap* maior do que os veículos menores, o que interfere diretamente no nível de serviço. A segunda é referente aos elementos geométricos, os quais devem ser dimensionados de forma a garantir a operacionalidade dos veículos de maior porte e a fluidez do tráfego (DEMARCHI, 1995).

Em contrapartida, os LCV possuem capacidade para transportar maiores volumes de carga com menores consumos de combustíveis, mostrando-se economicamente vantajosos. Além de haver uma frota crescente no Brasil, estes veículos são ambientalmente atrativos pois colaboram com a redução das emissões de dióxido de



carbono (BATKOVIC, 2016; LIU; CEBON, 2018; WALLIN; NILSSON, 2018; ISLAM et al., 2019).

Outro fator determinante na qualidade de operação em interseções é o percentual de movimentos de conversão. O percentual do tráfego que converge à esquerda ou à direita tem efeito significativo em modelos para determinação do tipo de interseção a ser adotada (FITZPATRICK et al., 2015; HAN et al., 2008, ELBERMAWY, 2004).

A distribuição do tráfego por faixa também tem influência na qualidade de operação, o DNIT (2005) e a *American Association of State Highway and Transportation Officials* – AASHTO (2011) orientam o planejamento de implantação de faixas de conversão à esquerda considerando o volume de tráfego que se aproxima pelo lado oposto.

## 2.2 NÍVEIS DE SERVIÇO

O conceito de nível de serviço foi introduzido na Edição de 1965 do HCM como um sistema de classificação para caracterizar a qualidade de operações tanto de rodovias como de interseções e, desde então, seu conceito permanece inalterado. Porém novas abordagens vêm sendo feitas com a inserção de diversas variáveis (ROESS et al., 2010).

Na Tabela 1 são apresentados os critérios para definição do nível de serviço de *Freeways* do *Highway Capacity Manual* – HCM (TRB, 2016), já na Tabela 2 são apresentados os critérios adotados pelo *Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen* – HBS (FGSV, 2015). É possível notar que em ambos a razão volume/capacidade (v/c) é um critério e, além deste, o HCM utiliza a densidade.

Tabela 1- Critérios para determinação do nível de serviço (HCM)

Nível de Serviço	Densidade (pc/mi/ln)
A	$\leq 11$
B	11 ~ 18
C	18 ~ 26
D	26 ~ 35
E	35 ~ 45
F	> 45 ou $V/C > 1,00$

Fonte: adaptado de TRB (2016)

Tabela 2 - Critérios para determinação do nível de serviço (HBS)

Nível de Serviço	V/C
A	$\leq 0,30$
B	$\leq 0,55$
C	$\leq 0,75$
D	$\leq 0,90$
E	$\leq 1,00$
F	$> 1,00$

Fonte: FGSV (2015) apud Wu e Lemke (2016)

Entretanto, para interseções, o principal critério utilizado pelo HCM (TRB, 2016) e pelo HBS (FGSV, 2015) é o tempo de atraso, com a unidade de segundos por veículo. Na Tabela 3, são apresentados os valores para cada nível de serviço. Ressalta-se que se a razão volume/capacidade for superior a 1,00, o nível de serviço será F, independentemente do valor de tempo de atraso.

O tempo de atraso é definido pelo HCM (TRB, 2016) como o somatório do tempo de atraso de veículos diminuindo a velocidade ao se aproximar de uma interseção, o tempo gasto em fila e o tempo necessário para os veículos acelerar até a velocidade desejada.

Um nível de serviço C, referente a um tempo de atraso máximo de 25s/veh, é considerado como aceitável, sendo que em atrasos acima deste podem justificar melhorias na interseção (NYAME-BAAFI et al., 2018; IVAN et al., 2009; HENRY et al., 1982). O fluxo do tráfego é considerado estável neste nível de serviço e inicia-se uma formação de retenções de veículos, porém com baixas durações e extensões. Além disso, o tempo de espera dos veículos da via secundária ficam sensíveis aos volumes de tráfego (SCHERER, 2014; TRB, 2010).

Tabela 3 - Critério para nível de serviço em interseções não-semaforizadas

Nível de Serviço	Tempo de Atraso (s/veh)	
	HCM (2016)	HBS (2015)
A	0 ~ 10	0 ~ 10
B	10 ~ 15	10 ~ 20
C	15 ~ 25	20 ~ 30
D	25 ~ 35	30 ~ 45
E	35 ~ 50	> 45
F	> 50	V/C > 1,0

Fonte: adaptado de TRB (2016) e FGSV (2015)

O grau de saturação (relação volume/capacidade) utilizado como limite pelo TRB (2016) e pelo FGSV (2015), tanto para vias como para interseções, é de 1,00, o que representa que a interseção ou a via está operando na sua máxima capacidade. Porém, Han et al. (2008) consideraram um grau de saturação máximo de 0,90 na elaboração de um modelo de tomada de decisão, pois acima disto afirmam que os tempos de atraso são significativamente afetados pelo período de análise.

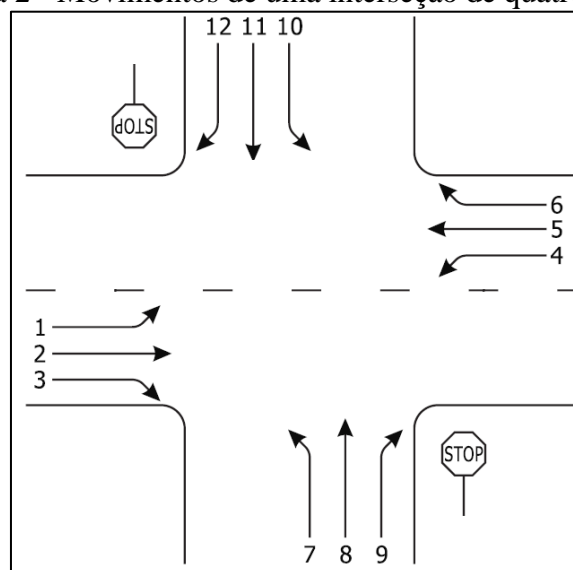
Quando o grau de saturação estiver abaixo de 0,85 indica que os veículos não estão experimentando significantes tempos de atraso e comprimentos de fila e quanto mais próximo a 1,00 mais chances de o tráfego se tornar instável. Para fins de projeto utiliza-se uma relação  $v/c$  entre 0,85 e 0,95 (LAYTON, 1996; GHANI et al., 2019). Ademais, outros autores também consideram valores nesta faixa. Husain et al. (2018) e Kirk et al. (2011), consideram 90% como limite, já Otkovic e Dadic (2009) consideram que a melhor operacionalidade é obtida com 85% de saturação.

O nível de serviço é determinado para cada movimento provindo da via secundária, bem como para movimentos de conversão à esquerda da via principal. O TRB (2016), recomenda não calcular o nível de serviço para a via principal e para a interseção como um todo, em virtude das seguintes razões:

- a) presume-se que os veículos da via principal experimentam um atraso igual a zero;
- b) a disparidade entre a quantidade de veículos em cada via distorce a média ponderadas dos movimentos;
- c) a distorção citada pode mascarar importantes deficiências nos demais movimentos.

O HCM traz uma metodologia para interseções do tipo *Two-Way Stop-Controlled* (TWSC) que pode ser aplicada a situações de interseções canalizadas. A prioridade de movimentos deste tipo de interseção deve ser identificada para as etapas de análise. Devido ao fato de a metodologia ser baseada na utilização prioritária dos *gaps*, é importante que os movimentos sejam ranqueados de acordo com a hierarquia. A Figura 2 mostra os movimentos possíveis em uma interseção de quatro ramos e o Quadro 1 apresenta a descrição de cada rank.

Figura 2 - Movimentos de uma interseção de quatro ramos



Fonte: adaptado de TRB (2016)

Quadro 1 - Ranks de movimentos

Rank	Movimentos
1	Tráfego passante pela via principal (2,4), conversão à direita a partir da via principal (3,6)
2	Conversões à esquerda e retornos a partir da via principal (1,4), conversões à direita para a via principal (9,12)
3	Tráfego passante pela via secundária (8,11).
4	Conversões à esquerda a partir da via secundária (7,10).

Fonte: adaptado de TRB (2016)

A primeira etapa consiste em levantar os volumes e com base nestes determinar os volumes conflitantes de cada movimento. Ainda, devem ser calculados os *headways* críticos para os movimentos 1, 4, 9, 12, 8, 11, 7 e 10. Para este cálculo levam-se em consideração um *headway* crítico base, fator de equivalência e percentual de veículos pesados, fator de ajustamento e percentual de greides, além de um fator de geometria caso a interseção tenha apenas três ramos.

Na segunda etapa são determinadas as capacidades potenciais de cada movimento, com base nos volumes conflitantes, *headways* críticos e percentual de tempo de viagem em pelotão na via principal. Calcula-se, então, a capacidade de movimento para cada movimento, seguindo a ordem dos ranks.

A terceira etapa visa fazer ajustes finais nas capacidades de faixas compartilhadas e/ou faixas separadas. No primeiro caso leva-se em conta os volumes e capacidades de cada movimento, no segundo são considerados os comprimentos médios de fila. Para estes ajustes, considera-se o tempo de atraso calculado para cada movimento. Por fim,

podem ser calculados o tempo de atraso médio para cada ramo e para a interseção como um todo, além do 95º percentil da fila.

A avaliação funcional de uma interseção é feita geralmente em função da capacidade, ou seja, relação entre volume e capacidade (grau de saturação), dos tempos de atraso dos movimentos e comprimentos de filas. Estes parâmetros são função do volume de tráfego, tipo de controle e geometria da interseção (YADAV; MARSANI, 2019).

Datta et al. (2021) buscaram avaliar níveis de serviço de treze interseções não-semaforizadas de três ou quatro ramos utilizando como variáveis de resposta os tempos de atraso e os graus de saturação. Em outra publicação de Datta et al. (2020), os autores utilizaram as mesmas interseções para estabelecer uma relação entre os tempos de atraso, os comprimentos de filas e os volumes conflitantes.

Wu e Brilon (2019) apresentam um novo modelo para determinação de atrasos em interseções não-semaforizadas. Tal modelo leva em consideração faixas compartilhadas de conversão à esquerda e pode ser incorporado no HCM e no HBS. O modelo foi baseado na analogia do sistema de filas e as métricas utilizadas foram o tempo de atraso e o número de espaços disponíveis na faixa compartilhada. A validação foi realizada por meio de microsimulação de uma interseção de três ramos por meio do software KNOSIMO, que segundo os autores já passou por diversas calibrações e é amplamente utilizado na Alemanha.

Prasetijo et al. (2016) mediram o nível de serviço de duas interseções não-semaforizadas de três ramos considerando o tempo de atraso e o tempo de ocupação. Os autores concluem que a utilização de faixas exclusivas de conversão é capaz de reduzir o tempo de atraso, entretanto faixas compartilhadas nem sempre melhoram o tráfego. Someswara et al. (2017) analisaram três interseções do mesmo tipo com os objetivos de analisar a capacidade de cada movimento pelo método do HCM e comparar com a aplicação de diferentes métodos de determinação de *gaps* críticos considerando tráfego heterogêneo. A avaliação dos níveis de serviço foi realizada por meio do tempo de atraso.

Nyame-Baafi et al. (2018) desenvolveram um modelo para determinação de volumes críticos para implantação de faixas de conversão à esquerda nas vias principal e secundária em interseções não-semaforizadas de três ramos. Neste estudo foram definidos como balizadores para os volumes, os tempos de atraso referentes ao nível de serviço C.

O estudo de Ghani et al. (2019) avaliou os níveis de serviço em rotatórias, onde o comportamento do tráfego é diferente de interseções com prioridade. Para tanto, os

autores utilizaram como resposta os tempos de atraso, graus de saturação e comprimentos de fila.

Alwani (2020) realizou um estudo de caso de uma interseção semaforizada de quatro ramos padrão com o objetivo de melhorar a capacidade e a operação de tráfego. Os dados foram coletados por vídeo e uma nova configuração de tempos de semáforo foi sugerida. O tempo de atraso foi adotado como variável de resposta. Tišljarić et al. (2018) utilizaram dados de GPS para analisar o nível de serviço de três interseções semaforizadas próximas a interconexões. Os autores usaram como medidas para o nível de serviço o comprimento de filas, além do tempo de atraso. Ma et al. (2017) também trabalharam com interseção semaforizadas utilizando tempo de atraso e comprimento de filas como métrica.

Em um trabalho similar a este, Han et al. (2008) desenvolveram uma ferramenta de tomada de decisão para determinar o tipo de interseção a ser empregado. O estudo foi realizado com base no modelo proposto pelo HCM (TRB, 2000) que relaciona volumes de tráfego das vias principais e secundárias com três tipos de interseção abordadas pelo manual: AWSC, TWSC e semaforizadas. Foram realizadas simulações por meio do software HCS considerando os volumes das vias principal e secundária e o percentual de conversões à esquerda. As variáveis de resposta adotadas foram o tempo de atraso e o grau de saturação, tal como recomenda o HCM.

Em outro estudo semelhante, Quan et al. (2011), utilizaram o software LISA+ para comparar interseções semaforizadas, não-semaforizadas e rotatórias. O trabalho foi conduzido variando demandas das vias principal e secundária e percentual de conversões à esquerda. Os autores adotaram como variável de resposta o tempo de atraso.

Nota-se, observando os trabalhos citados, que tempo de atraso é a métrica mais utilizada dentre as várias variáveis de resposta adotadas tanto para interseções não-semaforizadas como semaforizadas. Outras variáveis como o grau de saturação e o comprimento de filas também foram bastante empregadas.

### 2.3 INTERSEÇÕES EM NÍVEL NÃO-SEMAFORIZADAS

Segundo o DNIT (2005), as interseções podem ser classificadas em dois grandes grupos, em função do plano em que se realizam os movimentos de cruzamento: interseções em nível e interseções em níveis diferentes. Justifica-se a separação em níveis

no caso de a interseção se aproximar de sua capacidade (em torno de 90%), do alto volume de tráfego e/ou quando a velocidade da via for elevada.

Dentre as interseções em nível pode-se separá-las em função do número de ramos, em função do controle da sinalização (geralmente em vias urbanas há um controle semafórico, já em vias rurais o controle é feito por sinalizações verticais e horizontais) ou em função das soluções adotadas.

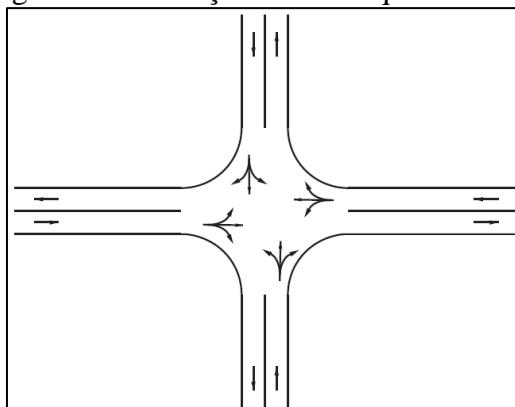
Conforme o *Highway Capacity Manual – HCM* (TRB, 2016), os cruzamentos dos veículos que se aproximam por via não-prioritária ou as conversões à esquerda de veículos de uma via principal são realizados no espaço de tempo entre um veículo e outro da via principal, denominados *gaps*. Nestes casos, o controle dos fluxos geralmente é realizado por meio de sinalizações de parada obrigatória e/ou dê a preferência.

### 2.3.1 Tipos de interseção em nível

No Brasil, o DNIT (2005) apresenta os diferentes tipos de interseções adotadas pela Vägverket (2002). O órgão sueco subdivide as interseções em sete tipos, designados de A até G, separados em dois grupos. O primeiro engloba interseções menores: interseção mínima (A), interseção tipo gota (B), interseção canalizada (C) e rótula urbana (G). O segundo é representado pelas interseções maiores: rótula (D), sinalizada por semáforos (E) e interconexões separadas por nível (F). Devido às delimitações deste trabalho, serão apresentadas na sequência apenas as interseções dos tipos A, B, C e D.

A solução mínima se caracteriza por não possuir nenhum tipo de controle especial, geralmente implantada onde os volumes são baixos. A Figura 3 mostra um exemplo desta interseção com quatro ramos.

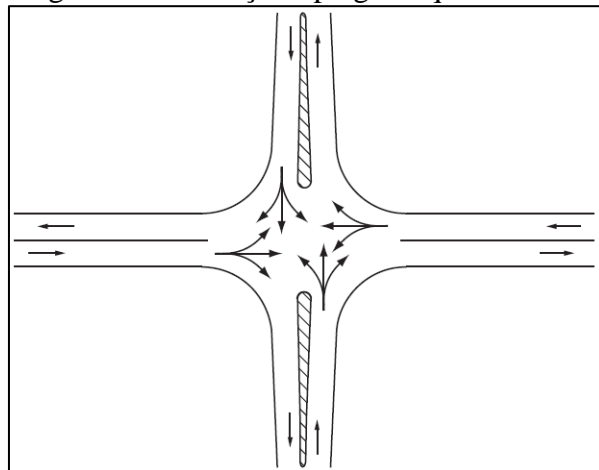
Figura 3 - Interseção mínima: quatro ramos



Fonte: AASHTO (2011)

Na interseção do tipo gota é incluída uma ilha direcional na via secundária, com o intuito de disciplinar movimentos de conversão e melhorar as condições de visibilidade. Na Figura 4 pode ser observada uma interseção tipo gota com quatro ramos.

Figura 4 - Interseção tipo gota: quatro ramos



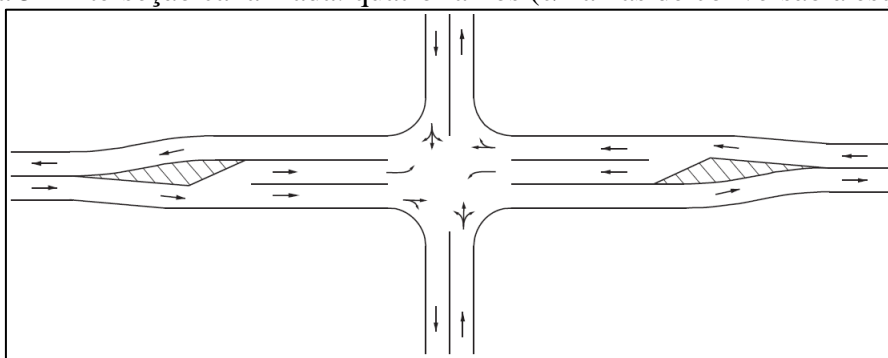
Fonte: AASHTO (2011)

Nas interseções canalizadas os movimentos do tráfego têm suas trajetórias definidas por meio de ilhas e sinalizações horizontais e verticais, minimizando os pontos de conflito. A Vägverket (2002) explica que uma das funções das canalizações é manter refugiados, em uma faixa de armazenagem, veículos que converterão à esquerda, diminuindo o risco de colisão traseira. A AASHTO (2011) coloca ainda faixas voltadas para a conversão à direita como uma forma de canalização, estas faixas geralmente estão associadas à mudança de velocidade.

A Figura 5 apresenta uma interseção canalizada de quatro ramos com uma faixa dedicada a conversões à esquerda e na Figura 6 é mostrada uma interseção também de quatro ramos, porém com faixas dedicadas a conversões à direita. É possível, também, combinar a utilização de faixas de conversão à esquerda e à direita no mesmo projeto de canalização, conforme apresentado na Figura 7, neste caso trata-se de uma pista com duas faixas por sentido na via principal.

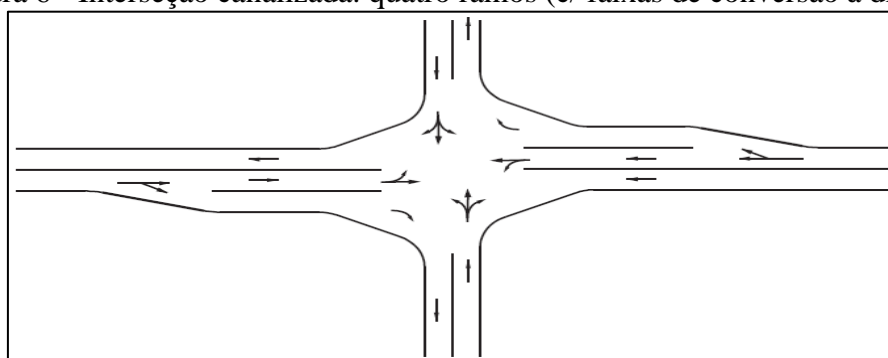


Figura 5 - Interseção canalizada: quatro ramos (c/ faixas de conversão à esquerda)



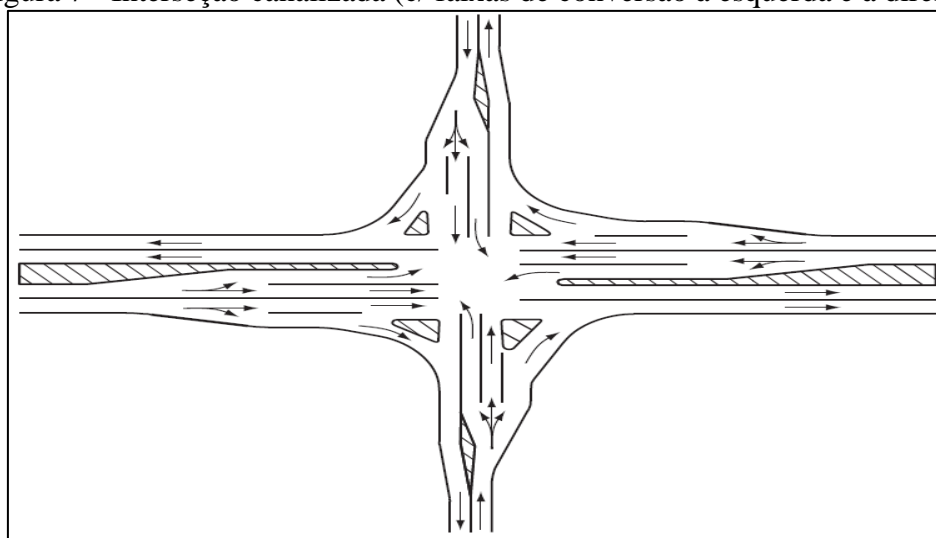
Fonte: AASHTO (2011)

Figura 6 - Interseção canalizada: quatro ramos (c/ faixas de conversão à direita)



Fonte: AASHTO (2011)

Figura 7 - Interseção canalizada (c/ faixas de conversão à esquerda e à direita)

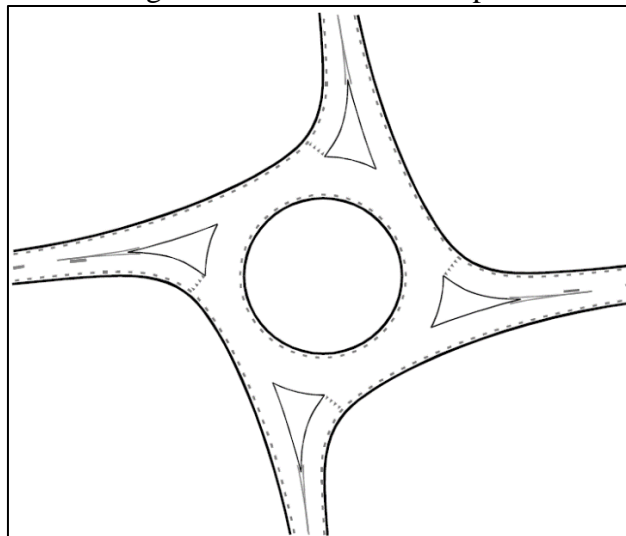


Fonte: AASHTO (2011)

A solução do tipo rotatória caracteriza-se pela existência de uma ilha central circular, em torno da qual o tráfego que se movimenta no sentido anti-horário tem preferência (conceito de rótula moderna). Rotatórias são indicadas quando as vias possuem volumes de tráfego semelhantes e utilização de rotatórias é relacionada à uma

maior segurança, em função da baixa velocidade no ponto de interseção (VÄGVERKET, 2002) e da menor incidência de acidentes graves (ELVIK, 2017). A menor incidência de acidentes em rotatórias em relação a outros tipos de interseções com prioridade, se dá devido a uma diminuição dos pontos de conflito (DNIT, 2005). Na Figura 8 é apresentada uma rotatória típica em uma via de pista simples.

Figura 8 - Rótula fechada típica



Fonte: Vägverket (2002)

### 2.3.2 Elementos geométricos

Durante o projeto de uma interseção é recomendado pela AASHTO (2011) que sejam considerados quatro elementos básicos: fatores humanos, variáveis de tráfego, elementos físicos e fatores econômicos. Com relação aos elementos físicos, o órgão destaca: os alinhamentos e greides, distâncias de visibilidade, raios e largura de ramos e faixas auxiliares.

Os alinhamentos e os greides devem permitir que os usuários reconheçam facilmente a configuração da interseção e os veículos presentes nela. Alinhamentos devem ser feitos em ângulos retos ou próximo para reduzir custos e diminuir a frequência de acidentes, já com relação aos greides, estes devem ser o mais plano possível. Problemas relacionados tanto aos greides quanto aos alinhamentos refletem em uma redução da visibilidade (AASHTO, 2011).

Interseções são caracterizadas por possuírem vários pontos potenciais de conflito entre veículos, é possível reduzir a probabilidade de ocorrência destes conflitos

fornecendo aos motoristas distâncias de visibilidade adequadas (AASHTO, 2011). Ao se aproximarem de uma interseção os motoristas devem se avistar mutuamente a tempo de evitar colisões (DNIT, 2005). A distância de visibilidade é composta por duas parcelas: a primeira é a distância referente ao tempo de percepção e reação do motorista e a segunda relativa à distância percorrida durante o processo de frenagem (NETO, 2007).

A determinação das larguras dos ramos e os raios de curvatura dos bordos devem ser feitos de modo a atender as necessidades dos veículos que utilizarão o local, além disto, à medida que se aumentam os raios dos bordos aumentam também os eventuais custos de desapropriação (DNIT, 2005). As concordâncias horizontais dos bordos podem ser feitas com curvas circulares simples, curvas com transição ou curvas compostas de três centros, recomenda-se a utilização da última em função da maior facilidade de marcação em campo e compatibilidade com veículos maiores (AASHTO, 2011). Embora haja tabelas de raios mínimos nas normas citadas ou mesmo modelos matemáticos que representem as trajetórias dos veículos, as simulações computacionais de movimentos têm sido amplamente utilizadas (DRAGČEVIĆ et al., 2008).

A AASHTO (2011) preconiza a utilização de faixas auxiliares para diminuição de conflitos em conversões à esquerda e/ou à direita e devem ser empregadas, especialmente, em vias de alta velocidade ou alto volume de tráfego. Estas faixas são subdivididas pelo DNIT (2005) em faixas de mudança de velocidade e faixas de giro à esquerda.

As faixas de mudança de velocidade têm por objetivo proporcionar o espaço adequado para que os motoristas possam realizar acelerações e desacelerações para minimizar interferências no fluxo da via principal e são empregadas, principalmente, em conversões à direita. Estas faixas possuem parte do comprimento com largura uniforme e parte com largura variável (*taper*) que podem variar de acordo com o greides das vias (DNIT, 2005).

A Tabela 4 apresenta valores de comprimento para faixas de desaceleração e a Tabela 5 refere-se ao comprimento de faixas de aceleração, ambas adotadas pelo DNIT (2005) para greides com rampas de até 2% de declividade. Já na Tabela 6 e na Tabela 7 são mostrados os valores para faixas de desaceleração e aceleração, respectivamente, adotadas pela AASHTO (2011).

Tabela 4 - Comprimentos de faixas de desaceleração (DNIT)

Vel. Diretriz (km/h)	Taper (m)	Comprimento da faixa de desaceleração, incluindo Taper (m)							
		Velocidade de segurança da curva de saída (km/h)							
		0	20	30	40	50	60	70	80
40	40	60	50	40	-	-	-	-	-
50	45	75	70	60	45	-	-	-	-
60	55	95	90	80	65	55	-	-	-
70	60	110	105	95	85	70	60	-	-
80	70	130	125	115	100	90	80	70	-
90	80	145	140	135	120	110	100	90	80
100	85	170	165	155	145	135	120	100	85
110	90	180	180	170	160	150	140	120	105
120	100	200	195	185	175	170	155	140	120

OBS: O comprimento mínimo da faixa de desaceleração será sempre o do taper.

Fonte: DNIT (2005)

Tabela 5 - Comprimentos de faixas de aceleração (DNIT)

Vel. Diretriz (km/h)	Taper (m)	Comprimento da faixa de aceleração, incluindo Taper (m)							
		Velocidade de segurança da curva de entrada (km/h)							
		0	20	30	40	50	60	70	80
40	40	60	50	40	-	-	-	-	-
50	45	90	70	60	45	-	-	-	-
60	55	130	110	100	70	55	-	-	-
70	60	180	150	140	120	90	60	-	-
80	70	230	210	200	180	140	100	70	-
90	80	280	250	240	220	190	140	100	80
100	85	340	310	290	280	240	200	170	110
110	90	390	360	350	320	290	250	200	160
120	100	430	400	390	360	330	290	240	200

OBS: O comprimento mínimo da faixa de desaceleração será sempre o do taper.

Fonte: DNIT (2005)

Tabela 6 - Comprimentos de faixas de desaceleração (AASHTO)

Vel. Diretriz (km/h)	Comprimento da faixa de desaceleração (m)							
	Velocidade na curva de saída (km/h)							
	0	20	30	40	50	60	70	80
50	75	70	60	45	-	-	-	-
60	95	90	80	65	55	-	-	-
70	110	105	95	85	70	60	-	-
80	130	125	115	100	90	80	70	-
90	145	140	135	120	110	100	90	80
100	170	165	155	145	135	120	100	85
110	180	180	170	160	150	140	120	105
120	200	195	185	175	170	155	140	120

Fonte: AASHTO (2011)

Tabela 7 - Comprimentos de faixas de aceleração (AASHTO)

Vel. Diretriz (km/h)	Comprimento da faixa de aceleração (m)							
	Velocidade na curva de entrada (km/h)							
	0	20	30	40	50	60	70	80
50	60	50	30	-	-	-	-	-
60	95	80	65	45	-	-	-	-
70	150	130	110	90	65	-	-	-
80	200	180	165	145	115	65	-	-
90	260	245	225	205	175	125	35	-
100	345	325	305	285	255	205	110	40
110	430	410	390	370	340	290	200	125
120	545	530	515	490	460	410	325	245

Fonte: AASHTO (2011)

Com relação às faixas de giro à esquerda, estas desempenham um papel tanto de faixa de desaceleração quanto de armazenagem de veículos que desejam realizar manobras de conversão à esquerda (DNIT, 2005). São usuais em vias que possuem alto volume de tráfego, onde os veículos que realizarão a manobra precisam parar até encontrar um *gap* adequado no sentido oposto (PLINE, 1996). A Tabela 8 apresenta uma orientação de volume para planejamento de faixas de conversão à esquerda conforme a AASHTO (2011).

Tabela 8 - Volumes para planejamento de faixas de conversão à esquerda

Volume lado oposto (veh/h)	Volume (veh/h)			
	Conversões à esquerda			
	5%	10%	20%	30%
Velocidade = 60 km/h				
800	330	240	180	160
600	410	305	225	200
400	510	380	275	245
200	640	470	350	305
100	720	515	390	340
Velocidade = 80 km/h				
800	280	210	165	135
600	350	260	195	170
400	430	320	240	210
200	550	400	300	270
100	615	445	335	295
Velocidade = 100 km/h				
800	230	170	125	115
600	290	210	160	140
400	365	270	200	175
200	450	330	250	215
100	505	370	275	240

Fonte: AASHTO (2011)

Bonneson et al. (2001) evidenciam o uso de faixas auxiliares como forma de melhorar a qualidade de operação do tráfego e a segurança de interseções. Segundo os autores, faixas de conversão separam efetivamente os veículos que seguem na via principal dos lentos ou parados que convergirão, minimizando o número de acidentes e atrasos na via principal. Como desvantagens são comentados os custos para implantação destas faixas que podem ser ainda mais elevados em áreas urbanas.

## 2.4 VEÍCULOS BRASILEIROS

As características físicas e operacionais dos veículos servem como base para projetos geométricos tanto de rodovias como de interseções. A AASHTO (2011) recomenda que os vários tipos e modelos de veículos sejam agrupados em classes com características similares e, dentro de cada classe, seja eleito o veículo com condições de operação mais críticas para representar aquele grupo, estes são denominados veículos de projeto.

Segundo o DNIT (2005), veículos com características de operação menos favoráveis do que as do veículo de projeto poderão circular na interseção, porém se sujeitando a características mínimas de dirigibilidade e conforto. Na concepção do projeto geométrico, o projetista deve prever o volume de veículos de cada classe para determinar qual veículo de projeto será utilizado.

Na Tabela 9, estão dispostos os veículos de projeto do “Manual de Interseções” (DNIT, 2005). Percebe-se que o “Manual de Interseções” (DNIT, 2005) não abrange veículos maiores do que 19,80 metros, ou seja, os LCV não são abarcados por elas. O “Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas” (DNIT, 2010), não é voltado especificamente para interseções, porém já apresenta LCV como veículos de projeto, os mesmos são mostrados na Tabela 10.

Tabela 9 - Veículos de projeto (DNIT, 2005)

Veículo	Comprimento (m)	Largura (m)
Veículos leves	5,80	2,10
Caminhões e ônibus convencionais	9,10	2,60
Caminhões e ônibus longos	12,20	2,60
Semirreboques	16,80	2,60
Reboques	19,80	2,60

Fonte: Adaptado de DNIT (2005)

Tabela 10 - Veículos de projeto (DNIT, 2010)

Veículo	Comprimento (m)	Largura (m)
Veículo leve	5,80	2,10
Caminhões e ônibus convencionais	9,10	2,60
Ônibus urbanos longos	12,20	2,60
Ônibus rodoviário	14,00	2,60
Carreta (5 eixos)	18,60	2,60
Bitrem de 7 eixos	19,80	2,60
Cegonheiro (4 eixos)	22,40	2,60
Bitrem de 9 eixos	25,00	2,60
Bitrem longo/Rodotrem/(Treminhão)	30,00	2,60

Fonte: Adaptado de DNIT (2010)

#### 2.4.1 Legislação brasileira pertinente a dimensões de veículos

A modificação das características dos veículos de carga realizadas pela indústria automotiva se deu de modo a adequar estes veículos para uma maior capacidade de transporte. Tais características englobam aumento do comprimento, da altura e do número de eixos (NETO, 2007). No Brasil, a Resolução N° 631/84 do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN, 1984) libera, mediante Autorização Especial de Trânsito (AET), a circulação de veículos de até 30,00 metros de comprimento e peso bruto total combinado de 74 toneladas. Veículos de carga com comprimento de até 19,80 metros não necessitam de AET e são classificados como *Combination Vehicles* (CV), já os de maior comprimento podem ser definidos como *Long Combination Vehicles* (RUSSO; WIDMER, 1995).

Desde a década de 1980, se observa um aumento na circulação de LCV e um número crescente de empresas solicitando autorização para operar com estes veículos (RUSSO, 1995). Além disso, Widmer (2002) afirma que a pressão por veículos de maior porte partiu dos segmentos de transportes de cargas a granel sólido e líquido, visando reduzir os custos de transporte. Segundo o Guia do TRC (2020), em março de 2020 o DNIT bateu recorde na emissão de AET.

A Resolução N° 12/98 do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN, 1998a), estabeleceu os limites para dimensões e os pesos dos veículos em trânsito livre. O Peso Bruto Total Combinado (PBTC) definido foi de 45 toneladas. Com relação às dimensões, a altura máxima prevista foi de 4,40 metros, a largura máxima de 2,60 metros e o comprimento total do veículo conforme a seguir:

- a) veículos simples: 14,00 metros;

- b) veículos articulados: 18,15 metros;
- c) veículos com reboque: 19,80 metros.

A Resolução 68/98 (CONTRAN, 1998b) determinou que estes veículos circulem apenas do amanhecer ao pôr-do-sol, com uma velocidade máxima de 80km/h. Além disso, a mesma Resolução dispensou a necessidade de AET para veículos com PBTC entre 45 e 57 toneladas, desde que cumprissem, entre outros, os seguintes requisitos:

- a) comprimento entre 17,50 e 19,80 metros;
- b) número máximo de 7 eixos;
- c) acoplamento com pino rei e quinta roda;
- d) unidade tratora do tipo cavalo mecânico.

As Resoluções 663/17 (CONTRAN, 2017) e 640/16 (CONTRAN, 2016), liberaram a circulação de veículos com PBTC entre 74 e 91 toneladas, com comprimento entre 28,00 e 30,00 metros. Entretanto, a Deliberação 172/18 (CONTRAN, 2018) suspende temporariamente as Resoluções em função de ações judiciais.

Nota-se, portanto, que há uma tendência de aumento das dimensões e capacidade dos veículos de carga brasileiros, sendo que a legislação vem acompanhando este crescimento, tendência apontada pelo DNIT (2005).

#### **2.4.2 Características físicas e operacionais**

Além do comprimento, da largura e do PBTC, Demarchi (1995) destaca outros aspectos físicos que podem influenciar na operação de veículos em interseções, tais como: a relação entre potência e peso dos veículos e a altura do ponto de visão do motorista. Segundo o autor, a relação potência/peso influi na aceleração do veículo no tempo demandado para o cruzamento da via. Este parâmetro define o tempo de obstrução da via principal e é utilizado no cálculo da distância de visibilidade de interseções em nível. A altura do ponto de vista do motorista também é determinante na distância de visibilidade e influencia principalmente quando a interseção se situa em uma curva vertical convexa da via principal.

Ademais destas características físicas, aspectos operacionais podem influenciar na trajetória de veículos e, por consequência, no dimensionamento de elementos



geométricos. A AASHTO (2011) cita alguns destes aspectos, que são mostrados no Quadro 2.

Quadro 2 - Aspectos operacionais de veículos

Aspecto	Descrição
<i>Curb-to-curb turning radius</i> Raio de giro de meio-fio a meio-fio	Trajatória do pneu externo frontal formando um arco circular.
<i>Overhang</i> Saliência	Arco circular formado pela trajetória do balanço dianteiro.
<i>Centerline turning radius</i> Raio de giro da linha central	Raio de giro da linha central do eixo dianteiro do veículo quando seu volante está em sua posição máxima.
<i>Steering angle</i> Ângulo de direção	Ângulo em que as rodas são giradas pelo volante. Este ângulo, quando máximo, controla o raio de giro mínimo.
<i>Articulating angle</i> Ângulo de articulação	Ângulo formado pela unidade tratora e suas unidades adjacentes.

Fonte: Adaptado de AASHTO (2011)

Quando veículos articulados realizam movimentos de conversão, a trajetória das rodas traseiras não segue o mesmo caminho das rodas dianteiras, este fenômeno é definido como *offtracking* (arraste). Este, por sua vez, depende diretamente da distância entre os eixos dos veículos e do número de articulações (COSTA, 1997; FRIEDRICH et al., 2014). Este fenômeno pode ser desprezado no caso de veículos não articulados (HARWOOD et al., 2003; PECCHINI; GIULIANI, 2013).

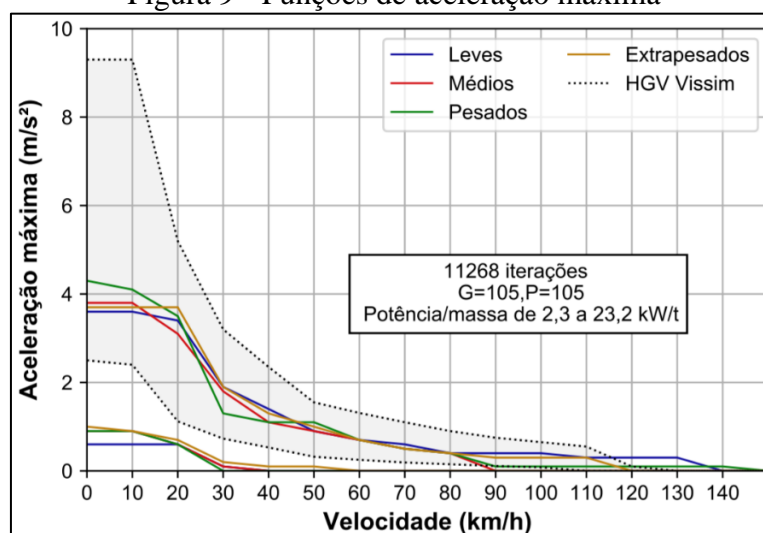
A soma do *offtracking* com a largura do veículo resulta no *swept path* (AASHTO, 2011). O *swept path* (caminho de varredura) pode ser definido como a maior largura entre as trajetórias mais externa e mais interna do veículo e, caso esta largura for maior do que a largura da faixa, os veículos podem colidir com objetos adjacentes ou outros veículos (MOON, et al., 2009; KATI, 2013).

A aceleração faz com que um veículo, dentro de uma corrente de tráfego, tenha uma maior capacidade de manobra. Veículos leves em trechos em nível a uma velocidade de 65km/h alcançam valores entre 1,4 e 1,8 m/s<sup>2</sup>, já veículos articulados e mais pesados não ultrapassam 0,9 m/s<sup>2</sup> nas mesmas condições. A desaceleração é função da massa do veículo e do coeficiente de atrito entre o pneu e o pavimento. A frenagem de emergência com travamento das rodas, alcança um valor de 8,0 m/s<sup>2</sup>, entretanto, cerca de 90% dos motoristas desaceleram a uma taxa de 3,5 m/s<sup>2</sup>, valor considerado confortável ao condutor que pode ser usado como parâmetros para projetos (DNIT, 2005).

Carvalho e Setti (2019) apresentam uma calibração das distribuições de aceleração para os mesmos veículos brasileiros classificados por Cunha et al. (2008). A amostragem de caminhões avaliada pelos autores implicou em relações de potência/massa fora dos limites do VISSIM, portanto optaram por modificar estes limites para 2,3 e 23,2 kW/ton.

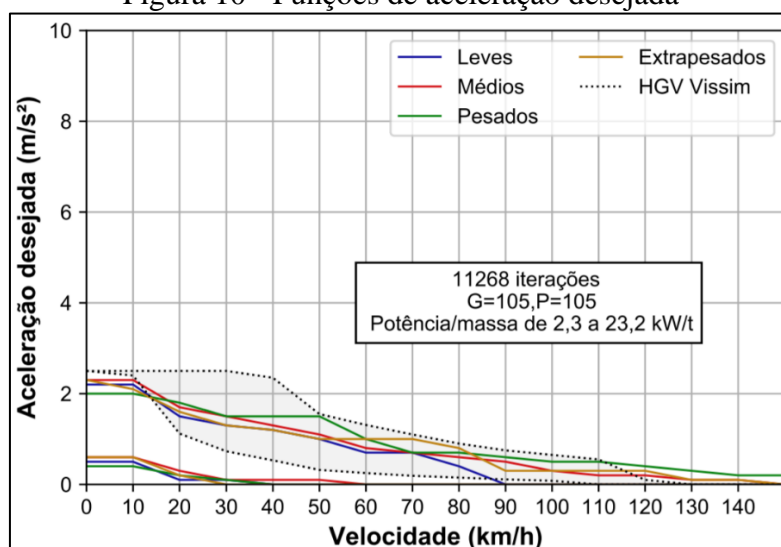
Os resultados obtidos pelos autores foram utilizados para calibração do software. Na Figura 9 são apresentadas as curvas de aceleração máxima, já na Figura 10 as curvas representam a aceleração desejada. Nas figuras são exibidas também as curvas padrão do VISSIM. Para o veículo LCV utilizou-se as mesmas curvas do modelo Extrapesado.

Figura 9 - Funções de aceleração máxima



Fonte: Carvalho e Setti (2019)

Figura 10 - Funções de aceleração desejada



Fonte: Carvalho e Setti (2019)

O DNIT (2005, 2010) elenca alguns aspectos dos veículos e os relaciona com o dimensionamento dos elementos geométricos, mostrados no Quadro 3. Além dos dispostos no referido quadro, o órgão cita outras características influentes e de difícil determinação, tais como: sensibilidade das rodas dianteiras ao giro do volante, sistema de suspensão, altura dos faróis, etc.

Quadro 3 - Características de veículos que influenciam no projeto geométrico

Característica do veículo	Interferência nos elementos geométricos
Largura	Largura das faixas, acostamentos e ramos.
Comprimento	Extensão das faixas de armazenagem.
Altura	Gabaritos verticais.
Distância entre eixos	Superlarguras, larguras dos ramos e raios mínimos internos.
Relação potência/peso	Rampas máximas admissíveis e faixas de mudança de velocidade.

Fonte: Adaptado de DNIT (2005, 2010)

A abordagem comum para avaliar o desempenho de interseções não semaforizadas é o modelo de aceitação de *gaps*, este modelo é um processo de decisão do motorista, que escolhe o momento mais oportuno em que irá realizar a manobra (PRASETIJO, et al., 2016). A formação de filas nas aproximações das vias secundárias é altamente influenciada pela aceitação dos *gaps* (ARAUJO; NETO, 2018).

Este processo de decisão varia de acordo com diversos fatores, entre eles estão o tipo de manobra a ser realizada, o fluxo da via principal, a distância de visibilidade, o comportamento do motorista, considerando sua percepção, agressividade, tempo de reação e nível de atenção, entre outros (ELEFTERIADOU, 2014; DUTTA; AHMED, 2017). Veículos de carga, necessitam de um *gap* maior para realizar suas manobras do que veículos de passeio, isto se dá por conta do seu maior comprimento, maior PBTC, menor aceleração e relações potência/peso mais baixas (DEMARCHI; SETTI, 1997).

## 2.5 FERRAMENTAS DE ANÁLISE DE TRÁFEGO

Ferramentas para análise de tráfego são relevantes no aprimoramento processo de tomada de decisão em projetos de transporte e na monitoração do desempenho do trânsito. Estas ferramentas podem incluir procedimentos, metodologias e softwares (*Federal Highway Administration – FHWA, 2004*).

Fert (2017) apresenta uma relação de ferramentas de análise de tráfego utilizadas em interseções com base na abordagem. A autora observa que ferramentas de microsimulação tem uma maior flexibilidade quando da modelagem de interseções além de fornecer alto nível de detalhamento. A Tabela 11 apresenta as referidas ferramentas e abordagens.

Tabela 11 - Ferramentas de tráfego utilizadas em interseções

Ferramenta	Abordagem
Sidra Intersection	Analítica
HCS 2000	Analítica
HCM 2000 e HCM 2010	Analítica
VISSIM	Simulação Microscópica
Paramics	Simulação Microscópica
SimTraffic	Simulação Microscópica
Aimsun	Simulação Microscópica
Rodel	Analítica

Fonte: Fert (2017)

### 2.5.1 Software VISSIM

Esta seção aborda em específico o software de análise de tráfego utilizado neste trabalho: *Verkehr In Städten - SIMulationsmodell* (VISSIM) da empresa *Planung Transport Verkehr* (PTV). Trata-se de um software simulação microscópica que considera um modelo de fluxo de tráfego estocástico, baseado em passos no tempo (para este trabalho foi utilizado o valor padrão de 10 passos por segundo) que considera a unidade veículo-motorista como uma unidade básica (PTV, 2020).

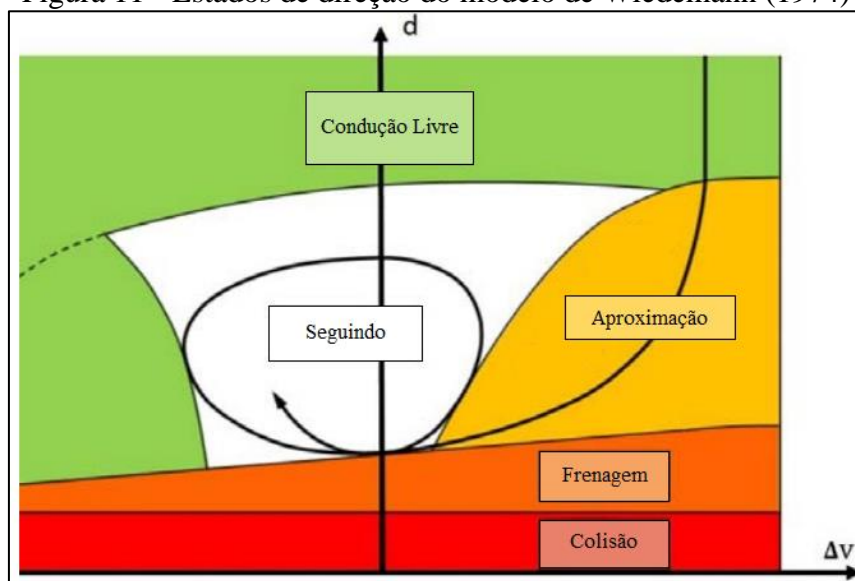
O modelo citado é baseado em um modelo de percepção psicofísico de movimentação de veículos baseados em regras de movimento longitudinal e lateral de veículos (PTV, 2020). Os algoritmos foram implementados com base nos trabalhos de pesquisa de Wiedemann (1974, 1991), estes modelos assumem que existem quatro diferentes estados de direção, sendo eles:

- a) *Free driving* (condução livre): onde não é observada a influência de outros veículos e o motorista manterá uma velocidade que oscilará, devido à imprecisão do acelerador, próxima à velocidade desejada;
- b) *Approaching* (aproximação): em que o condutor reduz sua velocidade gradativamente devido à redução de velocidade do veículo que o precede de modo a atingir uma distância de segurança;

- c) *Following* (seguindo): o motorista segue o veículo da frente sem acelerar ou desacelerar com uma distância quase constante, neste caso a diferença de velocidade entre os veículos é próxima a zero;
- d) *Braking* (frenagem): onde o condutor obriga-se a aplicar desaceleração médias e altas devido ao veículo anterior mudar abruptamente de velocidade ou quando um terceiro veículo mudar de faixa e se posicionar entre os dois.

Na Figura 11 é apresentado o modelo de Wiedemann (1974) que mostra os quatro estados de direção. No eixo horizontal a aceleração é determinada principalmente pela diferença de velocidades e o eixo vertical representa a distância/*headway* entre um veículo e outro. A área dentro da espiral refere-se às reações inconscientes do condutor.

Figura 11 - Estados de direção do modelo de Wiedemann (1974)



Fonte: adaptado de Wiedemann (1974) apud Motamedidehkordi et al. (2016)

Existem diversos estudos comparativos entre softwares de microsimulação ou entre microssimuladores e abordagens analíticas. Como, por exemplo, o trabalho de Espada et al. (2010), que compararam os softwares VISSIM e SIDRA considerando tempo de atraso, consumo de combustível e emissões. Os autores concluíram que de modo geral não havia diferença significativa entre os tempos de atraso, porém não havia disponíveis dados de campo para comparação. Além disso, foi observado que o VISSIM levou de três a cinco vezes mais o tempo de construção e execução dos cenários frente ao SIDRA.

O estudo de Tianzi et al. (2013) que apresentou um estudo comparativo também entre o VISSIM e o SIDRA com o objetivo de comparar o erro de saída e a facilidade de operação dos programas. Ao comparar os resultados com valores reais medidos, foi observado que o software VISSIM possui mais precisão, porém assim como concluído por Espada et al. (2010), a simplicidade em operar o SIDRA é maior.

Menendez et al. (2022) aplicaram testes estatísticos ANOVA e Mann-Whitney para comparar os softwares VISSIM, Simtraffic e o método manual de Webster. Pôde-se concluir que os softwares retratam melhor a realidade do tráfego frente ao método manual, além disso foi observado que a recorrência de diferenças estatisticamente significativas foi maior na variável tempo de atraso do que no comprimento de filas. Inferindo-se que não são todas as variáveis que variam conforme o simulador de tráfego.

## 2.6 MODELOS DE TOMADA DE DECISÃO

Não existem critérios generalizados para a definição do tipo de interseção em cada situação, segundo o DNIT (2005), principalmente porque esta escolha é um problema complexo que envolve aspectos econômicos, diferentes tipos de veículos, volumes de tráfego, topografia e, principalmente, o grau de aleatoriedade na distribuição do tráfego. Além disso, existem estudos sobre o tema em outros países que possuem caráter local.

Fitzpatrick et al. (2015), com o objetivo de desenvolver critérios e material de suporte para determinação do tipo de interseção em nível não-semaforizadas citam os seguintes elementos como fundamentais: classificação funcional das vias, volume de tráfego no horário de pico, históricos de acidentes, distância de visibilidade e geometria da interseção. A Vägverket (2002), propõe um método para definição do tipo de interseção a ser escolhido em função do número de acidentes e feridos, velocidade diretriz, volume de veículos das vias, composição do tráfego e custos.

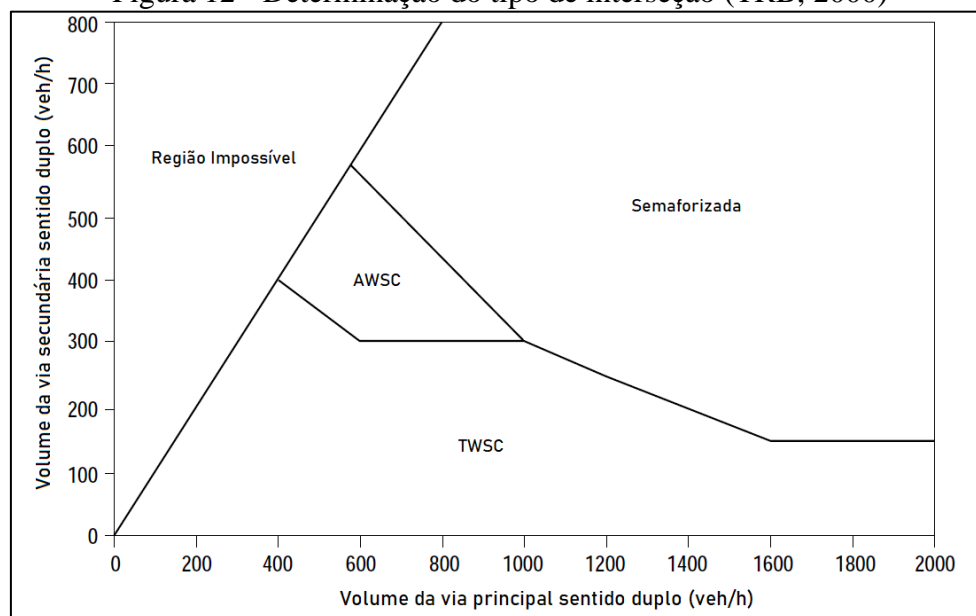
Baseado no *Traffic Control Device Handbook* (FHWA, 1983), o HCM (TRB, 2000) estabelece relações entre o volume dos horários de pico de cada via para determinação do tipo de interseção a ser adotado, conforme mostrado na Figura 12. A região a esquerda na figura representa situações inexistentes onde a via secundária possui maior volume de tráfego que a principal, as demais áreas são definidas conforme a descrição a seguir:

- a) *Traffic Signal Control*: situação em que o controle de tráfego é feito por meio de sinalização semafórica;

- b) *All-way Stop Control (AWSC)*: os motoristas de qualquer aproximação devem parar;
- c) *Two-way Stop Control (TWSC)*: apenas os motoristas que se aproximam pela via secundária devem parar.

Cabe ressaltar que no Brasil a interseção tipo AWSC não é aplicável e que o próprio TRB (2000) aponta que em todas as situações a rotatória deve ser considerada como uma opção.

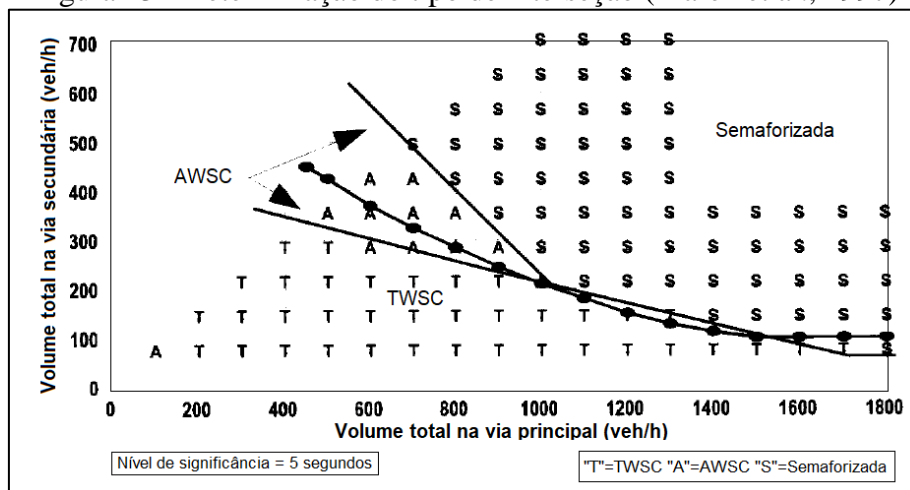
Figura 12 - Determinação do tipo de interseção (TRB, 2000)



Fonte: adaptado de TRB (2000)

Com o objetivo de elaborar um guia prático para tomada de decisão por profissionais, Marek et al. (1997) utilizaram o software *Traffix* para avaliar interseções TWSC, AWSC e Semaforizada. Os autores levaram em conta o tempo de atraso e o comprimento de filas, além de utilizar percentuais de conversões entre 10 e 40% de forma balanceada e desbalanceada. A Figura 13 apresenta o resultado obtido considerando um nível de significância de 5%. Por fim, sugerem que sejam avaliadas situações com variação do número de faixas e diferentes distribuições de tráfego por faixa.

Figura 13 - Determinação do tipo de interseção (Marek et al., 1997)

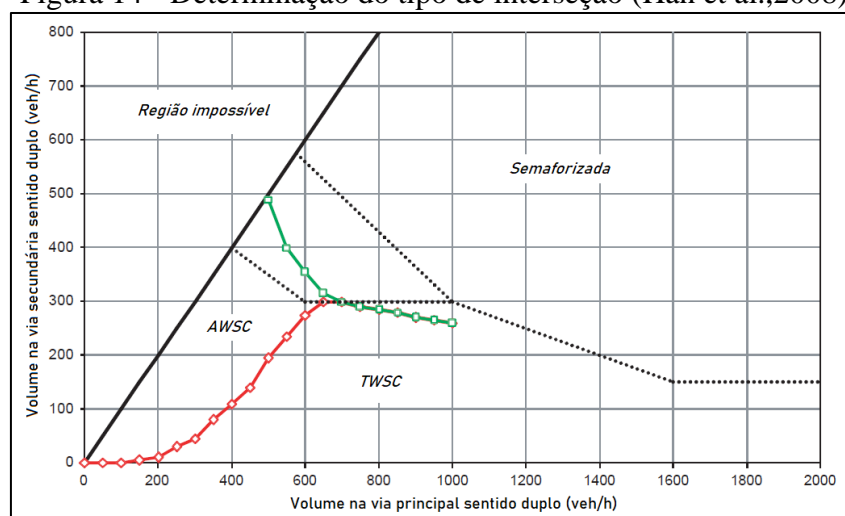


Fonte: adaptado de Marek et al. (1997)

Han et al. (2008) propõem uma adaptação da figura do TRB (2000) apresentada considerando as mesmas interseções e percentuais de conversão de 0 a 20%. A metodologia consistiu na determinação dos tempos de atraso, por meio do software HCS. A Figura 14, apresenta a solução para um percentual de conversões à esquerda de 20%. Já a Figura 15 mostra as isolinhas de tempo de atraso obtidas para o mesmo percentual.

Os autores ainda sugerem que seja realizada uma análise de sensibilidade, pois pode haver regiões que se sobreponham, podendo ser admitido mais de um tipo de interseção com pouca variação nos tempos de atraso e, que sejam considerados outros fatores, tais como: percentual de veículos pesados, otimização de tempos de semáforo e outros tipos de interseção.

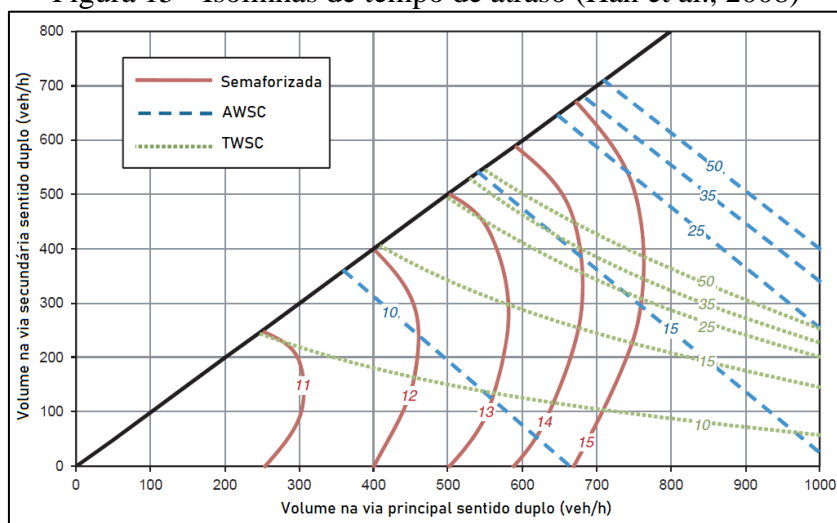
Figura 14 - Determinação do tipo de interseção (Han et al., 2008)



Fonte: adaptado de Han et al. (2008)



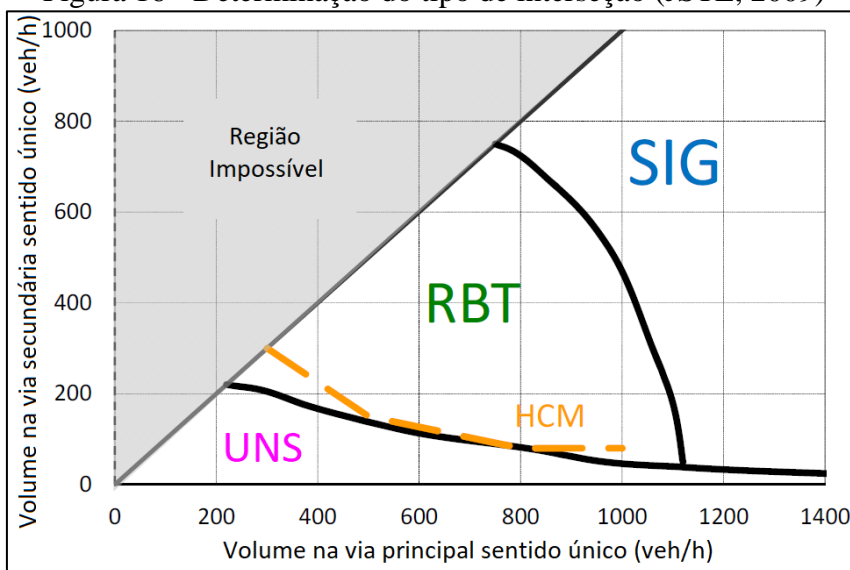
Figura 15 - Isolinhas de tempo de atraso (Han et al., 2008)



Fonte: adaptado de Han et al. (2008)

Yoshioka et al. (2008), compararam interseções planas do tipo TWSC, Rotatória e Semaforizada, avaliando a performance com base no tempo de atraso e impacto ambiental. A Figura 16 apresenta o resultado alcançado que é utilizado pela *Japan Society of Traffic Engineers* (JSTE), que foi incorporado no “Guia de planejamento e projeto de rotatórias” (JSTE, 2009) e no “Manual japonês de rotatórias” (JSTE, 2016). Importante observar que diferentemente dos estudos anteriormente citados, o volume refere-se a apenas uma das pistas da via.

Figura 16 - Determinação do tipo de interseção (JSTE, 2009)



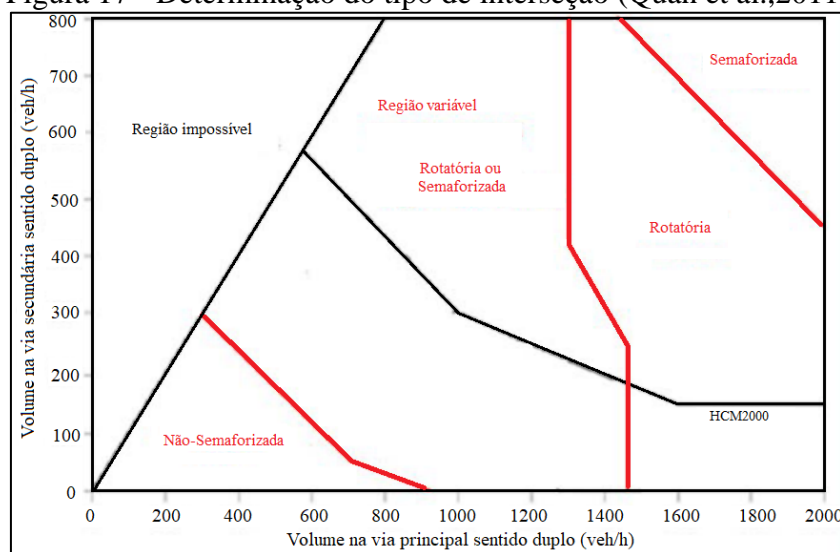
Fonte: adaptado de JSTE (2009)

Quan et al. (2011) optaram por trabalhar com interseções semaforizadas, rotatórias e TWSC, considerando percentuais de conversão à esquerda entre 5 e 20%. Por meio do Software LISA+ foram determinados os tempos de atraso em cada caso avaliado.

Os autores concluem que volumes balanceados entre a via principal e secundária indicam rotatória como a melhor opção somente quando o tráfego é baixo ou médio. Quando o volume for desbalanceado e houver menor volume na via secundária interseções não-semaforizadas são ideias. E se o volume for elevado nas duas vias prioriza-se a semaforização. É sugerido que se façam avaliações com volumes que excedam os pesquisados no trabalho.

Na Figura 17 é apresentado o resultado obtido por Quan et al. (2011) onde é possível notar uma área mista que interseções semaforizadas e rotatórias são equivalentes em termos de nível de serviço A ou B. Ademais, a linha referente ao HCM2000 condiz com a apresentada como limite para implantação de controle por semáforos na Figura 12.

Figura 17 - Determinação do tipo de interseção (Quan et al.,2011)



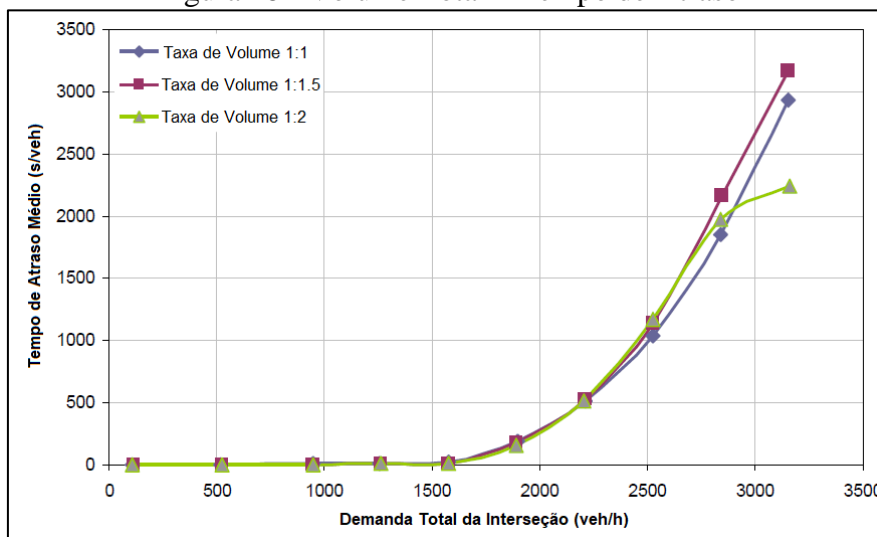
Fonte: adaptado de Quan et al. (2011)

O objetivo de Ranjitkar et al. (2014) foi comparar a eficiência operacional de interseções TWSC, semaforizada e rotatória, avaliando-as com base em tempo de atraso, capacidade e total de emissões. Foram considerados de 10 a 30% de conversões em cenários balanceados e não balanceados e, além disto, os autores levaram em conta uma proporção de 10% de veículos pesados.

Os dados foram obtidos por meio do software SIDRA e os resultados obtidos para interseções TWSC são mostrados na Figura 18 onde os tempos de atraso são plotados

pelo volume total da interseção. Também é possível notar as diferentes razões de volumes da via principal pela secundária.

Figura 18 - Volume Total x Tempo de Atraso



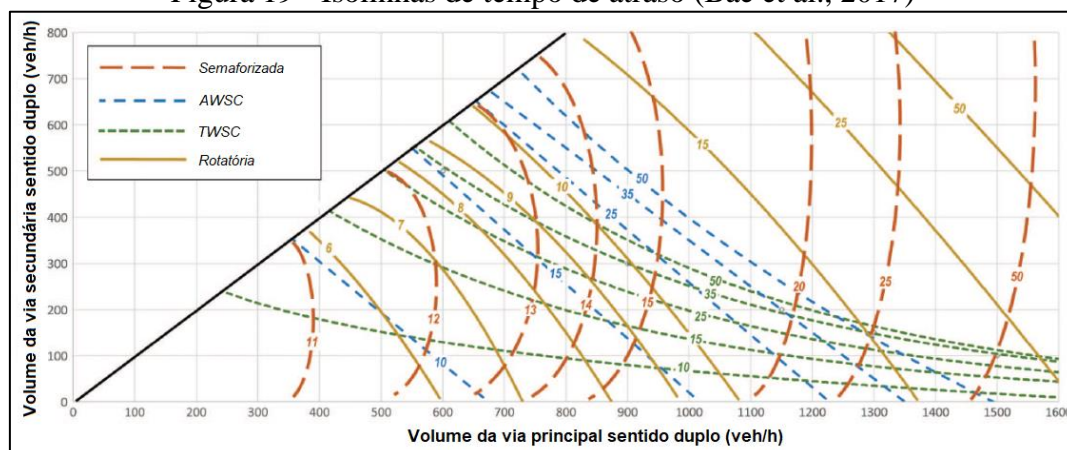
Fonte: adaptado de Ranjitkar et al. (2014)

Bae et al. (2017) trabalharam com áreas cinzentas como uma ferramenta complementar às apresentadas anteriormente, os mesmos definem áreas cinzentas como uma região entre um delimitante de tipo de interseção e outro. Foram utilizados os mesmos percentuais de conversão e volumes de tráfego Han et al. (2008), entretanto, contemplando uma rotatória no trabalho.

A Figura 19 mostra as isolinhas de tempo de atraso obtidas pelos autores para um percentual de conversões de 20%, onde nota-se uma similaridade à Figura 15. Já na Figura 20 são apresentados tempos de atraso dentro das áreas cinzentas, onde as letras maiúsculas indicam os níveis de serviço de cada tipo de interseção e as linhas tracejadas representam uma variação de 0 a 5 segundos no tempo de atraso entre dois delimitantes.

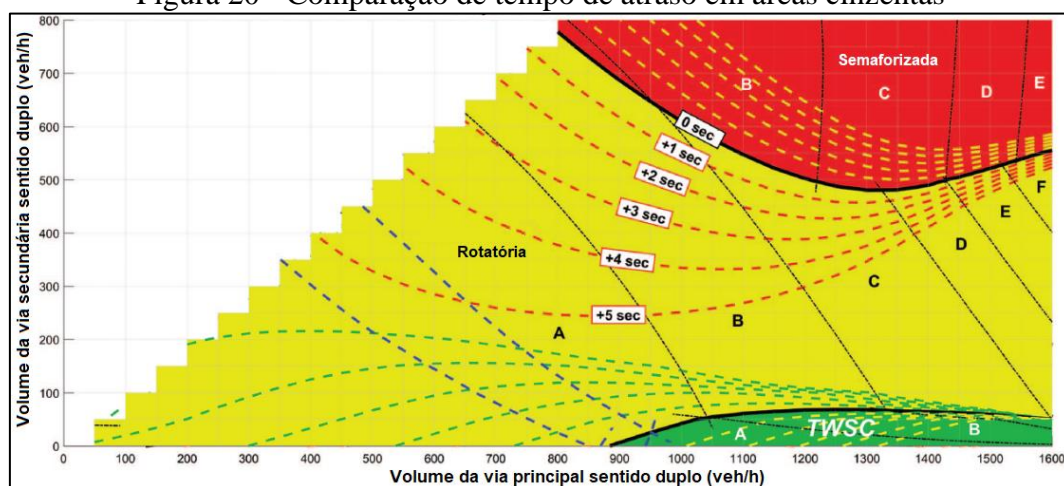
É sugerido por Bae et al. (2017) que sejam estudados diferentes tipos de configuração de interseção, variadas distribuições de tráfego por pista, além de levar em conta a presença de pedestres e ciclistas.

Figura 19 - Isolinhas de tempo de atraso (Bae et al., 2017)



Fonte: adaptado de Bae et al. (2017)

Figura 20 - Comparação de tempo de atraso em áreas cinzentas

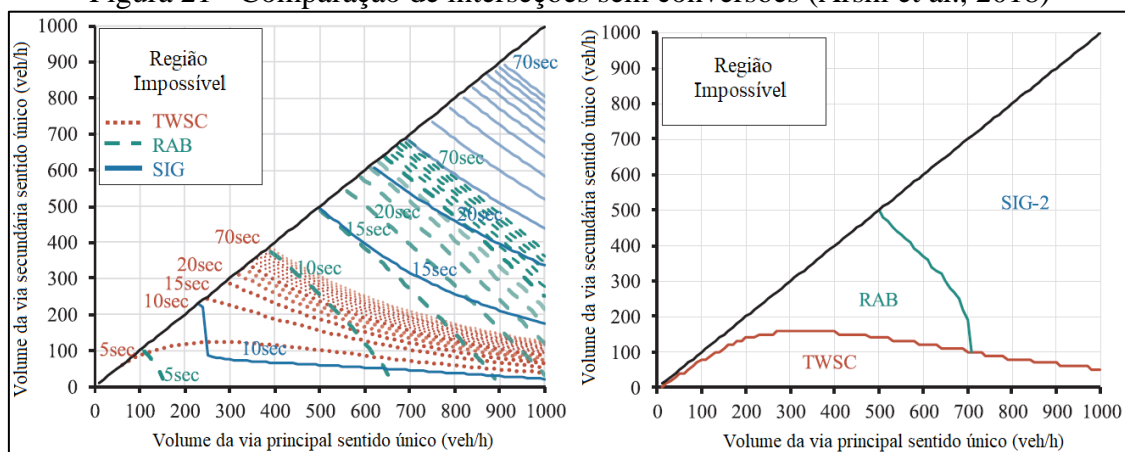


Fonte: adaptado de Bae et al. (2017)

O estudo comparativo da performance operacional de interseções TWSC, Rotatória e Semaforização de Arshi et al. (2018) leva em conta o tempo de atraso combinado ao fluxo de pedestres. Foram avaliados percentuais de conversão entre 0 e 40% com e sem balanceamento e não foram considerados veículos pesados. Os volumes de tráfego apresentados são referentes à apenas uma das pistas da via, assim como no trabalho de Yoshioka et al. (2008).

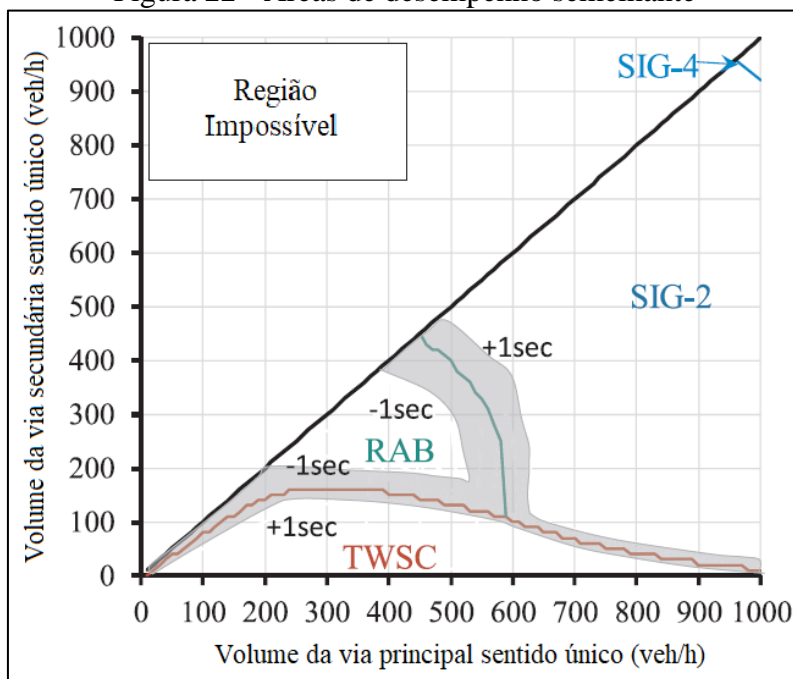
Como resultado tem-se o gráfico de isolinhas de tempo de atraso e a comparação entre as interseções apresentado na Figura 21, que se refere a um percentual de conversões de 0%. A Figura 22 apresenta margens absolutas de  $\pm 1$  segundo de atraso, onde a área cinzenta significa que as interseções possuem um desempenho semelhante naquela região. A Figura 22 condiz com percentual de conversões balanceado igual a 20%.

Figura 21 - Comparação de interseções sem conversões (Arshi et al., 2018)



Fonte: adaptado de Arshi et al. (2018)

Figura 22 - Áreas de desempenho semelhante

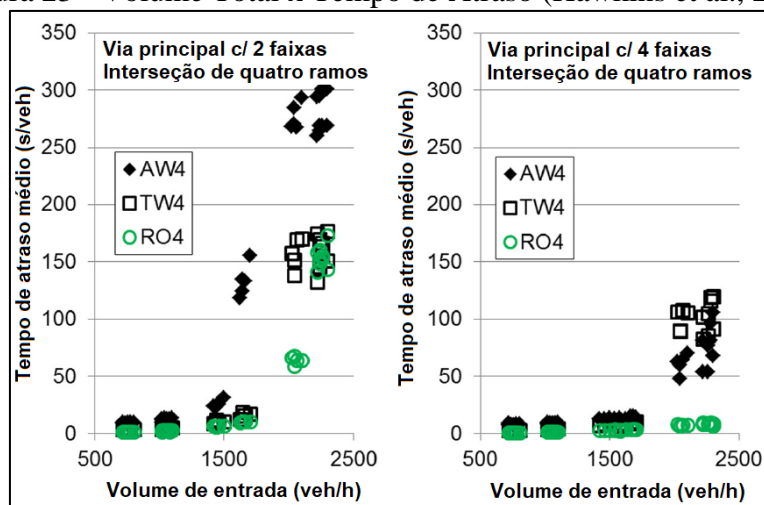


Fonte: adaptado de Arshi et al. (2018)

Hawkins et al. (2019) estudaram interseções não-semaforizadas para colaborar com o desenvolvimento do *Manual on Uniform Traffic Control Devices Criteria*. Foram abordados diversos critérios, tais como: tempo de atraso, segurança, custos de construção e operação. No que diz respeito ao tempo de atraso, foi utilizado o software VISSIM para o cálculo.

Os resultados são mostrados na Figura 23 que plota o volume total que passa pela interseção e o tempo de atraso. À direita para uma via principal de quatro pistas. E à esquerda é apresentado o resultado para uma via principal com duas pistas, que pode ser comparada à Figura 18 de Ranjitkar et al. (2014).

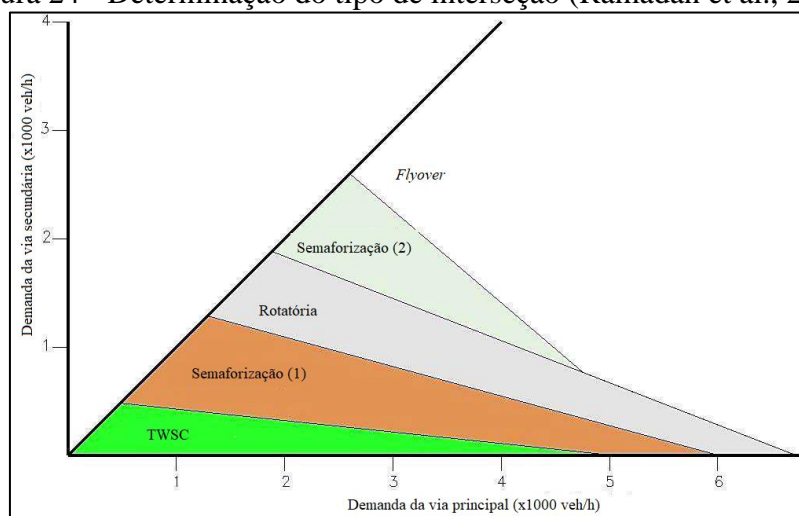
Figura 23 - Volume Total x Tempo de Atraso (Hawkins et al., 2019)



Fonte: adaptado de Hawkins et al. (2019)

Com o objetivo de elaborar uma abordagem sistemática para seleção de interseções urbanas, Ramadan et al. (2022) utilizaram interseções TWSC, Semaforizada, Rotatória e em desnível (*Flyover*). Os autores consideraram interseções de quatro ramos com vias de duas a quatro faixas, percentuais de conversões de 0 a 80% e percentuais de veículos pesados entre 0 e 15%. O software SIDRA foram testadas as combinações e os resultados são avaliados para um nível de serviço D, considerando capacidade e tempos de atraso. A Figura 24 mostra o resultado alcançado para vias com duas faixas.

Figura 24 - Determinação do tipo de interseção (Ramadan et al., 2022)



Fonte: adaptado de Ramadan et al. (2022)

Ao considerar interseções dos tipos AWSC e TWSC, o *Wisconsin Department of Transportation* – WIDOT (2017) cita que quando os VDM de pelo menos três ramos

estão equilibrados é indicado o tipo de interseção AWSC, do contrário, utiliza-se TWSC. O equilíbrio dos VDM ocorre quando a demanda de pelo menos uma das aproximações pela via secundária não é inferior a 70% da maior demanda das aproximações pela via principal.

No Quadro 4 é apresentado um resumo dos documentos sobre determinação do tipo de interseção supracitados. São abordadas informações específicas de cada trabalho, tais como: tipos de interseções avaliadas, variáveis abordadas, limite máximo de tráfego analisado, percentual de conversões e veículos pesados e software para simulações.

Quadro 4 - Resumo de bibliografia sobre definição de tipo de interseções

Referência	Interseções	Variáveis	Volume Máximo	Conversões	Veículos Pesados	Software
Marek et al. (1997)	TWSC, AWSC, SemafORIZADA	Tempo de atraso, Comprimento de filas	1.800 veh/h	10 a 40% <sup>(3)</sup>	-	Traffix
HCM (2000)	TWSC, AWSC, SemafORIZADA	-	2.000 veh/h	-	-	-
Han et al. (2008)	TWSC, AWSC, SemafORIZADA	Tempo de atraso, Impacto ambiental	1.000 veh/h	0 a 20%	0%	HCS
Yoshioka et al. (2008)	TWSC, Rótula, SemafORIZADA	Tempo de atraso	1.400 veh/h <sup>(1)</sup>	-	-	-
Quan et al. (2011)	TWSC, Rótula, SemafORIZADA	Tempo de atraso	2.000 veh/h	5 a 20%	-	LISA+
Ranjitkar e Shirwani (2014)	TWSC, Rótula, SemafORIZADA	Tempo de atraso, Capacidade, Emissões	3.000 veh/h <sup>(2)</sup>	10 a 30% <sup>(3)</sup>	10%	SIDRA
Bae et al. (2017)	TWSC, AWSC, Rótula, SemafORIZADA	Tempo de atraso	2.000 veh/h	0 a 20%	-	-
Arshi et al. (2018)	TWSC, Rótula, SemafORIZADA	Tempo de atraso, Pedestres	1.000 veh/h <sup>(1)</sup>	0 a 40% <sup>(3)</sup>	0%	-
Hawkins et al. (2019)	TWSC, ASWC, Rótula	Multicritério	2.500 veh/h <sup>(2)</sup>	-	-	VISSIM
Ramadan et al. (2022)	TWSC, Rótula, <i>Flyover</i> , SemafORIZADA	Tempo de atraso, Capacidade	6.000 veh/h	0 a 80% <sup>(3)</sup>	0 a 15%	SIDRA

<sup>(1)</sup> Consideram volumes em apenas um sentido da via.

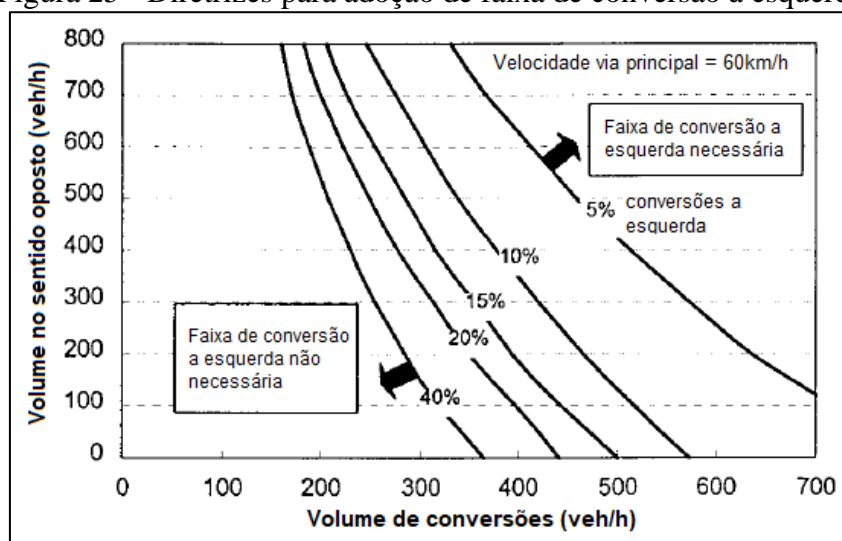
<sup>(2)</sup> Consideram volumes totais da interseção.

<sup>(3)</sup> Percentuais de conversões abordados com e sem balanceamento.

Fonte: Autor (2022)

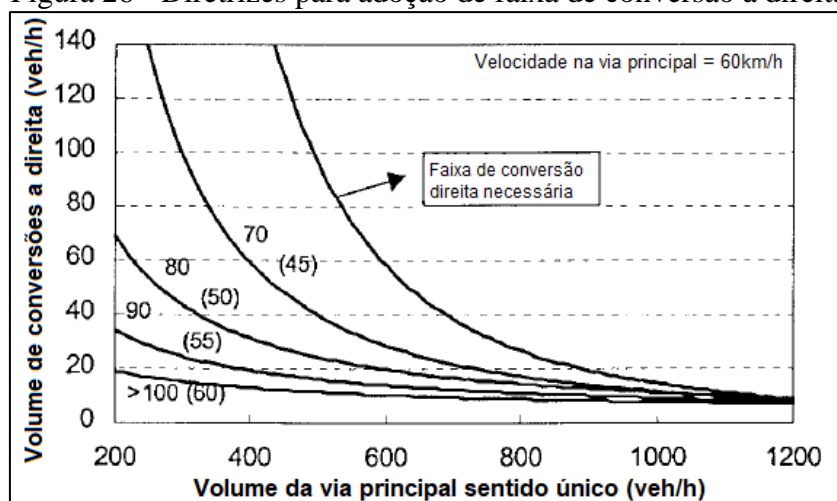
Bonneson et al. (2001) apresentam diretrizes para a adoção de determinados dispositivos de controle e elementos geométricos em interseções, dentre eles, a adoção de faixas auxiliares de conversão em função de volumes. A Figura 25, adaptada de Neuman (1985), mostra diretrizes para inserção de faixas de conversão à esquerda em interseções do tipo TWSC. Já na Figura 26, adaptada de Hasan e Stokes (1997), são apresentadas diretrizes para utilização de faixas de conversão à direita.

Figura 25 - Diretrizes para adoção de faixa de conversão à esquerda



Fonte: adaptado de Neuman (1985) apud Bonneson et al. (2001)

Figura 26 - Diretrizes para adoção de faixa de conversão à direita



Fonte: adaptado de Hasan e Stokes (1997) apud Bonneson et al. (2001)

De acordo como Souza et al. (2019), a maioria dos manuais brasileiros são baseados em recomendações de normas suecas e inglesas e são usados como parâmetros



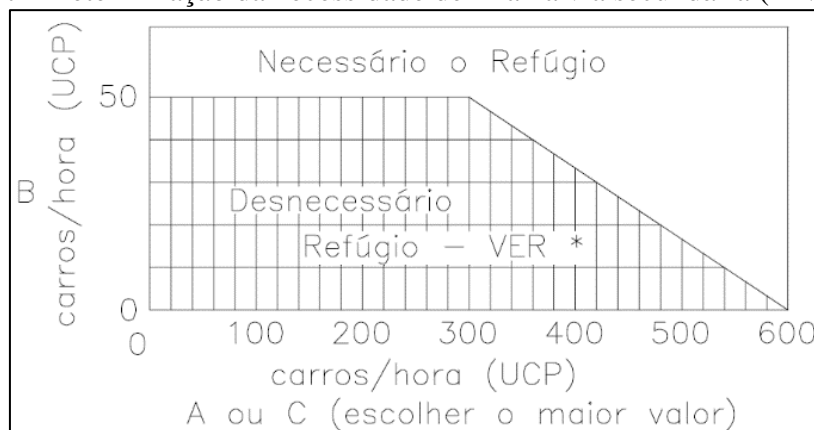
para escolha do tipo de interseção. Geralmente apresentam gráficos e ábacos condicionados às variáveis de volume diário e velocidade diretriz.

No Brasil, o DNIT (2005) apresenta a metodologia de número de acidentes da Vägverket (2002) para determinação do tipo de interseção em nível. Além disso, o órgão sugere o emprego de projetos já consagrados cujos quais os motoristas já estão familiarizados e do controle e monitoramento dos tempos de espera e das capacidades que nunca devem ser atingidas em detrimento à segurança.

Além disso, é apresentada uma metodologia para determinação do tipo de interseção baseada nas “Normas Suecas antigas [que] apresentam um conjunto de gráficos que estabelecem uma forma prática de selecionar os tipos de solução a adotar” (DNIT, 2005, p.508). A metodologia sugere as seguintes verificações:

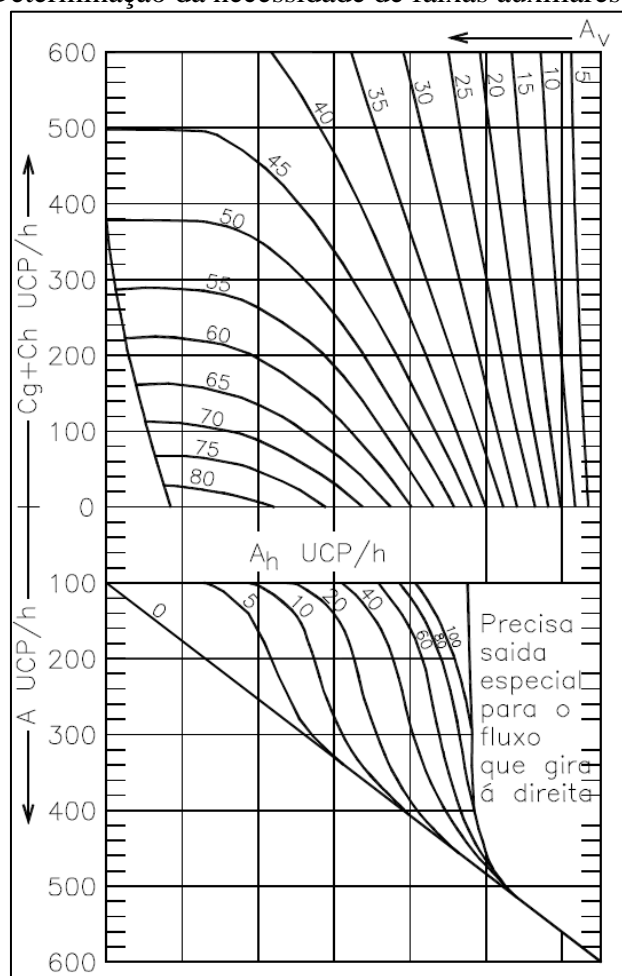
- a) necessidade de ilha divisória na via secundária (Figura 27);
- b) necessidade de faixas auxiliares de conversão (Figura 28);
- c) necessidade de separação de pontos de conflito;
- d) necessidade de separação em níveis diferentes.

Figura 27 - Determinação da necessidade de ilha na via secundária (DNIT, 2005)



Fonte: DNIT (2005)

Figura 28 - Determinação da necessidade de faixas auxiliares (DNIT, 2005)



Fonte: DNIT (2005)

O antigo Departamento de Estradas e Rodagem de Santa Catarina (DER-SC, 2000), atual Departamento Estadual de Infraestrutura (DEINFRA) apresenta um modelo (Quadro 5) que pode ser utilizado para a determinação do tipo de faixa auxiliar de conversão à esquerda a ser adotada em função do Volume Horário de Projeto. Cabe ressaltar que esta norma é apenas uma tradução da publicação alemã “*Richtlinien für die Anlage von Strassen (RAS), Teil: Knotenpunkte (RAS-K)*” de 1988.

Os tipos de configuração de faixa de saída a esquerda (1, 2, 3 e 4) indicadas no Quadro 5, são, respectivamente:

- faixas para saídas à esquerda com segmento para acomodação com área de bloqueio;
- faixas para saídas à esquerda sem segmento para acomodação com área de bloqueio;
- alargamento de faixa principal para saídas à esquerda;
- sem dispositivo para saídas à esquerda.

Quadro 5 - Limites para implantação de faixas de giro a esquerda

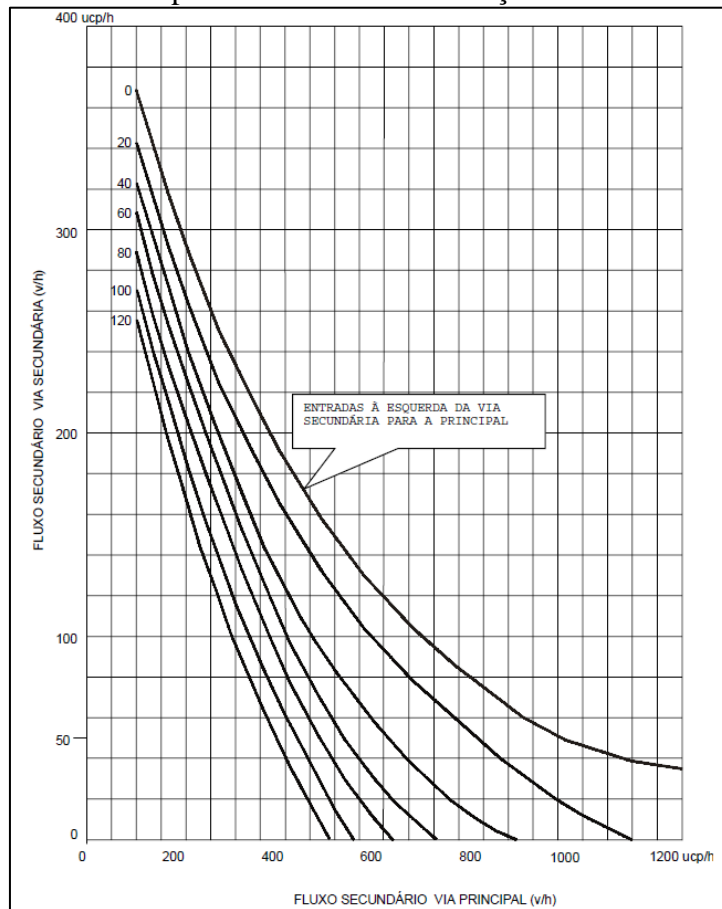
Categoria da Estrada	Volume de Tráfego VHP <sup>1)</sup> (vam/h) no sentido do qual são feitas as saídas						
	100	200	300	400	500	600	>600
A I interligação longa	②	②①	①	①	①	①	①
A II interligação supra-regional / regional	②	②	②①	①	①	①	①
A III interligação de comunidades	③②	②	②	②①	①	①	①
A IV interligação com função de integração de áreas	③	③②	②	②	②	②	②
A V interligação secundária	④③	③	③②	②	②	②	②
B II estrada de trânsito rápido	não é implantada com pista simples						
B III estrada principal	③	③	③②	②	②	②	②
B IV estrada coletora principal	④	④③	③	③②	②	②	②
C III estrada principal	④	④	④③	③	③②	②	②
C IV estrada coletora principal	④	④	④	④③	③	③②	②
①, ②, ③, ④.... Tipos de Configuração das Faixas para as Saídas à Esquerda 1) Volume Horário de Projeto		Valores de Apoio para as Áreas de Sobreposição:		q <sub>t</sub> ≥ 50 vam/h ou V <sub>85</sub> - V <sub>1</sub> > 20 km/h : Padrão de Projeto Mais Elevado q <sub>t</sub> < 50 vam/h : Padrão de Projeto Menos Elevado			

Fonte: DER-SC (2000)

O Departamento de Estradas e Rodagem do Rio Grande do Sul (DAER-RS, 1991) traz um ábaco adaptado de Normas Suecas que possibilita a determinação da utilização mínima ou canalizada. O ábaco é apresentado na Figura 29 e é possível notar que o percentual de conversões à esquerda deve ser considerado.

Pontes Filho (1998) apresenta um ábaco do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER, [1976?]), que pode ser visualizado na Figura 30, para decisão da implantação de interseções em áreas rurais. Nele é sugerido que a utilização entre uma ou outra interseção seja feita baseada nas classes das rodovias que se interseccionam. Observa-se que a interseção simples, ou mínima, é sugerida para rodovias de classes III e IV, enquanto a interseção canalizada é indicada para rodovias de classes II e III. Conforme o DNER (1999), os volumes médios diários máximos para estas classes são de: 200 veículos na classe IV, 700 veículos na classe III e 1.400 veículos na classe II.

Figura 29 - Ábaco para escolha entre interseção mínima e canalizada



Fonte: DAER-RS (1991)

Figura 30 - Escolha de interseções com base nas classes de rodovias

		Classe da Rodovia				
		0	I	II	III	IV
Classe da Rodovia	0	Projeto Especial			Greide em dois níveis	
	I	Interseção em trevo ou equivalente		Diamante		Fechar ou separar em dois níveis
	II		Diamante		Interseção canalizada	
	III	Greide em dois níveis				Interseção em nível simples
	IV		Fechar ou separar em dois níveis			

Fonte: Pontes Filho (1998) apud DNER ([1976?])

### 3 PROCEDIMENTO METODOLÓGICO

Este capítulo trata do método empregado em cada etapa do trabalho. A primeira seção aborda as características e composição dos veículos utilizados e parâmetros de simulação e de calibração necessários para adequação das simulações à realidade brasileira. Já a segunda versa sobre a análise preliminar dos dados que é comum às três subsequentes seções, respectivamente: avaliação da operação de interseção sem faixas auxiliares (Tipo 1), com faixas auxiliares de conversão à esquerda (Tipo 2), com faixas de conversão à esquerda e direita (Tipo 3). Por fim, na sexta seção é discutido o método para elaboração do ábaco de tomada de decisão.

As avaliações da qualidade de operação das simulações computacionais foram feitas por meio das análises de nível de serviço, ou seja, foram verificados os tempos de atraso e graus de saturações para cada movimento, conforme recomenda o TRB (2016). O Quadro 6 apresenta um resumo das variáveis de controle, fixas e de resposta, envolvidas no trabalho.

Quadro 6 - Quadro de resumo de variáveis

Variáveis de controle				
Variável	Unidade	Mínimo (-1)	Médio (0)	Máximo (+1)
Demanda na via principal	veh/h	200	600	1000
Demanda na via secundária	veh/h	200	600	1000
Proporção de LCV	%	0	10	20
Percentual de conversões	%	5	15	25
Variáveis fixas				
Variável	Unidade	Valor		
Velocidade na via principal	km/h	60		
Velocidade na via secundária	km/h	40		
Velocidade na interseção	km/h	15		
Distribuição do tráfego por faixa	%	50/50		
Variáveis de resposta				
Variável	Unidade			
Tempo de atraso	s/veh			
Grau de saturação	%			

Fonte: Autor (2022)

Os graus de saturação foram determinados com a aplicação da metodologia do TRB (2016). Os tempos de atraso foram determinados por meio de simulação computacional, partindo da realização de um projeto fatorial. Os fatores e níveis considerados foram os apresentados no Quadro 6 como variáveis de controle, o que

resultaria em um projeto fatorial do tipo  $3^k$  com 81 bateladas. Entretanto, considera-se a condição de que a demanda da via principal deve ser sempre maior ou igual à da via secundária, totalizando 54 bateladas. Descartou-se o planejamento composto central rotacional em função da impossibilidade de coleta de dados dentro do espaço amostral compreendido pela condição citada.

O delineamento do projeto é apresentado na Tabela 12, onde  $X_1$  é a demanda da via principal,  $X_2$  é a demanda da via secundária,  $X_3$  é o percentual de LCV e  $X_4$  é o percentual de conversões.

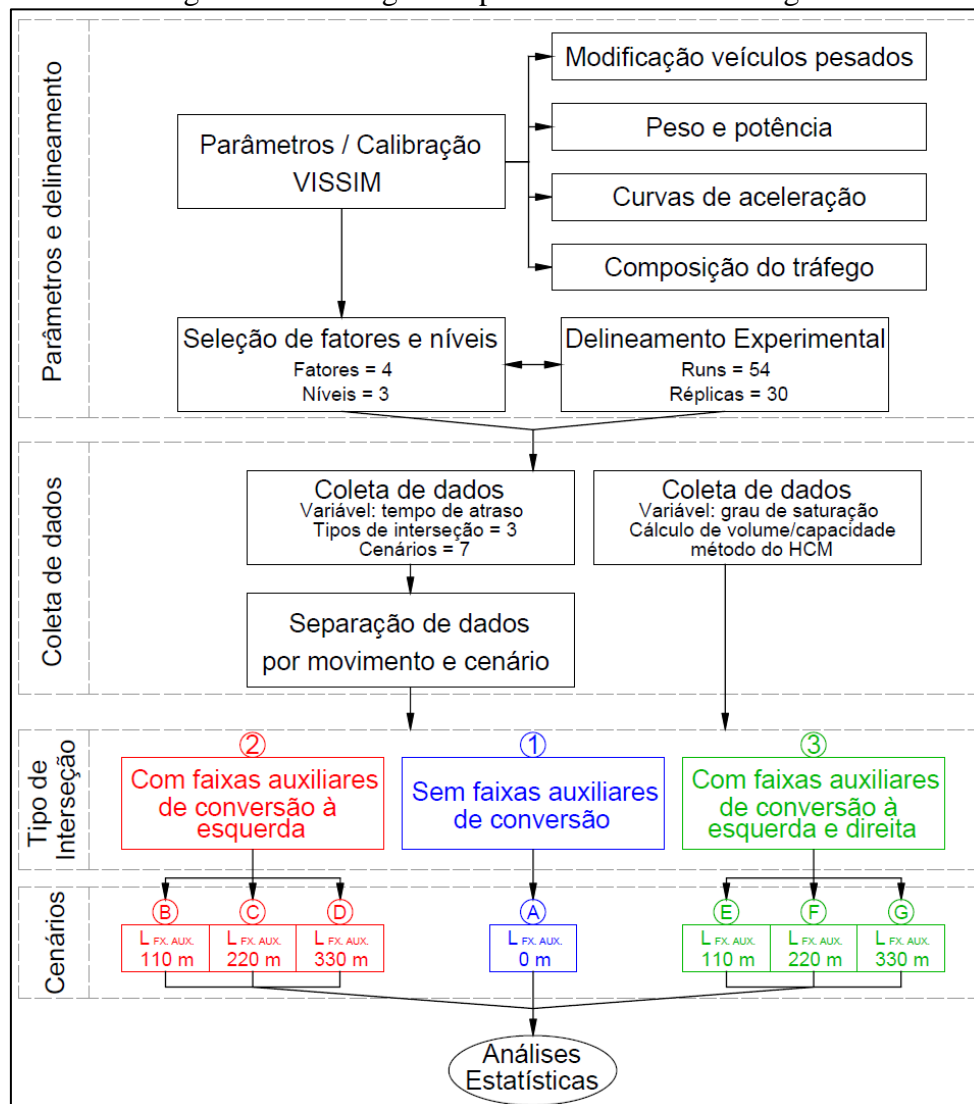
Tabela 12 - Delineamento do projeto

Batelada	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$X_4$	Batelada	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$X_4$
1	-1	-1	-1	-1	28	+1	-1	-1	-1
2	-1	-1	-1	0	29	+1	-1	-1	0
3	-1	-1	-1	+1	30	+1	-1	-1	+1
4	-1	-1	0	-1	31	+1	-1	0	-1
5	-1	-1	0	0	32	+1	-1	0	0
6	-1	-1	0	+1	33	+1	-1	0	+1
7	-1	-1	+1	-1	34	+1	-1	+1	-1
8	-1	-1	+1	0	35	+1	-1	+1	0
9	-1	-1	+1	+1	36	+1	-1	+1	+1
10	0	-1	-1	-1	37	+1	0	-1	-1
11	0	-1	-1	0	38	+1	0	-1	0
12	0	-1	-1	+1	39	+1	0	-1	+1
13	0	-1	0	-1	40	+1	0	0	-1
14	0	-1	0	0	41	+1	0	0	0
15	0	-1	0	+1	42	+1	0	0	+1
16	0	-1	+1	-1	43	+1	0	+1	-1
17	0	-1	+1	0	44	+1	0	+1	0
18	0	-1	+1	+1	45	+1	0	+1	+1
19	0	0	-1	-1	46	+1	+1	-1	-1
20	0	0	-1	0	47	+1	+1	-1	0
21	0	0	-1	+1	48	+1	+1	-1	+1
22	0	0	0	-1	49	+1	+1	0	-1
23	0	0	0	0	50	+1	+1	0	0
24	0	0	0	+1	51	+1	+1	0	+1
25	0	0	+1	-1	52	+1	+1	+1	-1
26	0	0	+1	0	53	+1	+1	+1	0
27	0	0	+1	+1	54	+1	+1	+1	+1

Fonte: Autor (2022)

No fluxograma da Figura 31 são apresentados os parâmetros de calibração, o delineamento, a coleta de dados. Além disso, são exibidos os três tipos de interseções e os sete cenários estudados.

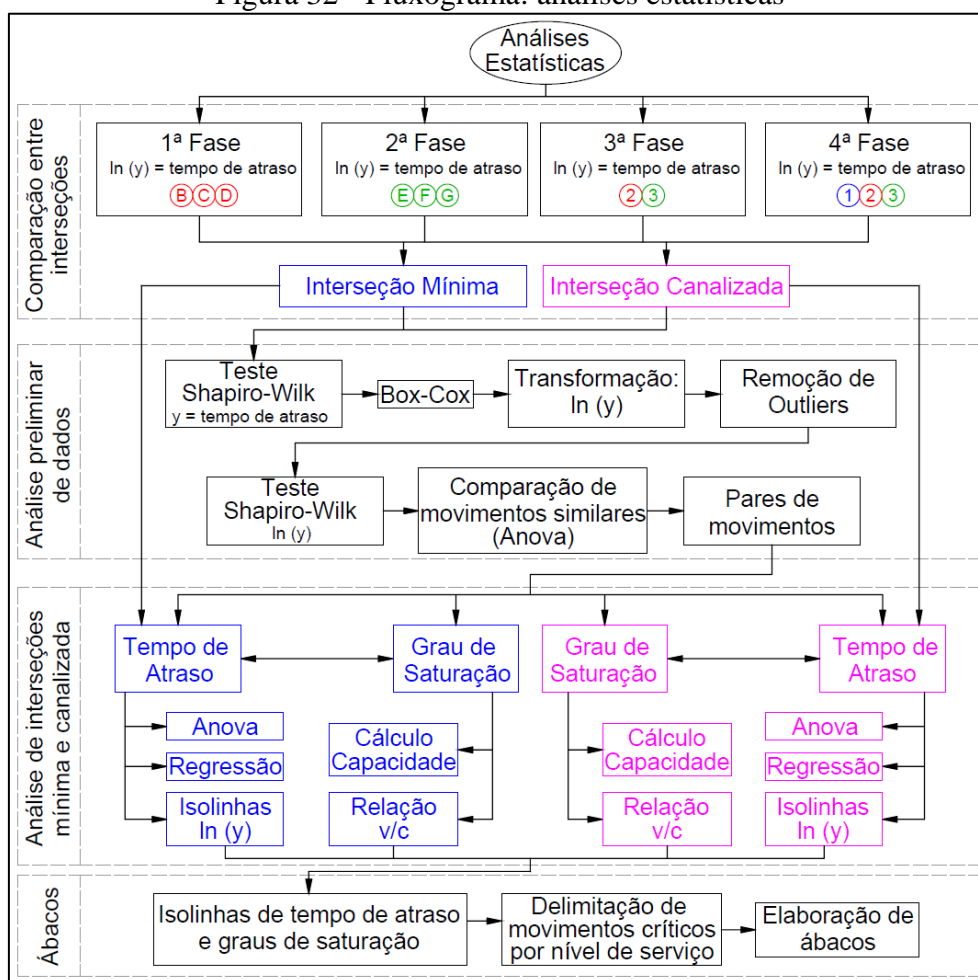
Figura 31 - Fluxograma: procedimento metodológico



Fonte: Autor (2022)

Já no fluxograma da Figura 32 são apresentados os procedimentos de análise para cada tipo de interseção, sendo apresentadas as comparações entre interseções e cenários, o tratamento preliminar de dados, as análises das interseções mínimas e canalizadas e como se procedeu com a elaboração dos ábacos.

Figura 32 - Fluxograma: análises estatísticas



Fonte: Autor (2022)

### 3.1 PARÂMETROS DE SIMULAÇÃO E CALIBRAÇÃO

A coleta de dados da variável tempo de atraso se deu por meio de simulação computacional a nível microscópico, utilizando o software *Vissim 2020 – Student Version*. Segundo a PTV (2020), devido à natureza estocástica do tráfego, podem ocorrer flutuações nos resultados de simulações individuais, para obtenção de um resultado mais confiável, deve-se considerar a realização de várias repetições utilizando diferentes *random seeds*.

Em relação ao número de repetições o PTV (2020) não é específico. O estudo de Fries et al. (2017) indica que, para a análise de tempo de atraso por movimento no *Vissim*, 10 repetições são suficientes para se obter um nível de confiança de 95%. Entretanto, fora realizada uma tentativa com 10 repetições, mal sucedida devida a presença de outliers. Portanto, para este trabalho foram utilizadas 30 repetições, mesmo número utilizado por



Ivan et al. (2009) em um trabalho similar, de modo que após a remoção de outliers e eventuais erros na simulação cada batelada resultasse em uma amostra maior do que 10 casos.

A definição dos veículos que foram utilizados se deu com base nos dados observados em campo e disponíveis na literatura sobre a operacionalidade dos veículos brasileiros. Optou-se pela utilização da classificação de caminhões proposta por Cunha et al. (2008), em função de a mesma ser adotada por Carvalho e Setti (2019) para calibração de parâmetros de aceleração do software VISSIM. Os veículos escolhidos são apresentados na Tabela 13 juntamente às suas características físicas. A Figura 33 mostra o pictograma de cada um dos veículos.

Tabela 13 - Características físicas dos veículos utilizados



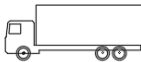
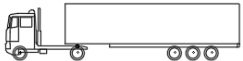

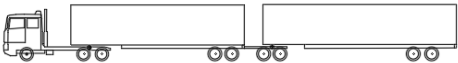
Veículo	Comprimento (m)	Largura (m)	Massa (ton)	Número de eixos
Automóvel <sup>(1)</sup>	5,00	2,10	0,8 ~ 2,0	2
Caminhão Leve	6,80	2,60	6,8	2
Caminhão Médio	9,10	2,60	13,7	3
Caminhão Pesado	15,50	2,60	28,6	4~5
Caminhão Extrapesado	16,70	2,60	38,1	6+
LCV <sup>(2)</sup>	30,00	2,60	74,0	9

<sup>(1)</sup> Os valores de comprimento e massa utilizados conforme padrão do VISSIM.

<sup>(2)</sup> Os valores de comprimento e massa utilizados conforme limites da legislação brasileira.

Fonte: Adaptado de Cunha et al. (2008)

Figura 33 - Pictograma dos veículos utilizados

AUTOMÓVEL	
CAMINHÃO LEVE	
CAMINHÃO MÉDIO	
CAMINHÃO PESADO	
CAMINHÃO EXTRAPESADO	
LCV	

Fonte: Autor (2022)

Nas simulações, a composição inicial do tráfego foi definida conforme a Tabela 14, posteriormente foi acrescido 10% de veículos do tipo LCV e diminuído em 2% cada

um dos demais veículos, até atingir um limite de 20% de LCV. Optou-se por manter proporcionais os valores dos demais veículos, para que pudesse ser observada a interferência dos LCV nos níveis de serviço. Os dados de composição foram baseados na observação de Demarchi e Setti (1997).

**Tabela 14 - Composição inicial de tráfego**

Veículo	Composição inicial (%)
Automóvel	25
Caminhão Leve	16
Caminhão Médio	36
Caminhão Pesado	17
Caminhão Extrapesado	6
LCV	0

Fonte: Adaptado de Demarchi e Setti (1997)

Nas simulações realizadas, a distribuição do volume de tráfego foi de 50% por faixa. A adoção destes valores se deu com base em trabalhos realizados por Han et al. (2008) e a maior parte dos demais autores comentados na Seção 2.6.

Em relação à calibração dos parâmetros de desempenho, os modelos matemáticos que regem simuladores de tráfego são ajustados para veículos e situações do país de origem do software. No caso do VISSIM, os modelos de aceleração, desaceleração e relações peso/potência de caminhões simulam um melhor desempenho quando comparados aos veículos brasileiros. Em vista desta situação, faz-se necessária a adaptação do veículo às situações nacionais (CARVALHO; SETTI, 2019).

Em se tratando de veículos de carga, o VISSIM traz apenas um veículo como padrão, denominado HGV. Este possui uma faixa de peso que varia entre 2,80 e 40,00 toneladas e uma faixa de potência entre 150 e 400 kW (PTV, 2020). Na Tabela 15, são mostrados os valores de massa e potência obtidos por Cunha et al. (2008).

**Tabela 15 - Massa e potência de veículos de carga brasileiros**

Veículo	Massa (kg)	Massa/Potência (kg/kW)	Potência (kW) <sup>(1)</sup>
Caminhão Leve	6.755	67,5	100
Caminhão Médio	13.711	107,6	127
Caminhão Pesado	28.583	113,8	251
Caminhão Extrapesado	38.072	138,9	274

<sup>(1)</sup> Calculado com base nos valores apresentados pelos autores.

Fonte: Adaptado de Cunha et al. (2008)

Segundo o DNIT (2007), todos os veículos fabricados a partir de 1978 devem atender ao índice mínimo de 6cv/ton. Se considerado um LCV de 74 toneladas, obtém-se uma potência 327kW. Portanto, foram definidos novos veículos, conforme descritos na Tabela 13, utilizando os valores de potência discutidos nesta seção.

A alteração de velocidade dos veículos ocorre por meio de curvas de aceleração, específicas para cada veículo. Estas funções representam uma região de valores possíveis de aceleração em função da velocidade instantânea do veículo. Essas regiões, por sua vez, são delimitadas pela relação potência/massa dos veículos. O padrão do VISSIM para estes limites é de 7 e 30 kW/ton (PTV, 2020). Para calibração do software foram utilizadas as curvas de aceleração apresentadas na Figura 9 e de desaceleração mostradas na Figura 10, na seção 2.4 onde é tratado sobre as características operacionais dos veículos.

Após a inserção e configuração dos parâmetros de simulação descritos anteriormente, foi realizada a construção dos cenários abordados nas Seções 3.3 a 3.5. O processo de construção permite detalhamento e flexibilidade, uma vez que a maior parte das informações são inseridas manualmente, o que por consequência aumenta o tempo dispendido nesta fase, conforme observado por Tianzi et al. (2013) e Espada et al. (2010).

O primeiro passo na construção dos cenários é a determinação das faixas das vias e auxiliares e vinculá-los com o uso de conectores, que constituirão as características físicas da interseção. Após isto, são inseridos os sinais de prioridade, neste caso de parada obrigatória e indicados em laranja na Figura 34a.

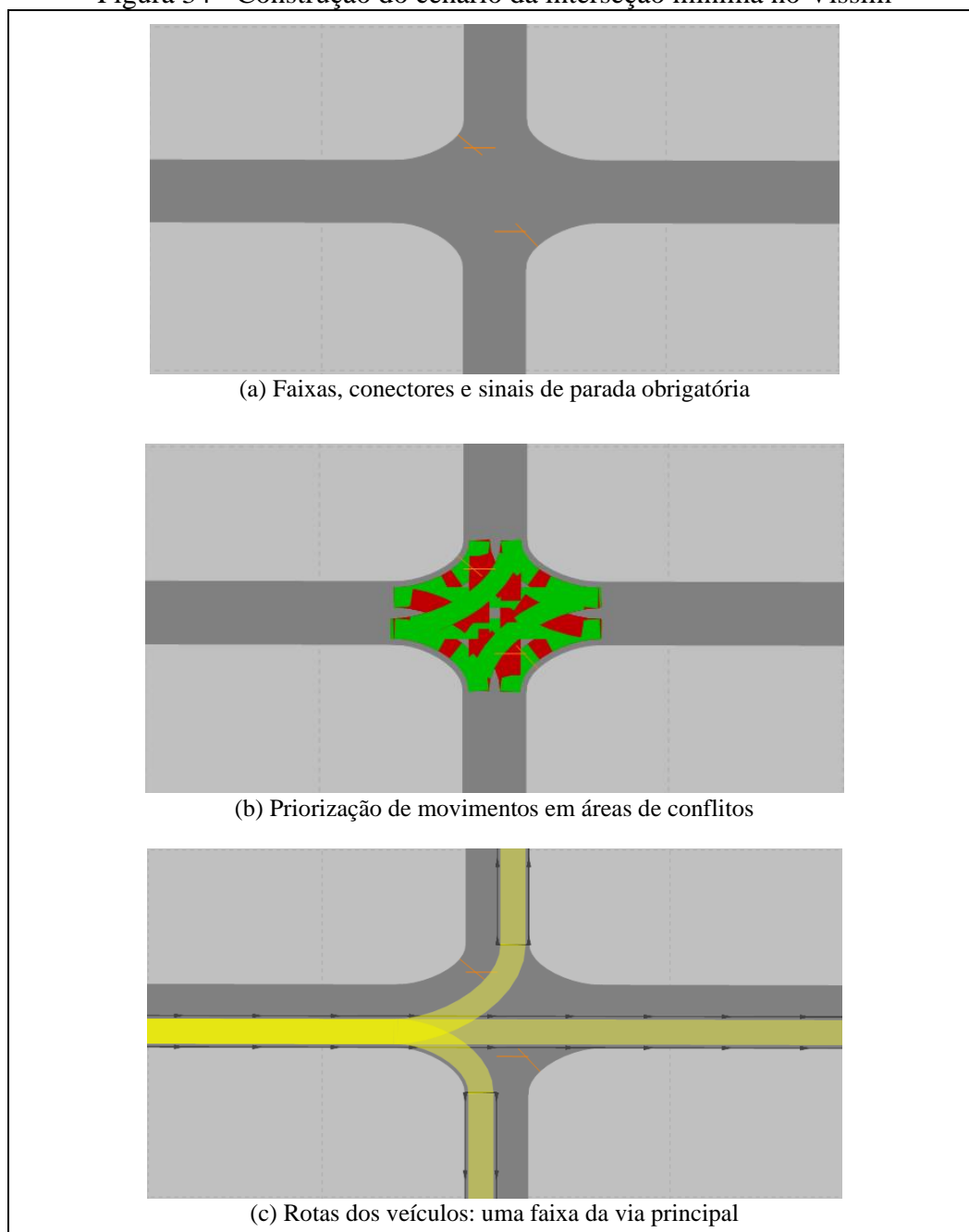
No segundo passo são ajustadas as configurações de preferências entre os movimentos nas áreas de conflitos, exemplificados na Figura 34b, onde movimentos em verde são preferenciais sobre os em vermelho. A imagem fica confusa por conta da sobreposição de links na região, porém não afetam a movimentação dos veículos.

Enquanto o terceiro passo consiste em definir as rotas dos veículos. Na Figura 34c são mostradas em amarelo a rota dos veículos provenientes de uma das faixas da via principal e as flechas nos bordos indicam a direção dos veículos.

A Figura 34 mostra os três primeiros passos da construção do cenário da interseção mínima, em que a via principal é ilustrada horizontalmente. Além destes passos, a sequência compreende a criação das composições de tráfego, a distribuição do mesmo por faixa e a inserção de velocidades nas vias principal, secundária e na região da interseção. Por fim são determinados os volumes de tráfego em cada uma das rotas determinadas no terceiro passo, ou seja, neste momento é realizada a distribuição conforme os percentuais de conversões.

Previamente a cada a análise, são inseridos os parâmetros de simulação já discutidos no decorrer do texto, muitos deles em função de limitações do software. Os resultados são apresentados por movimento dentro do nó, no caso da interseção isolada. Opcionalmente é possível configurar marcas de pavimento e parâmetros tridimensionais apenas para melhor visualização dos resultados.

Figura 34 - Construção do cenário da interseção mínima no Vissim



Fonte: Autor (2022)

### 3.2 ANÁLISE PRELIMINAR DE DADOS

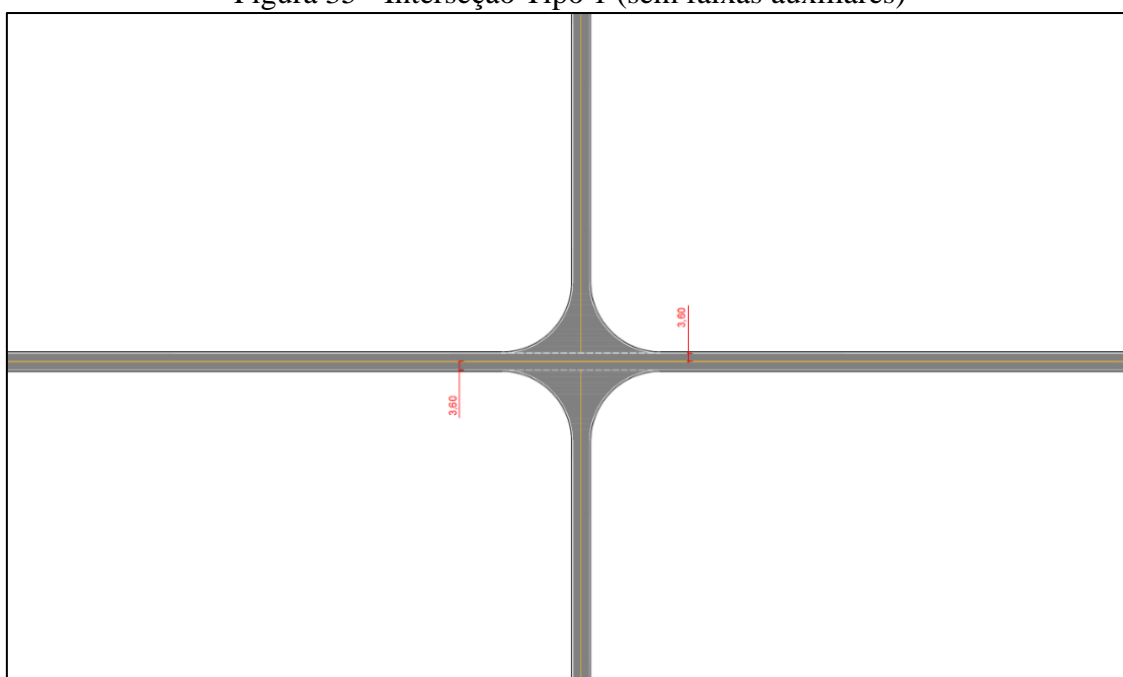
A análise preliminar dos resultados obtidos para o tempo de atraso é comum para todos os tipos de interseções abordados nas seções seguintes. A avaliação foi feita com base nos movimentos mostrados na Figura 2 e descritos no Quadro 1. Movimentos similares e, no caso deste trabalho, simétricos foram comparados por meio de análises de variâncias de fator único com auxílio do software *Statistica*.

Em um primeiro momento, foi avaliada a normalidade dos dados agrupados por bateladas. Posteriormente, devida à não-normalidade dos dados, foi aplicado o Teste de Box-Cox e após isto, com base nos resultados (apresentados no Capítulo 4), observou-se que a transformação adequada para os dados foi a logarítmica. Por fim, depois da checagem de normalidade, procedeu-se a remoção de outliers com o mesmo software.

### 3.3 ANÁLISE DE NÍVEL DE SERVIÇO: INTERSEÇÃO TIPO 1

A interseção do Tipo 1 consiste em uma interseção mínima, ou seja, sem faixas auxiliares para conversões. O croqui da Figura 35 mostra um exemplo de interseção mínima de quatro ramos. Conforme mostrado no fluxograma da Figura 31, este tipo de interseção possui apenas um cenário (A).

Figura 35 - Interseção Tipo 1 (sem faixas auxiliares)



Fonte: Autor (2022)

O tempo de atraso foi analisado por movimentos com base nos dados tratados, descritos na seção 3.2. Com o auxílio do software *Statistica*, foi realizada uma análise de variância para identificar quais os fatores e/ou interações são significativos a um nível de confiança de 95%, sendo que os fatores não significativos foram removidos e uma nova análise de variância foi feita. Os efeitos de cada fator foram determinados para verificar quais possuem mais influência no tempo de atraso.

Foram gerados nove gráficos (combinações entre os níveis dos fatores percentual de LCV e de conversões) para cada movimento, sendo plotadas as isolinhas de tempo de atraso em função das demandas das vias principal e secundária, com base no modelo da Equação 1, em que:

$y$  = é a variável de resposta;

$\beta$  = representam os coeficientes a serem determinados;

$x_i^2$  = são os efeitos quadráticos dos fatores;

$x_i$  = são os efeitos lineares dos fatores;

$x_i x_j$  = representa a interação entre os fatores;

$\varepsilon$  = termo de erro.

$$y = \beta_0 + \sum_{i=1}^k \beta_{ii} x_i^2 + \sum_{i=1}^k \beta_i x_i + \sum_{i=1}^k \sum_{j>i}^k \beta_{ij} x_i x_j + \varepsilon \quad (1)$$

Em seguida, foi realizada uma delimitação do grau de saturação. Para tanto, calculou-se a capacidade de cada movimento pelo método do HCM (TRB, 2016) e estas foram relacionadas com as respectivas demandas para determinação do grau de saturação.

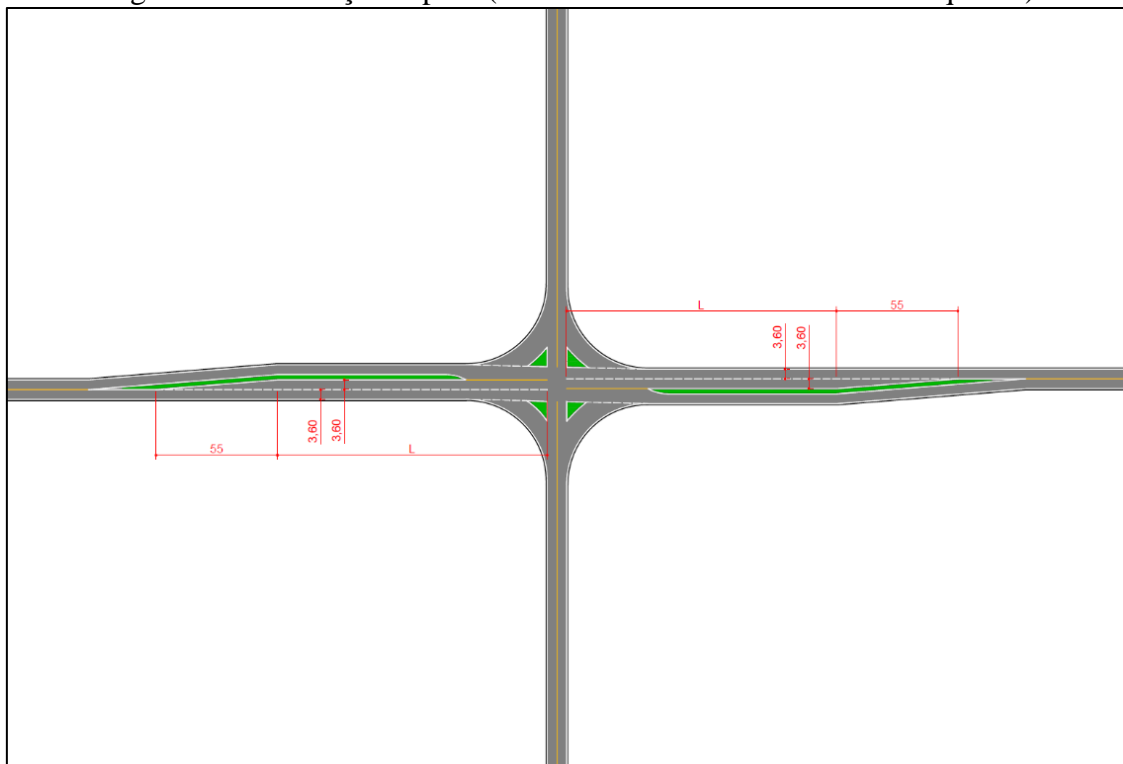
Tal determinação foi feita com o *R-Studio* da seguinte forma: iniciou-se com demandas de 200 veh/h em cada via, em cada rodada a demanda foi incrementada ao passo de 10 veh/h e calculado o grau de saturação. Os resultados foram filtrados de modo a selecionar as combinações com grau de saturação máximo de 0,90 com tolerância de  $\pm 0,01$ , de modo a ter pelo menos dois pontos dentro desta faixa.

#### 3.4 ANÁLISE DE NÍVEL DE SERVIÇO: INTERSEÇÃO TIPO 2

A interseção do Tipo 2 representa uma interseção canalizada com faixas auxiliares de conversão à esquerda. O croqui da Figura 36 exemplifica este tipo de interseção, onde é possível observar que a faixa auxiliar é dividida em dois trechos, um de comprimento  $L$  e outro de comprimento igual a 55 metros.

Este último comprimento refere-se ao trecho de largura variável da faixa auxiliar e foi mantido fixo. Já os comprimentos L dizem respeito à faixa com largura completa e ao cenário avaliado: no cenário B o comprimento de L é igual a 55 metros, no C, 165 metros e, no D, 275 metros, totalizando comprimento de faixas auxiliares de 110, 220 e 330 metros, respectivamente.

Figura 36 - Interseção Tipo 2 (faixas auxiliares de conversão a esquerda)



Fonte: Autor (2022)

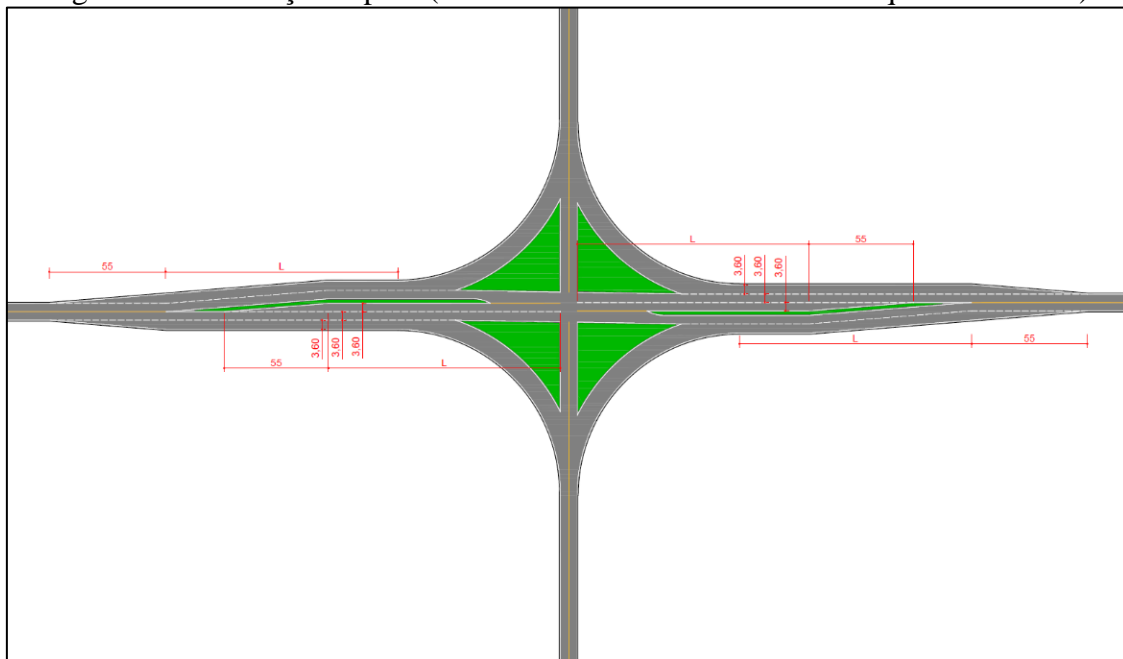
Uma comparação entre os tempos de atraso dos cenários B, C e D foi feita por meio de análise de variância e, quando necessário, foi aplicado o teste de Tukey. Estas avaliações foram realizadas para cada grupo de batelada e analisadas por movimento. O objetivo destas foi determinar se o aumento do comprimento das faixas auxiliares melhora o tempo de atraso. A análise do projeto fatorial relativo ao tempo de atraso e o cálculo do grau de saturação seguiram os mesmos passos da interseção do Tipo 1.

### 3.5 ANÁLISE DE NÍVEL DE SERVIÇO: INTERSEÇÃO TIPO 3

A interseção do Tipo 3 representa uma interseção canalizada com faixas auxiliares de conversão à esquerda e à direita. O croqui da Figura 37 apresenta este tipo de

interseção. Nota-se que as faixas auxiliares são divididas da mesma forma que a interseção Tipo 2. Neste caso, os cenários são nomeados E, F e G para comprimento total de faixas auxiliares de 110, 220 e 330 metros.

Figura 37 - Interseção Tipo 3 (faixas auxiliares de conversão a esquerda e direita)



Fonte: Autor (2022)

Assim como na interseção Tipo 2, foram realizadas análises de variância e previstos testes de Tukey, se necessário. Primeiramente, foram comparados os cenários E, F e G com o intuito de observar o tempo de atraso com diferentes comprimentos de faixas auxiliares. Após isto, foi verificado se há diferenças estatisticamente significativas entre as interseções Tipo 1, 2 e 3. As análises do projeto fatorial relativo ao tempo de atraso e cálculo do grau de saturação se procedeu conforme descrito na seção 3.3.

### 3.6 ELABORAÇÃO DE ÁBACOS PARA TOMADA DE DECISÃO

Com o objetivo de elaborar ábacos para a tomada de decisão do emprego de determinado tipo de interseção foram primeiramente identificados quais os movimentos mais críticos em cada situação, observando-se as isolinhas de tempos de atraso e/ou graus de saturação.

Os resultados são apresentados os níveis de serviços A, B e C, respectivamente 10, 15 e 25 s/veh, sendo que o último considerado por Nyame-Baafi et al. (2018) como



aceitável, sendo que atrasos acima deste podem justificar melhorias na interseção. Para cada um dos níveis de serviço foram elaborados nove ábacos considerando a combinação dos três níveis dos fatores percentual de LCV e conversões. Os tipos de interseção e cenários citados nas seções anteriores foram utilizados como delimitações.

## 4 RESULTADOS

Este capítulo discorre sobre os resultados obtidos no decorrer deste trabalho. O mesmo está dividido em cinco seções, a primeira uma comparação entre os cenários avaliados, nas duas seguintes são abordados os resultados das interseções mínima e canalizada, respectivamente. Na quarta serão discutidas as isolinhas de tempo de atraso críticas, já a quinta seção trata dos ábacos para tomada de decisão gerados e comparações dos mesmo com a literatura. Em todo capítulo as análises são balizadas pelos movimentos demonstrados na Figura 2.

### 4.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS CENÁRIOS

O estudo compreendeu três tipos de interseções em sete distintos cenários: interseção mínima (Tipo 1), interseção canalizada com faixas auxiliares de conversão à esquerda (Tipo 2) e com faixas auxiliares de conversão à esquerda e à direita (Tipo 3). Sendo que a interseção mínima contribui com um cenário, e ambas as interseções canalizadas foram divididas em três cenários cada, com diferentes comprimentos nas faixas auxiliares.

Considerando que as isolinhas de tempo de atraso mais críticas (discutido na Seção 4.4) ocorrem somente nos movimentos provenientes da via secundária, foram analisadas as diferenças entre os cenários apenas para os movimentos citados. A comparação foi realizada considerando quatro fases subsequentes, seguindo as 54 bateladas apresentadas na Tabela 12.

Na 1ª e 2ª fases buscaram-se diferenças estatísticas entre os comprimentos de faixas auxiliares na interseção Tipo 2 e 3, respectivamente. Pode ser observado na Tabela 16 que em todas as situações o p-valor da análise de variância é maior que 0,05, podendo-se inferir que nestes tipos de interseção o comprimento das faixas auxiliares não afeta significativamente o tempo de atraso.

A 3ª fase consistiu em comparar as interseções Tipos 2 e 3 entre si, os resultados de p-valor mostrados na Fonte: Autor (2022)

Tabela 17 indicam que não há diferenças significativas entre estes dois tipos de interseções. Na mesma Tabela são apresentados os p-valores para a 4ª fase que teve como objetivo comparar a interseção mínima (Tipo 1) com a interseção canalizada (Tipos 2 e

3), onde se percebe que existem valores significativos e não significativos em função da batelada.

Tabela 16 - Comparação de cenários: 1ª e 2ª fases (p-valores da ANOVA)

Batelada	1ª Fase			2ª Fase		
	Movimento 9-12	Movimento 7-10	Movimento 8-11	Movimento 9-12	Movimento 7-10	Movimento 8-11
1	0,339	0,853	0,999	0,738	0,250	0,998
2	0,978	0,070	0,997	0,869	0,577	0,996
3	0,490	0,251	0,999	0,830	0,799	0,666
4	0,263	0,300	0,999	0,268	0,418	0,999
5	0,960	0,425	0,999	0,443	0,129	0,997
6	0,167	0,335	0,999	0,389	0,480	0,999
7	0,984	0,293	0,999	0,893	0,764	0,984
8	0,116	0,162	0,999	0,797	0,406	0,999
9	0,145	0,625	0,987	0,133	0,226	0,999
10	0,884	0,174	0,991	0,669	0,517	0,987
11	0,982	0,917	0,993	0,807	0,502	0,995
12	0,790	0,954	0,995	0,256	0,212	0,976
13	0,489	0,442	0,999	0,754	0,841	0,999
14	0,579	0,902	0,991	0,839	0,186	0,993
15	0,193	0,996	0,989	0,811	0,220	0,933
16	0,409	0,255	0,998	0,143	0,099	0,993
17	0,067	0,872	0,986	0,053	0,999	0,897
18	0,978	0,398	0,985	0,707	0,554	0,971
19	0,809	0,982	0,999	0,927	0,974	0,986
20	0,952	0,944	0,943	0,966	0,917	0,973
21	0,907	0,885	0,891	0,947	0,882	0,909
22	0,988	0,950	0,969	0,682	0,957	0,971
23	0,697	0,780	0,836	0,921	0,881	0,893
24	0,416	0,520	0,339	0,839	0,779	0,480
25	0,997	0,890	0,877	0,984	0,990	0,976
26	0,937	0,923	0,939	0,724	0,895	0,786
27	0,873	0,712	0,808	0,868	0,953	0,771
28	0,680	0,334	0,941	0,915	0,379	0,962
29	0,794	0,902	0,993	0,259	0,887	0,974
30	0,992	0,982	0,893	0,232	0,937	0,981
31	0,114	0,688	0,997	0,487	0,626	0,993
32	0,286	0,955	0,999	0,799	0,979	0,905
33	0,974	0,980	0,986	0,797	0,959	0,910
34	0,998	0,427	0,916	0,201	0,556	0,894
35	0,137	0,991	0,939	0,738	0,964	0,858
36	0,461	0,758	0,843	0,638	0,388	0,843
37	0,752	0,995	0,998	0,961	0,973	0,999
38	0,963	0,995	0,769	0,537	0,815	0,997
39	0,974	0,975	0,845	0,841	0,478	0,163
40	0,991	0,928	0,994	0,979	0,975	0,962
41	0,967	0,759	0,863	0,544	0,788	0,857
42	0,900	0,910	0,823	0,772	0,695	0,559
43	0,949	0,780	0,967	0,979	0,977	0,950
44	0,364	0,851	0,852	0,713	0,985	0,985
45	0,940	0,973	0,899	0,826	0,808	0,931
46	0,938	0,844	0,817	0,823	0,898	0,998
47	0,944	0,813	0,834	0,961	0,809	0,131
48	0,918	0,300	0,975	0,746	0,459	0,640
49	0,924	0,910	0,933	0,606	0,896	0,863
50	0,971	0,630	0,343	0,798	0,981	0,987
51	0,911	0,909	0,918	0,957	0,199	0,913
52	0,522	0,519	0,731	0,780	0,064	0,452

53	0,992	0,843	0,393	0,935	0,842	0,883
54	0,752	0,671	0,834	0,952	0,763	0,359

Fonte: Autor (2022)

Tabela 17 - Comparação de cenários: 3ª e 4ª fases (p-valores da ANOVA)

Batelada	3ª Fase			4ª Fase		
	Movimento 9-12	Movimento 7-10	Movimento 8-11	Movimento 9-12	Movimento 7-10	Movimento 8-11
1	0,986	0,912	0,548	0,000	0,028	0,000
2	0,184	0,838	0,977	0,000	0,002	0,000
3	0,861	0,817	0,724	0,000	0,002	0,000
4	0,603	0,532	0,701	0,000	0,020	0,000
5	0,347	0,755	0,900	0,000	0,001	0,000
6	0,583	0,192	0,970	0,000	0,005	0,000
7	0,632	0,591	0,923	0,000	0,018	0,000
8	0,838	0,666	0,931	0,000	0,002	0,000
9	0,375	0,104	0,994	0,000	0,039	0,000
10	0,066	0,617	0,832	0,000	0,035	0,000
11	0,230	0,993	0,437	0,000	0,000	0,000
12	0,491	0,689	0,416	0,000	0,000	0,000
13	0,476	0,416	0,829	0,001	0,018	0,000
14	0,945	0,541	0,557	0,000	0,000	0,000
15	0,085	0,345	0,590	0,000	0,000	0,000
16	0,631	0,161	0,853	0,035	0,013	0,000
17	0,866	0,958	0,644	0,000	0,000	0,000
18	0,813	0,850	0,287	0,000	0,000	0,000
19	0,875	0,701	0,699	0,002	0,000	0,000
20	0,083	0,179	0,165	0,000	0,000	0,000
21	0,139	0,170	0,154	0,000	0,000	0,000
22	0,536	0,603	0,942	0,000	0,000	0,000
23	0,080	0,119	0,204	0,000	0,000	0,000
24	0,976	0,933	0,068	0,000	0,000	0,000
25	0,285	0,971	0,738	0,003	0,001	0,000
26	0,204	0,117	0,235	0,000	0,000	0,000
27	0,651	0,415	0,774	0,000	0,000	0,000
28	0,985	0,783	0,495	0,329	0,717	0,000
29	0,622	0,725	0,204	0,000	0,000	0,000
30	0,999	0,346	0,051	0,000	0,000	0,000
31	0,710	0,719	0,656	0,004	0,678	0,000
32	0,605	0,208	0,207	0,000	0,004	0,002
33	0,865	0,258	0,169	0,004	0,000	0,001
34	0,999	0,787	0,553	0,639	0,676	0,483
35	0,489	0,669	0,205	0,010	0,005	0,007
36	0,972	0,859	0,711	0,000	0,000	0,009
37	0,758	0,180	0,331	0,000	0,284	0,414
38	0,172	0,151	0,917	0,000	0,000	0,001
39	0,798	0,615	0,521	0,000	0,000	0,000
40	0,359	0,642	0,471	0,673	0,053	0,782
41	0,110	0,105	0,116	0,002	0,001	0,004
42	0,647	0,681	0,704	0,000	0,000	0,000
43	0,669	0,692	0,894	0,422	0,063	0,472
44	0,931	0,207	0,209	0,000	0,006	0,018
45	0,110	0,988	0,771	0,000	0,005	0,025
46	0,156	0,594	0,402	0,135	0,226	0,019
47	0,111	0,072	0,885	0,036	0,015	0,021
48	0,780	0,644	0,053	0,000	0,000	0,000
49	0,330	0,346	0,190	0,994	0,82	0,654
50	0,535	0,317	0,445	0,007	0,014	0,004
51	0,057	0,412	0,964	0,001	0,008	0,007
52	0,410	0,772	0,403	0,217	0,185	0,096

53	0,841	0,372	0,334	0,017	0,023	0,005
54	0,078	0,751	0,284	0,000	0,017	0,006

Fonte: Autor (2022)

Ainda sobre os resultados da 4ª fase, é possível observar que a maior parte dos p-valores indicam que há diferença estatisticamente significativa na maior parte dos casos. Entretanto, existe um padrão nas bateladas que apresentam pelo menos um movimento onde não há diferença significativa entre os tempos de atraso: em todas situações o volume da via principal é igual a 1.000 veh/h e o percentual de conversões é de 5%.

A explicação para este fato pode estar pautada no congestionamento da via secundária, uma vez que se há um alto volume passante na via principal dos quais apenas 5% realizam manobras de conversão. Neste caso ocorreria uma diminuição nos *gaps* na via principal, implicando em aumento no tempo de espera dos veículos da via secundária.

Cabe destacar que embora não haja diferença significativa entre os diferentes comprimentos das faixas auxiliares em termos de tempo de atraso, com o aumento das mesmas ocorre um aumento na capacidade da interseção. Considerando a comparação entre as interseções Tipo 2 e 3 o mesmo não ocorre, uma vez que a metodologia de cálculo da capacidade do HCM não considera a inserção de faixas de conversão à direita.

## 4.2 ANÁLISE INTERSEÇÃO MÍNIMA

Esta seção trata dos resultados alcançados para a interseção mínima e será dividida em três subseções: a primeira sobre a análise preliminar dos dados, a segunda sobre a análise do tempo de atraso e a terceira sobre a análise do grau de saturação.

### 4.2.1 Análise preliminar de dados

Com o intuito de simplificar o processo, foi realizada uma avaliação de movimentos similares, por meio de uma análise de variância de fator único. Os resultados são apresentados na Tabela 18. Nota-se que em todos os casos o p-valor não foi significativo a um nível de confiança de 95%, portanto não há diferença entre os movimentos, considerando-se assim a possibilidade de simplificação.

Com a aplicação do método de Shapiro-Wilk para os dados obtidos, pôde-se constatar a não-normalidade dos dados, por isso foi realizada a aplicação do teste de Box-Cox. Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 19 e é possível observar que o valor de lambda ficou entre -0,25 e +0,25, indicando que a transformação mais adequada é a

logarítmica. Embora ocorra uma exceção nos movimentos 8-11, para manter-se um padrão nas análises, estes passaram pelo mesmo tipo de transformação.

Tabela 18 - Comparação de movimentos similares

Movimentos	p-valor
2-5	0,988
1-4	0,723
3-6	0,709
9-12	0,401
7-10	0,349
8-11	0,995

Fonte: Autor (2022)

Tabela 19 - Teste de Box-Cox

Movimentos	$\lambda$	Transformação
2-5	+0,05	ln (y)
1-4	+0,09	ln (y)
3-6	-0,02	ln (y)
9-12	-0,24	ln (y)
7-10	+0,01	ln (y)
8-11	-0,55	ln (y)

Fonte: Autor (2022)

Com os dados transformados, foi realizada a remoção de outliers que se deu com base na identificação dos mesmos pelo software *Statistica*, multiplicando a amplitude interquartis por um coeficiente de 1,5. O total de casos por movimento foi de 1620 (54 bateladas x 30 repetições). A Tabela 20 apresenta a quantidade de outliers removidos e o tamanho final das amostras, onde é possível notar que nenhum dos movimentos teve um tamanho de amostra menor do que 10.

Tabela 20 - Remoção de outliers e tamanho de amostras

Movimentos	Outliers	Menor amostra	Maior amostra
2-5	62	22	30
1-4	89	19	30
3-6	86	16	30
9-12	82	21	30
7-10	119	20	30
8-11	52	24	30

Fonte: Autor (2022)

#### 4.2.2 Análise de tempo de atraso

As análises dos tempos de atraso obtidas por meio do projeto fatorial serão apresentadas nesta subseção. Os resultados alcançados serão avaliados de acordo com os diferentes movimentos.

#### 4.2.2.1 Tempos de atraso: via principal

Na Tabela 21 são apresentados os resultados obtidos para os tempos de atraso na via principal, nela podem ser vistos os coeficientes de regressão, os p-valores e  $R^2$  ajustados das análises de variância. Os movimentos 2-5 caracterizam-se pelo deslocamento de veículos que seguem reto na via principal. Já os movimentos 3-6 representam o deslocamento de veículos que realizam conversão à direita a partir da via principal. Por fim, os movimentos 1-4 são tipificados pelo deslocamento de veículos que convergem à esquerda a partir da via principal.

Tabela 21 - p-valores da ANOVA e coeficientes de regressão da via principal

Fator	Movimentos 2-5		Movimentos 3-6		Movimentos 1-4	
	$R^2_{ajust} = 0,753$		$R^2_{ajust} = 0,596$		$R^2_{ajust} = 0,714$	
	p-valor	Coef.	p-valor	Coef.	p-valor	Coef.
Intersecção	0,000	2,27	0,000	2,39	0,000	2,86
Volume1 (L)	0,000	1,03	0,000	0,67	0,000	0,93
Volume1 (Q)	0,000	0,16	0,000	0,31	NS	NS
Volume2 (L)	0,000	0,54	0,000	0,54	0,000	0,41
Volume2 (Q)	0,000	-0,38	0,000	-0,40	0,000	-0,35
LCV (L)	0,000	0,28	0,000	0,29	0,000	0,24
LCV (Q)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Conversões (L)	0,000	0,15	0,009	-0,08	0,000	-0,20
Conversões (Q)	0,001	-0,12	0,000	-0,16	NS	NS
Volume1 x Volume2 (L)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Volume1 x LCV (L)	0,000	0,15	0,021	0,08	0,023	0,06
Volume1 x Conversões (L)	NS	NS	0,000	0,24	0,000	0,11
Volume2 x LCV (L)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Volume2 x Conversões (L)	0,000	-0,23	0,000	-0,15	0,000	-0,15
LCV x Conversões (L)	0,018	-0,06	NS	NS	NS	NS

Os valores apresentados já consideram a remoção dos fatores não significativos

NS: Não significativo a um nível de confiança de 95%

Fonte: Autor (2022)

Pontualmente, observa-se na Tabela 21 que os movimentos 2-5 e 3-6 possuem um fator quadrático e três interações lineares não significativos cada, assim como o movimento 1-4 tem três fatores quadráticos e três interações lineares não significativos.

Em comum, o fator percentual de LCV quadrático não é significativo em nenhum dos movimentos, assim como as interações lineares entre volumes da via principal e secundária e entre o volume da via secundária e o percentual de LCV.

Nota-se, pelos coeficientes de regressão, que o fator mais influente no tempo de atraso para o movimento 2-5 é a demanda da via principal, seguindo pela demanda da via secundária linear e quadrática, sendo que o padrão se repete para os demais movimentos. É possível observar pelo  $R^2$  ajustado que os modelos de regressão explicam entre 60 e 75% da variância.

#### 4.2.2.2 Tempos de atraso: via secundária

Assim como para a via principal, a Tabela 22 apresenta os valores de coeficientes de regressão e  $R^2$  ajustado, assim como os p-valores da análise de variância. Os movimentos 9-12 designam a conversão à direita dos veículos que se aproximam pela via secundária. Enquanto os movimentos 7-10 representam o deslocamento de veículos que convergem à esquerda a partir da via secundária. Por último, movimentos 8-11 caracterizam o deslocamento de veículos que seguem reto na via secundária.

Tabela 22 - p-valores da ANOVA e coeficientes de regressão da via secundária

Fator	Movimentos 9-12		Movimentos 7-10		Movimentos 8-11	
	$R^2_{ajust} = 0,795$		$R^2_{ajust} = 0,852$		$R^2_{ajust} = 0,834$	
	p-valor	Coef.	p-valor	Coef.	p-valor	Coef.
Intersecção	0,000	3,89	0,000	3,89	0,000	3,77
Volume1 (L)	0,000	0,23	0,000	0,88	0,000	0,42
Volume1 (Q)	0,000	0,11	0,000	-0,18	NS	NS
Volume2 (L)	0,000	0,92	0,000	0,90	0,000	0,72
Volume2 (Q)	0,000	-0,23	0,000	-0,47	0,000	-0,38
LCV (L)	0,000	0,11	0,000	0,16	0,000	0,12
LCV (Q)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Conversões (L)	0,000	0,16	0,000	0,10	0,000	0,11
Conversões (Q)	0,000	-0,11	0,000	-0,13	NS	NS
Volume1 x Volume2 (L)	NS	NS	NS	NS	0,000	0,33
Volume1 x LCV (L)	0,003	0,05	0,019	0,06	NS	NS
Volume1 x Conversões (L)	0,000	0,08	0,000	0,12	0,000	0,08
Volume2 x LCV (L)	NS	NS	0,001	-0,08	NS	NS
Volume2 x Conversões (L)	NS	NS	NS	NS	0,013	0,05
LCV x Conversões (L)	NS	NS	NS	NS	NS	NS

Os valores apresentados já consideram a remoção dos fatores não significativos

NS: Não significativo a um nível de confiança de 95%



Fonte: Autor (2022)

Ao verificar Tabela 22, se observa um termo quadrático e quatro interações lineares não significativos para nos movimentos 9-12 e um quadrático e três interações nos movimentos 7-10. Enquanto nos movimentos 8-11 se encontram três fatores quadráticos e três interações não significativos. Além disso, a não significância do termo percentual de LCV quadrático e a interação linear entre o percentual de LCV e de conversões é comum para todos os movimentos.

Quanto aos fatores mais influentes, de acordo como os coeficientes de regressão a demanda linear da via secundária é a mais interferente, seguida pela demanda linear da via principal e pelo fator quadrático de demanda da via secundária, o que ocorre em todos os movimentos. Sobre os valores de  $R^2$  ajustado, os modelos de regressão explicam entre 80 e 85% da variância.

Comparando-se os fatores mais influentes da via principal e da via secundária, pode-se inferir que os três fatores mais significativos são os mesmos nas duas situações, porém com ordem diferente. Os valores de  $R^2$  da via secundária mostram um melhor ajuste quando comparados aos da via principal.

Os modelos da Tabela 21 e da Tabela 22 dão origem aos gráficos de isolinhas de tempo de atraso. Na Seção 4.4 são discutidos os resultados destes gráficos relacionados aos movimentos mais críticos e com os diferentes níveis de serviço.

### **4.2.3 Análise de graus de saturação**

O HCM (2016) cita que não há necessidade de calcular as capacidades e os graus de saturação para o movimento de seguir reto na via principal (2-5) nem para o movimento de conversão à direita a partir da via principal (3-6), não contemplando estes movimentos na metodologia. O método justifica que os veículos neste movimento experienciam tempos de atraso muito próximos a zero.

Entretanto, ao considerar uma interseção sem faixas auxiliares, os veículos que convergem à esquerda a partir da via principal aguardam *gaps* parados na faixa principal. Este fato acarreta uma formação de fila, e conseqüente, o aumento no tempo de atraso dos demais veículos.

No movimento de conversão à esquerda a partir da via principal (1-4), a situação mais crítica verificada nos cálculos de capacidade e graus de saturação ocorre quando a

demanda das vias principal e secundária é de 1.000veh/h, o percentual de LCV é de 20% e o percentual de conversões é de 25%; resultando em um grau de saturação de 0,12. Ficando, portanto, dentro do limite máximo de 0,90 pré-estabelecido.

O grau de saturação máximo identificado no movimento de conversões à direita a partir da via secundária foi de 0,19, dentro do limite máximo de 0,90. Esta situação sucedeu quando a demanda das vias principal e secundária é de 1.000veh/h, o percentual de LCV é de 20% e o percentual de conversões é de 25%, tal como nos movimentos 1-4.

Foram observados, para os movimentos 7-10, situações em que a interseção se encontra saturada, sendo necessário um corte nesta faixa de valores. Com base nas combinações de demandas que resultaram em um grau de saturação de  $0,90 \pm 0,01$  foi realizada uma regressão, as equações e valores de  $R^2$  são apresentadas na Tabela 23 para os diferentes percentuais de LCV e conversões. Pode se perceber que para percentuais de conversões de 5% o valor de  $R^2$  é de 1,00, devido ao fato de haver apenas duas combinações de demandas nestes casos. Ademais, todas as equações apresentam bons ajustes.

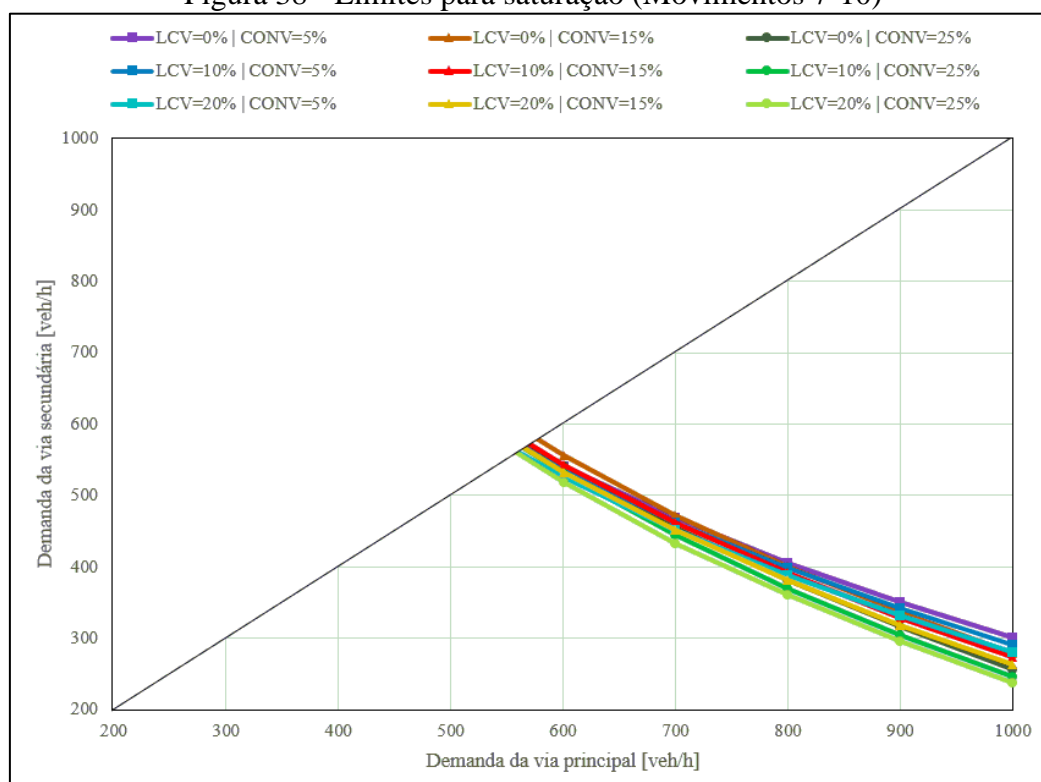
Tabela 23 - Equações de regressão para graus de saturação (movimentos 7-10)

LCV [%]	Conversões [%]	Equação	$R^2$
0	5	$y = -469,7\ln(x) + 3545,2$	1,0000
0	15	$y = -541,1\ln(x) + 4017,0$	0,9999
0	25	$y = -555,0\ln(x) + 4091,1$	0,9998
10	5	$y = -479,9\ln(x) + 3605,9$	1,0000
10	15	$y = -528,2\ln(x) + 3922,0$	0,9998
10	25	$y = -555,9\ln(x) + 4086,2$	0,9998
20	5	$y = -479,8\ln(x) + 3595,3$	1,0000
20	15	$y = -528,0\ln(x) + 3910,5$	0,9999
20	25	$y = -547,2\ln(x) + 4018,5$	0,9997

Fonte: Autor (2022)

Ao plotar as equações da Tabela 23 obtém-se o gráfico da Figura 38, que mostra limites para saturação da interseção em função das demandas das vias. Nota-se que para altas demandas na via principal há uma tendência de que a saturação ocorra em maiores demandas da via secundária, quando são menores os percentuais de conversão.

Figura 38 - Limites para saturação (Movimentos 7-10)



Fonte: Autor (2022)

Assim como nos movimentos 7-10, nos movimentos 8-11 existem situações onde a interseção encontra-se saturada. Com base nas combinações de demandas que resultaram em um grau de saturação de  $0,90 \pm 0,01$  foi executada uma regressão. As equações e valores de  $R^2$  são apresentadas na Tabela 24 para os diferentes níveis dos fatores percentual de LCV e conversões. É possível notar que todas as equações possuem um bom ajuste.

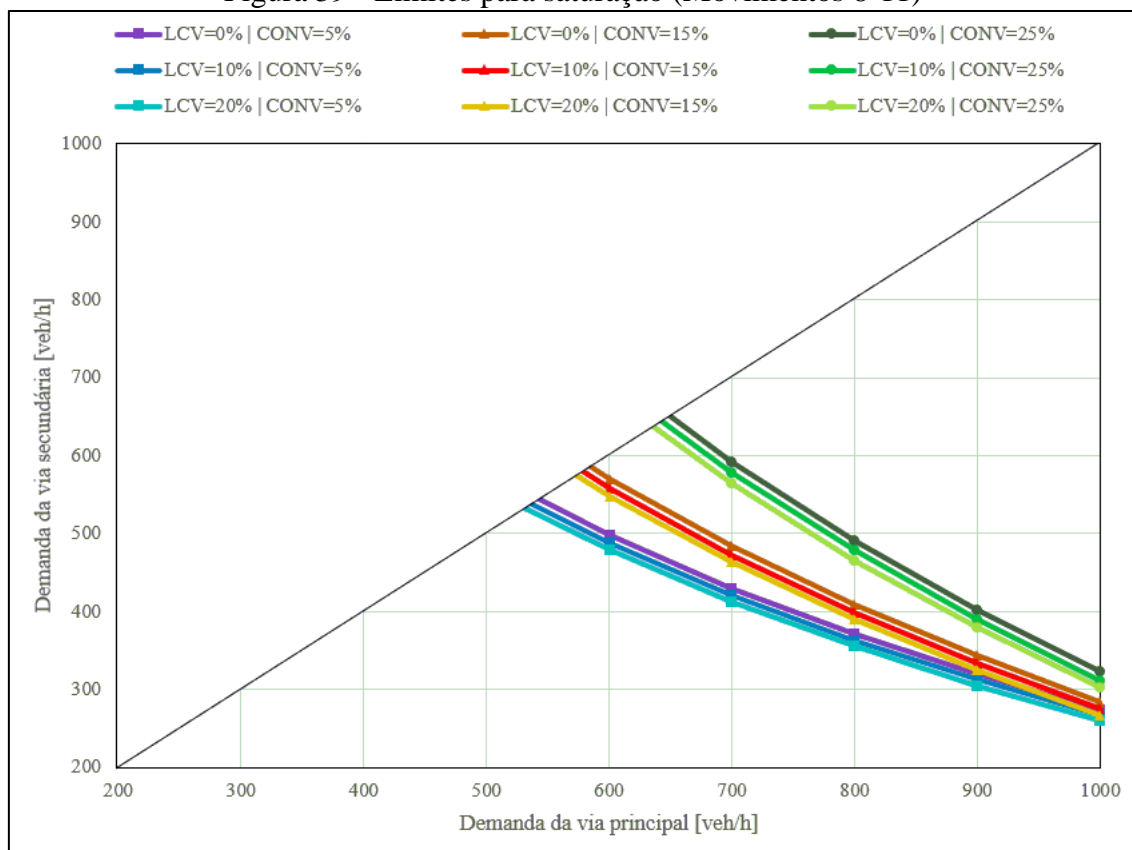
Tabela 24 - Equações de regressão para graus de saturação (movimentos 8-11)

LCV [%]	Conversões [%]	Equação	$R^2$
0	5	$y = -439,9\ln(x) + 3312,0$	0,9990
0	15	$y = -561,2\ln(x) + 4160,7$	0,9986
0	25	$y = -756,1\ln(x) + 5546,0$	0,9987
10	5	$y = -433,4\ln(x) + 3260,6$	0,9989
10	15	$y = -554,2\ln(x) + 4103,7$	0,9989
10	25	$y = -748,2\ln(x) + 5480,2$	0,9978
20	5	$y = -428,5\ln(x) + 3220,0$	0,9991
20	15	$y = -548,8\ln(x) + 4058,3$	0,9990
20	25	$y = -734,4\ln(x) + 5375,5$	0,9981

Fonte: Autor (2022)

O gráfico da Figura 39 resume as equações da Tabela 24 e que mostra limites para saturação da interseção em função das demandas das vias. Observa-se que para maiores percentuais de conversão o limite de saturação está atrelado a maiores demandas. Com o aumento do percentual de conversões os volumes dos movimentos 2-5 diminuem, facilitando o deslocamento correspondente aos movimentos 8-11.

Figura 39 - Limites para saturação (Movimentos 8-11)



Fonte: Autor (2022)

Quando sobrepostas as faixas de grau de saturação máximo de 0,90 às isolinhas de tempo de atraso, se observa que as isolinhas mais críticas aparecem em menores combinações de demandas. Ou seja, a delimitação dos ábacos é feita pelas isolinhas de tempos de atraso.

#### 4.3 ANÁLISE INTERSEÇÃO CANALIZADA

Esta seção trata dos resultados alcançados para a interseção canalizada e será dividida nas mesmas três subseções descritas na seção sobre a interseção mínima.

### 4.3.1 Análise preliminar de dados

Os p-valores apresentados na Tabela 25 se referem à comparação entre os movimentos similares, observa-se que todos são maiores do que 0,05, o que indica que não há diferença significativa entre os movimentos, em termos de tempo de atraso. Este resultado permite a simplificação do processo de análise de dados.

Tabela 25 - Comparação entre movimentos similares

Movimentos	p-valor
2-5	0,942
1-4	0,819
3-6	0,780
9-12	0,540
7-10	0,471
8-11	0,961

Fonte: Autor (2022)

Assim como na interseção mínima constatou-se a não-normalidade dos dados por meio do teste de Shapiro-Wilk, portanto foi executado o teste de Box-Cox. Os resultados são apresentados na Tabela 26 é possível notar que o valor de lambda ficou entre -0,25 e +0,25, indicando que a transformação mais adequada é a logarítmica. Para se manter um padrão nas análises foi utilizada a transformação logarítmica para o movimento 3-6.

Tabela 26 - Teste de Box-Cox

Movimentos	$\lambda$	Transformação
2-5	+0,21	ln (y)
1-4	+0,23	ln (y)
3-6	+0,31	ln (y)
9-12	+0,05	ln (y)
7-10	+0,09	ln (y)
8-11	+0,06	ln (y)

Fonte: Autor (2022)

Após os dados transformados os mesmos passaram por uma identificação e remoção de outliers por meio do software *Statistica*, multiplicando a amplitude interquartis por um coeficiente de 1,5. O total de casos por movimento foi de 1620 (54 bateladas x 30 repetições). A Tabela 27 apresenta a quantidade de outliers removidos e o tamanho final das amostras, nenhum dos movimentos teve uma amostra com menos de 10 casos.

Tabela 27 - Remoção de outliers e tamanho de amostras

Movimentos	Outliers	Menor amostra	Maior amostra
2-5	88	17	30
1-4	122	23	30
3-6	71	18	30
9-12	170	21	30
7-10	184	19	30
8-11	89	18	30

Fonte: Autor (2022)

### 4.3.2 Análise dos tempos de atraso

As análises dos tempos de atraso obtidas por meio do projeto fatorial serão abordadas nesta subseção. Os resultados serão analisados conforme os diferentes movimentos.

#### 4.3.2.1 Tempos de atraso: via principal

A Tabela 28 traz os valores de coeficientes de regressão e  $R^2$  ajustado, assim como os p-valores da análise de variância para a via principal. Ao se avaliar a Tabela é possível observar que nos movimentos 2-5 existem um fator linear, um quadrático e três interações lineares não significativos. No movimento 3-6 são um termo quadrático e três interações lineares. E, por fim, há dois fatores quadráticos e três interações não significativos. Em comum nos três movimentos não influenciam no tempo de atraso os fatores: percentual de LCV quadrático e a interação entre este mesmo fator com a demanda da via secundária.

Com base nos coeficientes de regressão, é possível afirmar que para os movimentos 2-5 os fatores mais influentes no tempo de atraso são: as demandas linear e quadrática da via secundária e o percentual de conversões linear. Analisando os movimentos 3-6 nota-se que a demanda linear da via secundária, a demanda quadrática da via principal e a linear desta última são, respectivamente, as mais interferentes no tempo de atraso. Ainda diferente, os movimentos 1-4 têm como fatores mais relevantes os seguintes: demandas lineares da via principal e secundária, além da demanda quadrática da principal.

Quanto aos  $R^2$  ajustados, os modelos de regressão explicam entre 42 e 72% da variância. Valores relativamente menores do que os resultantes para os mesmos movimentos na interseção mínima.

Tabela 28 - p-valores da ANOVA e coeficientes de regressão da via principal

Fator	Movimentos 2-5		Movimentos 3-6		Movimentos 1-4	
	$R^2_{ajust} = 0,720$		$R^2_{ajust} = 0,415$		$R^2_{ajust} = 0,657$	
	p-valor	Coef.	p-valor	Coef.	p-valor	Coef.
Intersecção	0,000	1,48	0,000	1,83	0,000	1,77
Volume1 (L)	NS	NS	0,001	-0,30	0,000	0,68
Volume1 (Q)	0,000	0,21	0,000	0,43	0,000	-0,32
Volume2 (L)	0,000	0,84	0,000	0,96	0,000	0,35
Volume2 (Q)	0,000	-0,41	0,000	-0,34	0,000	-0,24
LCV (L)	0,000	0,26	0,000	0,21	0,000	0,22
LCV (Q)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Conversões (L)	0,000	0,40	0,000	-0,22	0,000	-0,07
Conversões (Q)	0,000	-0,10	NS	NS	NS	NS
Volume1 x Volume2 (L)	0,000-	-0,36	0,000	-0,52	NS	NS
Volume1 x LCV (L)	0,000	0,11	NS	NS	0,000	0,14
Volume1 x Conversões (L)	NS	NS	0,000	0,24	NS	NS
Volume2 x LCV (L)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Volume2 x Conversões (L)	NS	NS	0,000	-0,14	0,003	0,07
LCV x Conversões (L)	0,000	-0,13	0,012	0,07	0,002	0,06

Os valores apresentados já consideram a remoção dos fatores não significativos

NS: Não significativo a um nível de confiança de 95%

Fonte: Autor (2022)

#### 4.3.2.2 Tempos de atraso: via secundária

Tal como na via principal, a Tabela 29 apresenta os resultados obtidos para os tempos de atraso na via secundária, nela podem ser vistos os coeficientes de regressão, os p-valores e  $R^2$  ajustados das análises de variância.

É possível identificar na Tabela que há quatro fatores que não são significativos para todos os movimentos, são eles: os percentuais quadráticos de LCV e de conversões, e a interação linear entre a demanda da via secundária e o percentual de LCV e a interação entre este último com o percentual de conversões. A quantidade de fatores não significativos entre os movimentos se dá da seguinte forma: três quadráticos e três interações lineares para os movimentos 9-12; um linear, dois quadráticos e quatro interações nos movimentos 7-10 e um linear, dois quadráticos e três interações nos movimentos 8-11.

Os fatores mais impactantes no tempo de atraso são os seguintes: as demandas lineares da via principal e secundária e a interação linear entre as demandas das vias principal e secundária, nos movimentos 9-12; as demandas das vias secundária, principal

e percentual de LCV lineares, para os movimentos 7-10 e, nos movimentos 8-11, as demandas lineares das vias principal e secundária, bem como a demanda quadrática da via secundária.

Adicionalmente, baseado nos  $R^2$  ajustados, observa-se que os modelos de regressão explicam entre 75 e 84% das variâncias. Sendo mais ajustados quando comparados aos movimentos da via principal na interseção canalizada e menos quando confrontados com os da via secundária da interseção mínima.

Tabela 29 - p-valores da ANOVA e coeficientes de regressão da via secundária

Fator	Movimentos 9-12		Movimentos 7-10		Movimentos 8-11	
	$R^2_{ajust} = 0,750$		$R^2_{ajust} = 0,763$		$R^2_{ajust} = 0,843$	
	p-valor	Coef.	p-valor	Coef.	p-valor	Coef.
Intersecção	0,000	2,48	0,000	2,78	0,000	2,74
Volume1 (L)	0,000	1,18	0,000	0,77	0,000	1,19
Volume1 (Q)	0,000	-0,31	0,000	0,21	0,000	-0,20
Volume2 (L)	0,000	0,83	0,000	1,11	0,000	1,09
Volume2 (Q)	NS	NS	0,001	-0,14	0,000	-0,33
LCV (L)	0,000	0,29	0,000	0,35	0,000	0,27
LCV (Q)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Conversões (L)	0,000	-0,23	NS	NS	NS	NS
Conversões (Q)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Volume1 x Volume2 (L)	0,000	0,34	NS	NS	0,032	0,17
Volume1 x LCV (L)	NS	NS	NS	NS	0,014	0,08
Volume1 x Conversões (L)	0,000	0,11	0,000	-0,15	NS	NS
Volume2 x LCV (L)	NS	NS	NS	NS	NS	NS
Volume2 x Conversões (L)	0,000	0,10	0,002	0,09	0,001	-0,10
LCV x Conversões (L)	NS	NS	NS	NS	NS	NS

Os valores apresentados já consideram a remoção dos fatores não significativos

NS: Não significativo a um nível de confiança de 95%

Fonte: Autor (2022)

De igual maneira à interseção mínima, os modelos da Tabela 28 e da Tabela 29 dão origem aos gráficos de isolinhas de tempo de atraso. Os resultados serão discutidos na Seção 4.4, relacionando-os aos movimentos mais críticos e com os diferentes níveis de serviço.

### 4.3.3 Análise de graus de saturação

Não havendo necessidade de cálculo para os movimentos 2-5 e 3-6, parte-se para os demais. Nos movimentos 1-4 foi observado um valor de máximo de 0,12 na relação



volume/capacidade, já nos movimentos 9-12 o maior valor foi de 0,19, enquanto nos movimentos 7-10 o grau de saturação atingiu 0,54. Portanto em nenhum dos casos houve a saturação da interseção.

Apenas nos movimentos 8-11, houve situações onde a interseção encontra-se saturada, sendo necessário um corte nesta faixa de valores. Baseando-se nas combinações de demandas que resultaram em um grau de saturação de  $0,90 \pm 0,01$  foi executada uma regressão e as equações e valores de  $R^2$  são apresentadas na Tabela 30. Onde se nota que houve saturação na interseção apenas quando o percentual de conversões é igual a 5%. Pode se perceber que todas as equações apresentam bons ajustes.

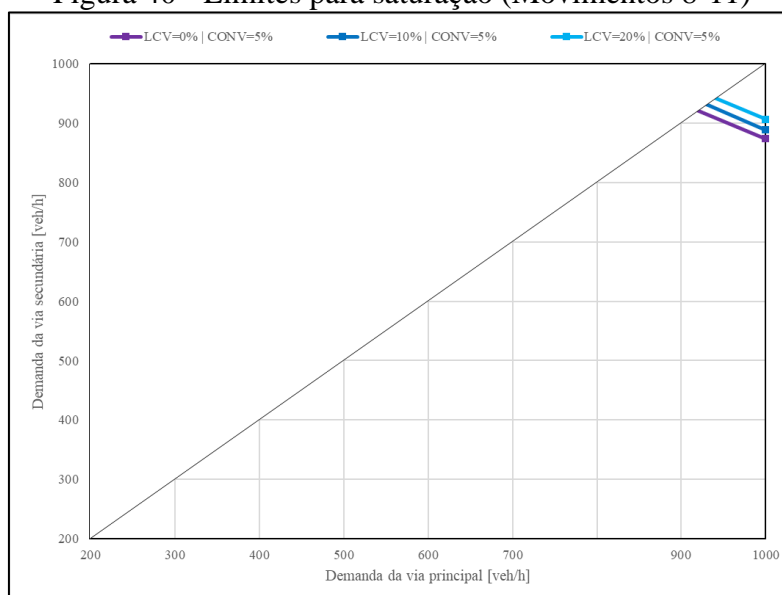
Tabela 30 - Equações de regressão para graus de saturação (movimentos 8-11)

LCV [%]	Conversões [%]	Equação	$R^2$
0	5	$y = -560.7\ln(x) + 4746.9$	0.8712
10	5	$y = -582.7\ln(x) + 4913.5$	0.8481
20	5	$y = -561.3\ln(x) + 4784.0$	0.7633

Fonte: Autor (2022)

Ao plotar as equações da Tabela 30 obtém-se o gráfico da Figura 40, onde se observa que maiores percentuais de LCV implicam em necessidade maiores demandas para que haja a saturação. Assim como na interseção mínima, quando sobrepostas às isolinhas de tempo de atraso críticas, estes limites de saturação ocorrem em menores combinações de demandas.

Figura 40 - Limites para saturação (Movimentos 8-11)



Fonte: Autor (2022)

#### 4.4 ISOLINHAS DE TEMPO DE ATRASO E GRAU DE SATURAÇÃO

Nesta seção são discutidos os resultados obtidos dos limites de saturação (90%) e das isolinhas de tempo de atraso. Os movimentos mais críticos comentados foram os utilizados na elaboração dos ábacos de tomada de decisão da Seção 4.5. Em todos os gráficos apresentados, são plotadas as demandas da via principal e secundária, na horizontal e vertical respectivamente, com volumes variando entre 200 e 1.000 veh/h.

Além disto, esta seção é dividida em três partes, considerando cada um dos três níveis de serviço analisados, onde são comparados os gráficos das interseções mínima e canalizada para as diferentes combinações de fatores.

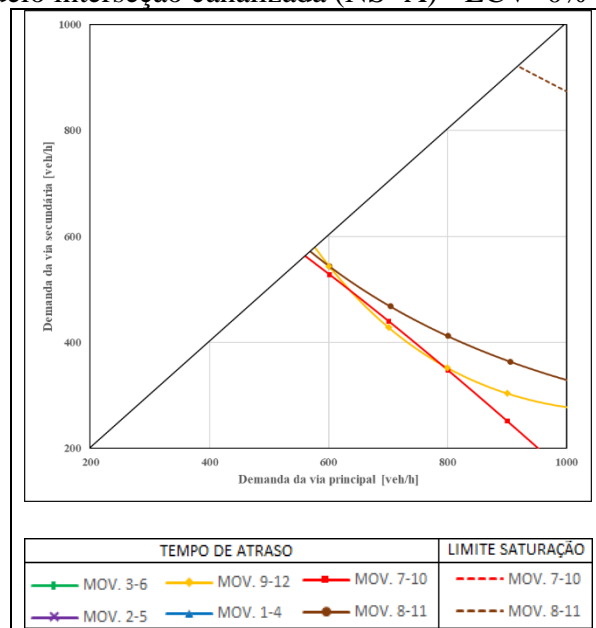
##### 4.4.1 Modelos para o nível de serviço A

O nível de serviço A corresponde a um tempo de atraso máximo de 10 s/veh. São apresentados para este nível de serviço apenas os gráficos obtidos para interseção canalizada, devido ao fato de que em nenhum dos casos os movimentos mais críticos ficaram dentro do espaço amostral. Ou seja, representam demandas abaixo de 200 veh/h tanto na via principal quanto na secundária.

Na Figura 41 é mostrado o gráfico referente aos percentuais de LCV e conversões de, respectivamente, 0 e 5%. Nele pode ser observado que as situações mais críticas estão associadas aos tempos de atraso dos movimentos 7-10 e 9-12, sendo que o movimento 9-12 compreende a faixa de demanda da via principal entre 650 e 800 veh/h. Percebe-se também que a interseção canalizada não é adequada para demandas acima de 950 veh/h na via principal e acima de 560 veh/h na via secundária.

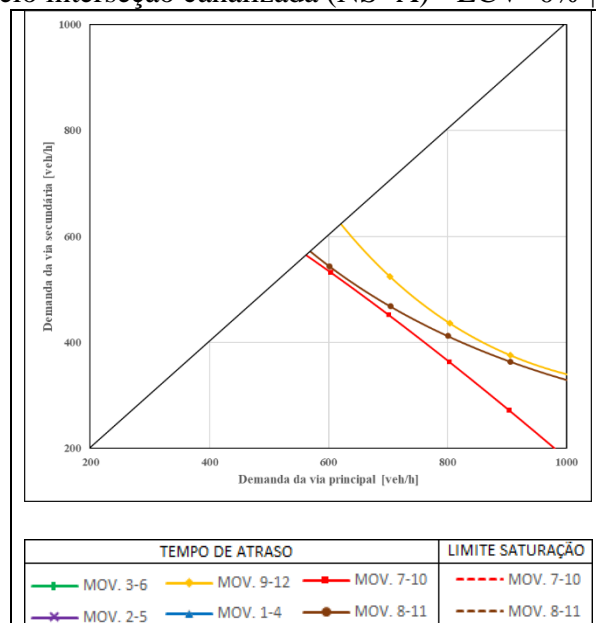
A Figura 42 apresenta o gráfico considerando os percentuais de LCV e conversões e 0 e 15%, respectivamente. Nota-se que o movimento mais crítico é o movimento 7-10, que compreende demandas que são abaixo de 980 veh/h na via principal e 560 veh/h na via secundária. Ainda pode ser verificado que, diferentemente do caso da Figura 41, não há nenhum movimento onde ocorre saturação. Isto indica que a saturação ocorre em combinações de demandas maiores do que 1.000 veh/h nas vias principal e secundária.

Figura 41 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=0% | Conversões=5%



Fonte: Autor (2022)

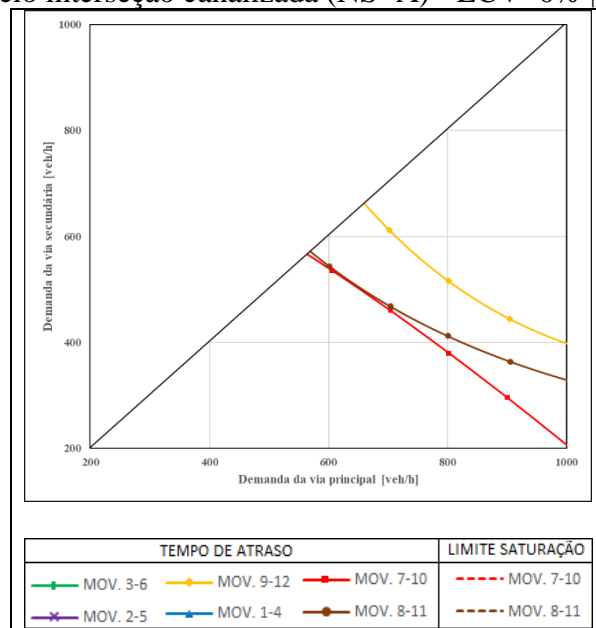
Figura 42 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=0% | Conversões=15%



Fonte: Autor (2022)

Assim como no caso da Figura 42, no gráfico da Figura 43 que representa os percentuais de LCV e conversão de 0 e 25%, apenas o movimento 7-10 é delimitante para o ábaco e, a saturação também fora do espaço amostral. Pode-se constatar que até 1.000 veh/h na via principal e até 560 veh/h na via secundária é possível utilizar a interseção canalizada.

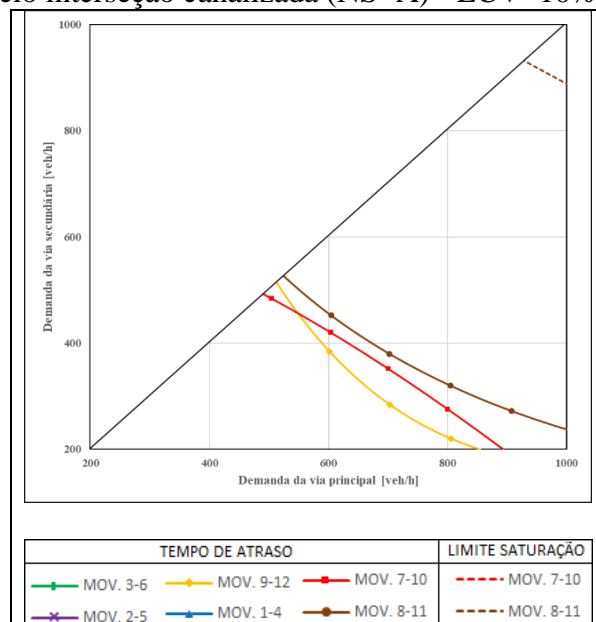
Figura 43 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=0% | Conversões=25%



Fonte: Autor (2022)

Na Figura 44 é mostrado o gráfico referente aos percentuais de LCV de 10% e de conversões de 5%. Nele observa-se que os movimentos 7-10 e 9-12 são os mais críticos, dado que o movimento 7-10 compreenda uma faixa de demanda na via principal igual a até 550 veh/h, acima disto o ábaco é delineado pelo movimento 9-12. É possível perceber que a interseção não é indicada para demandas maiores que 850 veh/h na via principal, nem para demandas acima de 490 veh/h na via secundária.

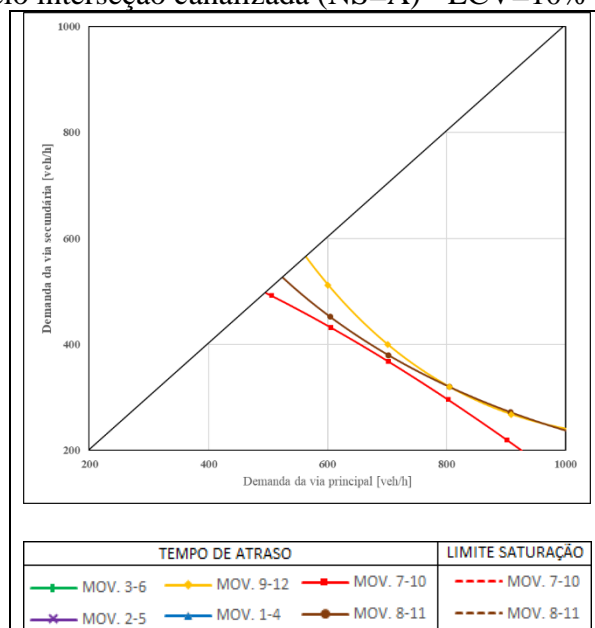
Figura 44 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=10% | Conversões=5%



Fonte: Autor (2022)

A Figura 45 apresenta o gráfico para os seguintes percentuais: 10% de LCV e 15% de conversões. Em que é nota-se que apenas o movimento 7-10 é delimitante para o ábaco, compreendendo demandas máximas de 930 veh/h e 500 veh/h nas vias principal e secundária, respectivamente.

Figura 45 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=10% | Conversões=15%



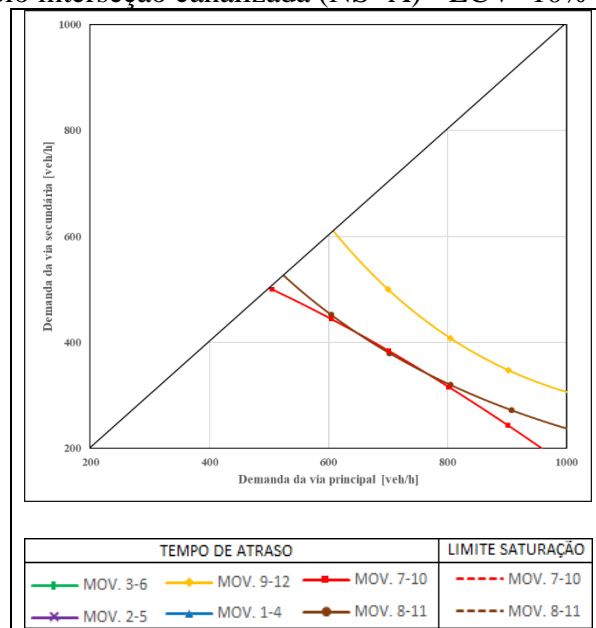
Fonte: Autor (2022)

É possível verificar no gráfico da Figura 46 que o movimento 7-10 é a situação mais crítica, entretanto, entre as demandas de 640 e 770 veh/h correspondentes à via principal, o movimento 8-11 se assemelha ao movimento 7-10, podendo assim também ser considerado como crítico. Este gráfico representa os percentuais de 10% de LCV e de 25% de conversões. Pode-se observar também que a interseção canalizada é indicada para demandas menores do que 960 veh/h na via principal e 500 veh/h na via secundária.

Ainda, observando-se os três gráficos com percentual de LCV de 10%, apenas o correspondente a um percentual de conversões de 5% ocorre saturação em algum movimento, abaixo de demandas de 1.000 veh/h em cada via.

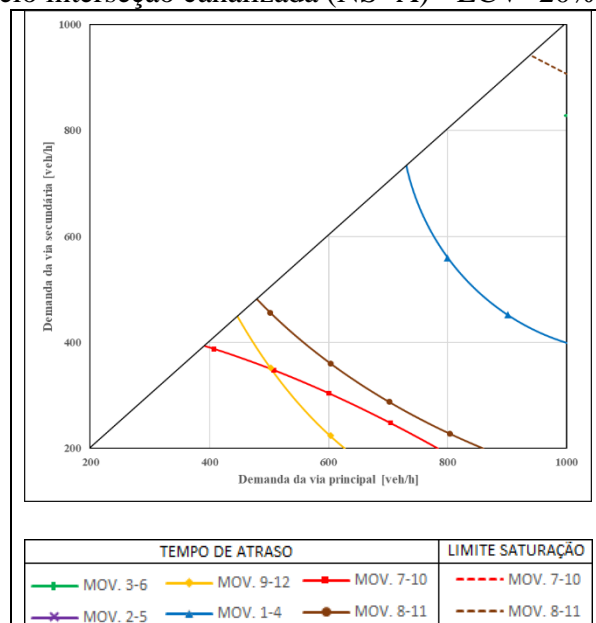
Na Figura 47 tem-se o gráfico que corresponde aos percentuais de 20 e 5% de LCV e conversões, respectivamente. Nele se percebe que os movimentos delimitantes para o ábaco são: 7-10 e 9-12. Sendo o movimento 7-10 crítico até a demanda de 500 veh/h na via principal e o 9-12 acima disto. As demandas máximas vistas no gráfico são de 630 veh/h na via principal e 400 veh/h na secundária.

Figura 46 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=10% | Conversões=25%



Fonte: Autor (2022)

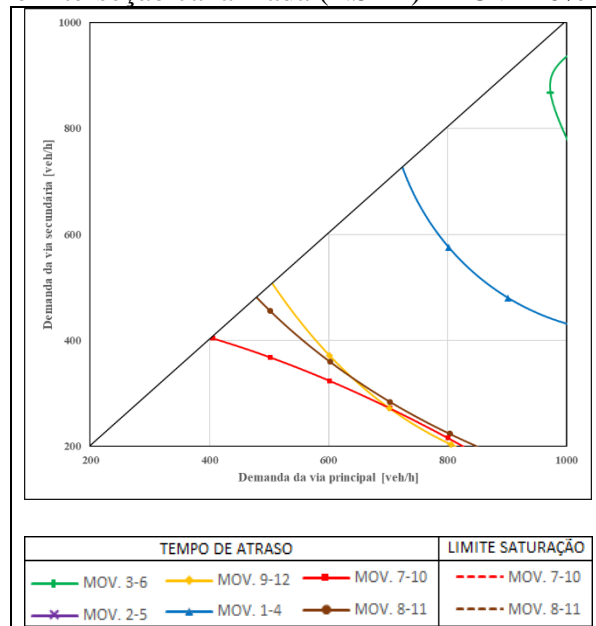
Figura 47 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=20% | Conversões=5%



Fonte: Autor (2022)

A Figura 48 traz o gráfico referentes aos percentuais respectivos de LCV e conversões de 20 e 15%. Nele nota-se que os movimentos mais críticos são os 7-10 e 9-12, sendo o movimento 7-10 delimitante até a demanda de 700 veh/h na via principal. Já o movimento 9-12 é responsável a partir desta demanda até a demanda máxima na via principal de 800 veh/h, enquanto a demanda máxima na via secundária é de 400 veh/h.

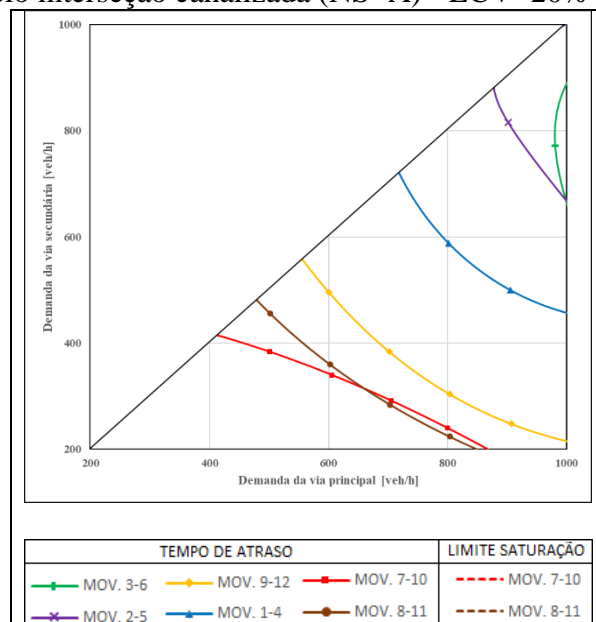
Figura 48 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=20% | Conversões=15%



Fonte: Autor (2022)

Por fim, é apresentado o gráfico relativo aos percentuais de 20% de LCV e 25% de conversões na Figura 49, em que pode ser percebido que os movimentos 7-10 e 8-11 são os mais críticos. É possível observar que a mudança da regência do movimento 7-10 para o movimento 8-11 como delimitantes ocorre quando a demanda da via principal é de 660 veh/h. Ademais, as demandas máximas para as quais as interseções canalizadas sejam adotadas são de 850 e 420 veh/h nas vias principal e secundária, respectivamente.

Figura 49 - Modelo interseção canalizada (NS=A) - LCV=20% | Conversões=25%



Fonte: Autor (2022)

Em linhas gerais é observado que para interseções canalizadas as delimitações dos ábacos são feitas totalmente pelo tempo de atraso e são dadas pelos movimentos oriundos da via secundária: 7-10, 8-11 e 9-12. O movimento 7-10 é o único que aparece como crítico em todos os casos, o mesmo é considerado pelo HCM (TRB, 2016) como o de última prioridade em interseções tipo TWSC.

Quanto aos graus de saturação, apenas o movimento 8-11 atingiu o limite dentro das máximas demandas avaliadas, fato que ocorre somente quando o percentual de conversões é de 5%. Isso ocorre por conta de que quando o percentual de conversões é mais baixo o percentual de veículos seguindo reto na via principal é maior, implicando em menores *gaps* e, conseqüentemente, um maior acúmulo de veículos na via secundária.

#### **4.4.2 Modelos para o nível de serviço B**

O nível de serviço B refere-se a um tempo de atraso máximo de 15 s/veh. São apresentados para este nível de serviço os gráficos das interseções mínima e canalizada. Com exceção dos três casos com percentual de LCV de 20%, que por sua vez tratarão apenas das interseções canalizadas. Devido ao fato de que os movimentos mais críticos para interseção mínima nesses casos ficam abaixo das demandas mínimas avaliadas por este estudo.

Na Figura 50 são apresentados os modelos para interseções mínimas e canalizadas para os percentuais de LCV e conversões de 0 e 5%. Observa-se que no modelo da interseção mínima os movimentos 8-11 e 7-10 são os mais críticos e que o movimento 8-11 é responsável pela delimitação até a demanda na via principal igual a 840 veh/h. Os mesmos movimentos são críticos são os mesmos para interseção canalizada, porém o movimento 8-11 neste caso é delimitante apenas quando as demandas da via principal se situam na faixa de 650 a 700 veh/h.

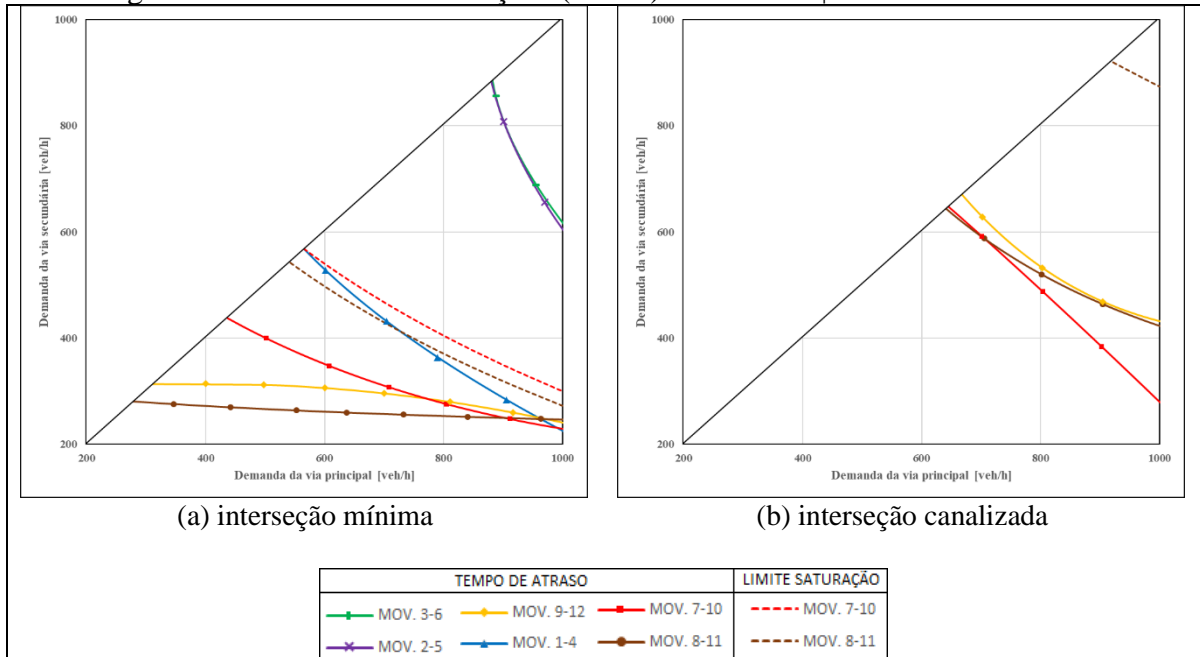
Em ambos os casos a demanda máxima da via principal se encontra fora do espaço avaliado, ou seja, acima de 1.000 veh/h. Entretanto, há uma diferença maior quanto à demanda máxima da via secundária, onde na interseção mínima é de 280 veh/h e na interseção canalizada é de 650 veh/h.

Os modelos referentes a não presença de LCV e percentual de conversão igual a 15% são mostrados na Figura 51. Nota-se que para interseção mínima o movimento 9-12 é o mais crítico enquanto a canalizada o movimento delimitante é o 8-11. No caso da interseção canalizada, as demandas máximas na via principal e secundária são similares



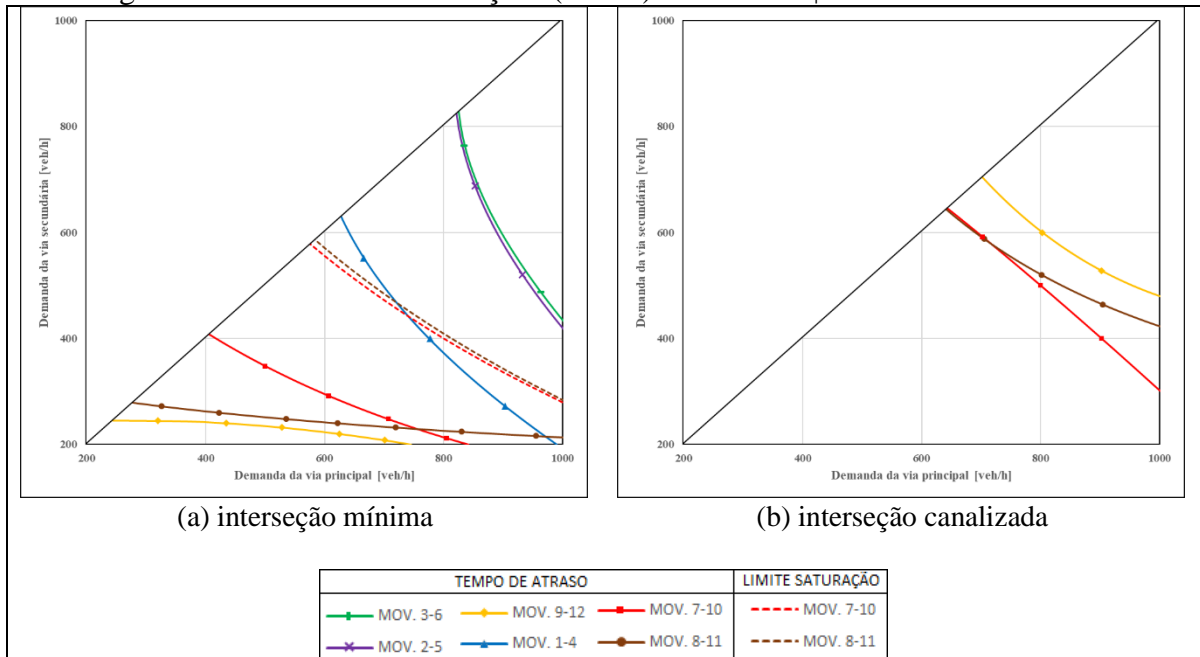
às da Figura 50, ou seja, o comportamento do modelo neste caso varia pouco. Já na interseção mínima, as demandas máximas observadas são de 750 e 250 veh/h nas vias principal e secundária, respectivamente.

Figura 50 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=0% | Conversões=5%



Fonte: Autor (2022)

Figura 51 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=0% | Conversões=15%

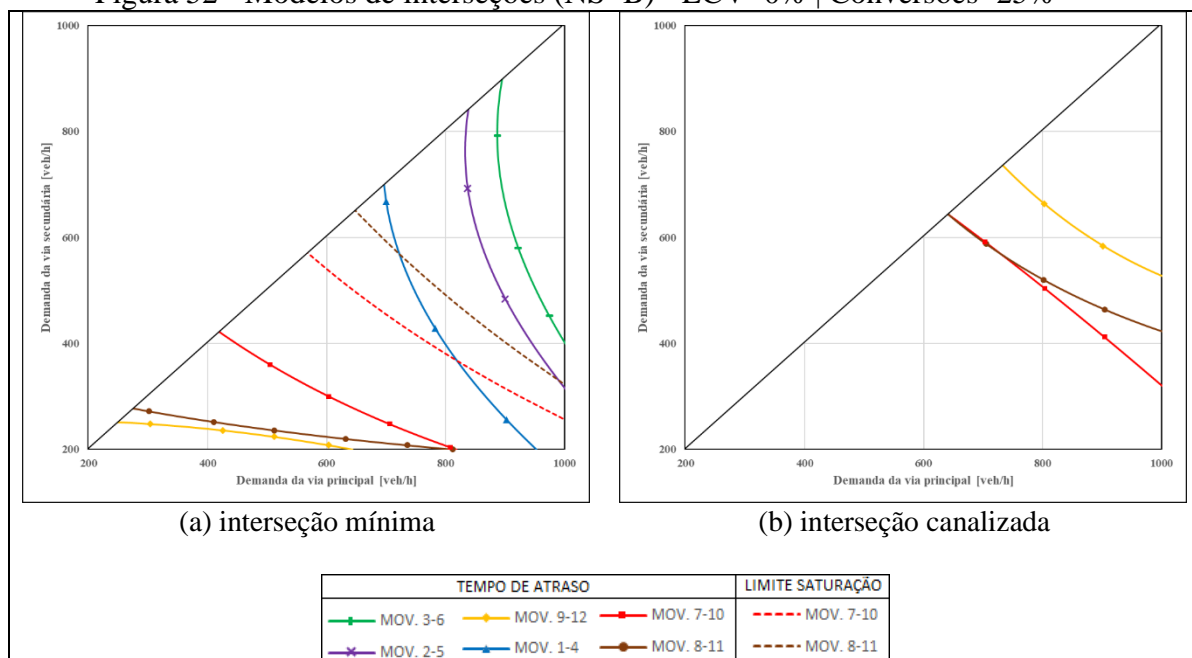


Fonte: Autor (2022)

A Figura 52 aborda os modelos sem a presença de LCV e com 25% de conversões. Percebe-se que os movimentos críticos são os mesmos que para o caso com 15% de conversões, tanto para interseção mínima quanto para canalizada. Porém a demanda máxima da via principal delimita o emprego de interseções mínimas em 650 veh/h, ao passo que a demanda máxima na via secundária é de 240 veh/h.

A interseção canalizada apresenta as mesmas demandas máximas que os dois casos anteriores. É possível inferir que quando o percentual de LCV for de 0% as delimitações para o emprego de interseções canalizadas será o mesmo para os diferentes percentuais de conversões tratados no trabalho.

Figura 52 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=0% | Conversões=25%

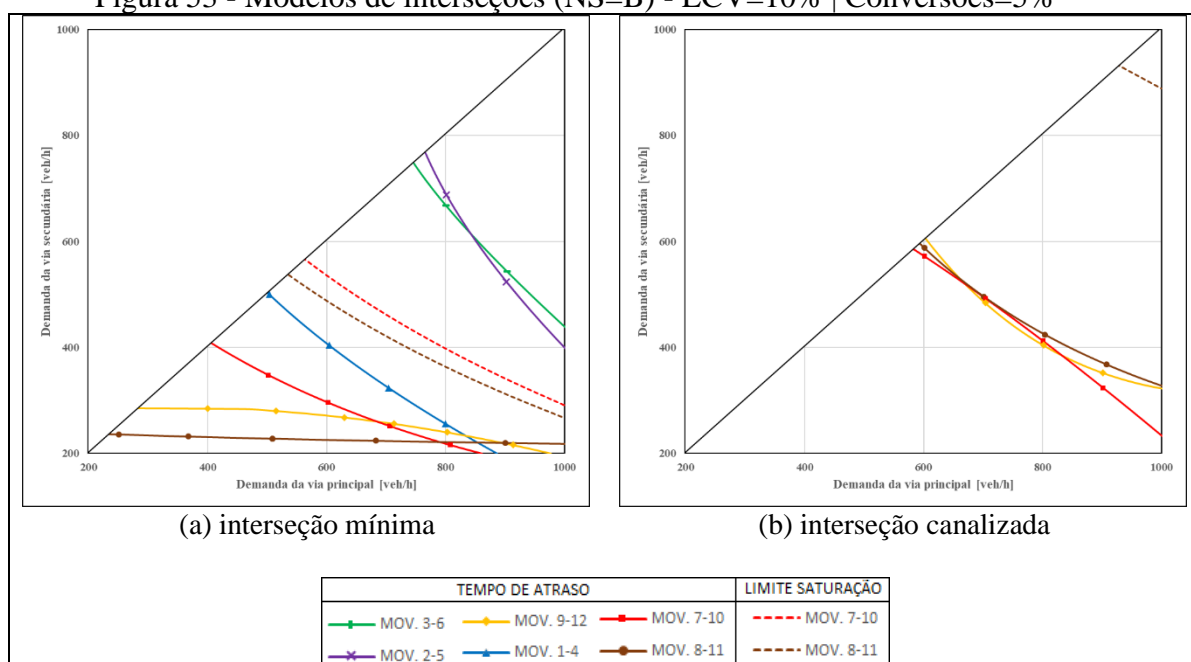


Fonte: Autor (2022)

Os modelos correspondentes aos percentuais de LCV de 10% e de conversões de 5% são apresentados na Figura 53. Se observa que para interseção canalizada os movimentos críticos são: 9-12 na faixa de demanda entre 680 e 840 veh/h na via principal e 7-10 para as demais demandas. Na interseção mínima a delimitação é dada pelo movimento 8-11 entre as demandas de 240 e 680 veh/h na via principal e pelo movimento 7-10 entre 680 e 860 veh/h.

Em se tratando das demandas máximas, na interseção mínima os limites são de 860 veh/h na via principal e 240 veh/h na via secundária. Já na interseção canalizada o limite para implantação da mesma ocorre acima de 1.000 veh/h na via principal e em 590 veh/h na via secundária.

Figura 53 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=10% | Conversões=5%



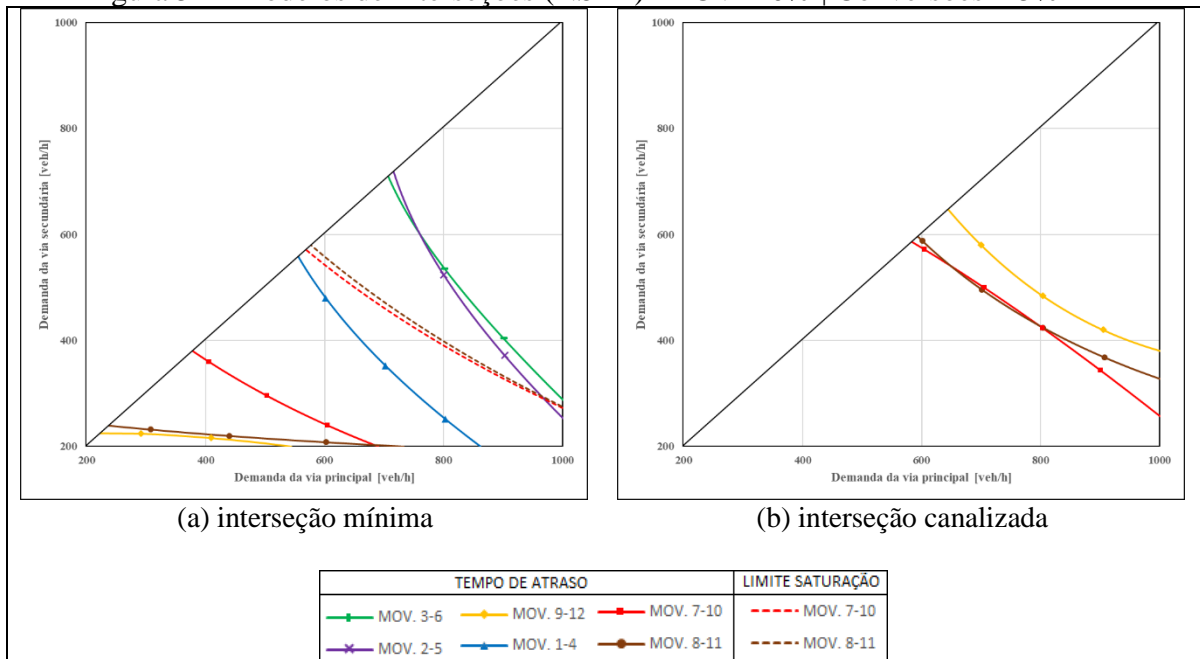
Fonte: Autor (2022)

Na Figura 54 são apresentados os modelos para um percentual de LCV igual a 10% e com 15% de conversões. Se nota que na interseção mínima o movimento 9-12 é o mais crítico, enquanto na canalizada os movimentos alternam-se entre 7-10 e 8-11, neste caso o movimento 8-11 é delimitante apenas entre as demandas de 650 e 800 veh/h da via principal. Na interseção canalizada, os limites de demanda máximos são iguais aos do caso anterior com 5% de conversões. Já na interseção mínima a maior demanda vista na via principal é de 550 veh/h e na via secundária de 230 veh/h.

A Figura 55 traz os modelos com percentuais de LCV e conversões respectivamente de 10 e 25%. Tal como no caso anterior com 15% de conversões, os movimentos delimitantes são 9-12 na interseção mínima e na canalizada 7-10 e 8-11. Na segunda, a participação do movimento 8-11 na delimitação é maior, ficando na faixa de 640 e 880 veh/h. Quanto às demandas máximas da interseção canalizada observa-se que são iguais às dos dois casos anteriores, à medida que na interseção mínima a demanda máxima é de 480 veh/h na via principal e 230 veh/h na secundária.

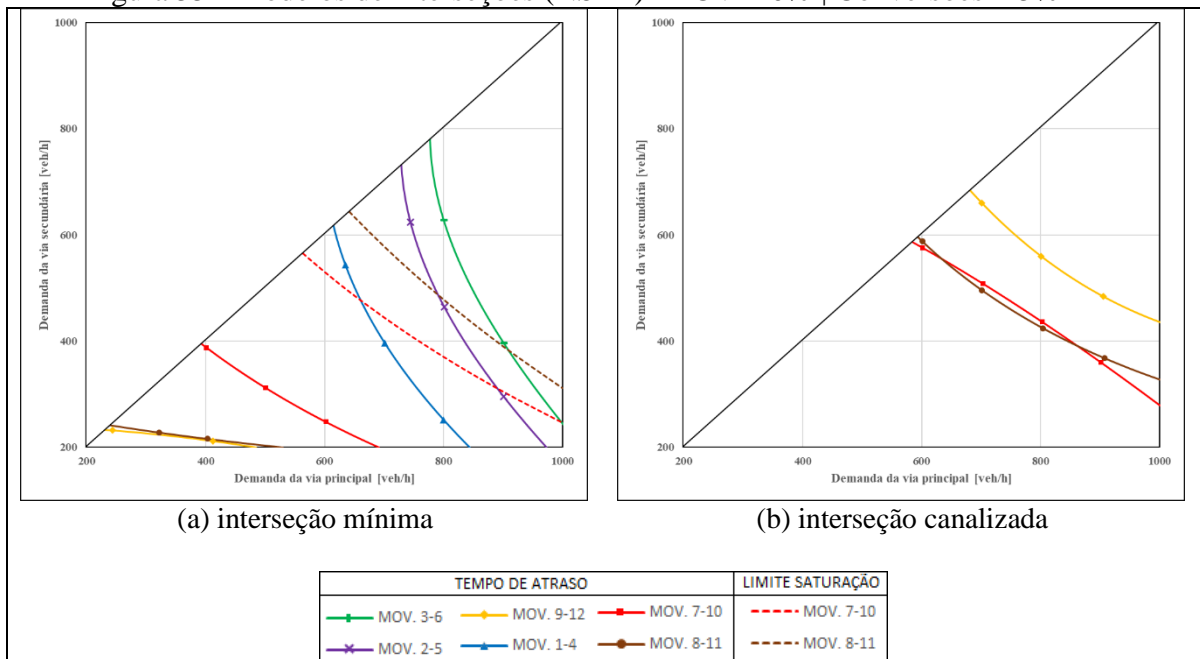
As demandas máximas nas interseções canalizadas foi sempre a mesma para o percentual de LCV de 10%, assim como quando não existe circulação destes. Entretanto, a diferença nas demandas intermediárias é levemente perceptível. Pode ser deduzido que há uma pequena variação quando aumentado o percentual de conversões.

Figura 54 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=10% | Conversões=15%



Fonte: Autor (2022)

Figura 55 - Modelos de interseções (NS=B) - LCV=10% | Conversões=25%

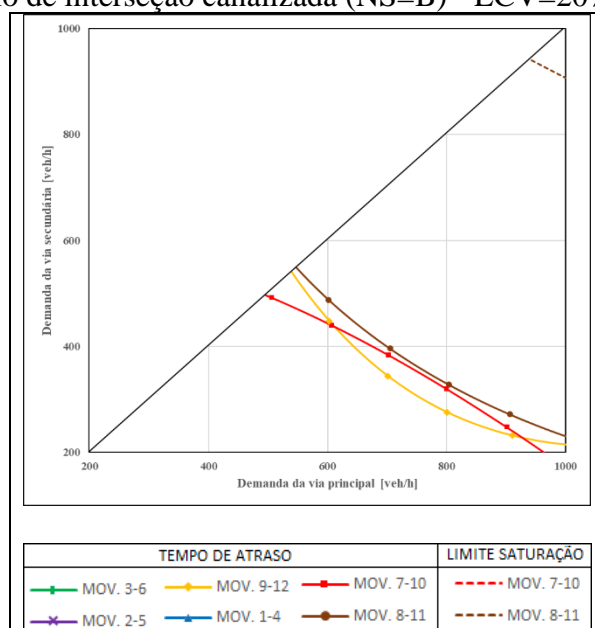


Fonte: Autor (2022)

Ao passo que o percentual de LCV é igual a 20%, nos próximos três casos são apresentados os modelos somente relacionados à interseção canalizada, pelo motivo descrito no início da subseção. A Figura 56 apresenta o modelo considerando um percentual de conversões de 5%, onde é possível perceber que os movimentos críticos se alternam entre 7-10 e 9-12. A delimitação do emprego da interseção canalizada é dada

pelo movimento 9-12 pelas demandas da via principal na faixa entre 610 e 930 veh/h, já as demais delimitações de dão pelo movimento 7-10. As demandas máximas associadas aos movimentos críticos são de 960 e 500 veh/h nas vias principal e secundária, respectivamente.

Figura 56 - Modelo de interseção canalizada (NS=B) - LCV=20% | Conversões=5%

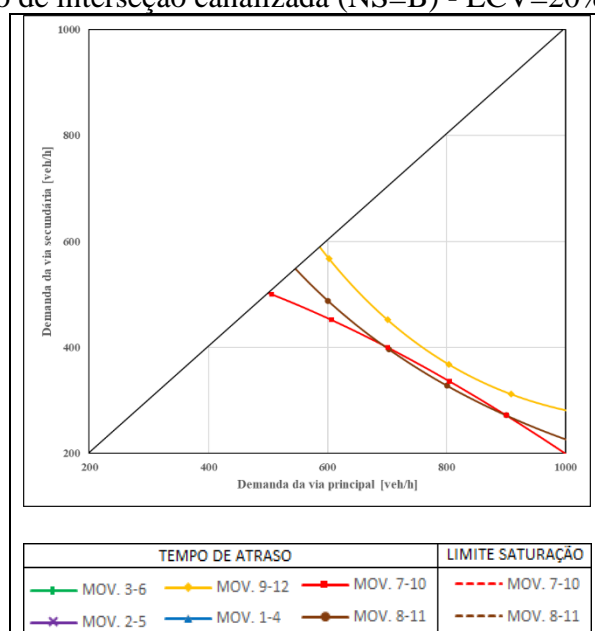


Fonte: Autor (2022)

Na Figura 57 é mostrado o modelo de interseção canalizada para um percentual de 15% de conversões. Os movimentos críticos aqui são 7-10 e 8-11, sendo que o 8-11 é responsável pela delimitação entre 690 e 900 veh/h na via principal e o 7-10 pelas restantes. As demandas máximas associadas às delimitações são de 1.000 veh/h na via principal e de 510 veh/h na via secundária.

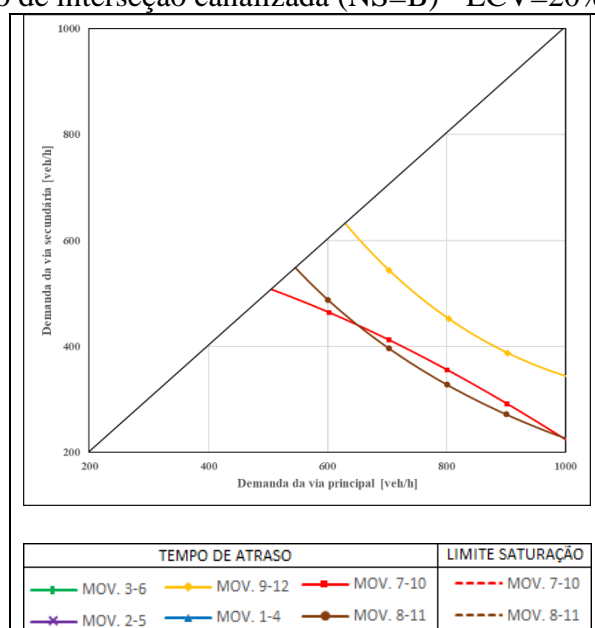
A Figura 58 refere-se ao modelo que considera, além de 20% de LCV, um percentual de conversões igual a 25%. Se percebe que, assim como no caso anterior, os movimentos críticos são 7-10 e 8-11 e a mudança de regência na delimitação ocorre quando a demanda da via principal é de 660 veh/h, antes deste valor o movimento 7-10 é o mais crítico. A demanda máxima associada à via principal está acima de 1.000 veh/h, já a demanda máxima admitida na via secundária é de 510 veh/h. Observa-se que com o aumento do percentual de conversão a demanda máxima permanece inalterada na via secundária, enquanto na via principal ocorre um pequeno aumento.

Figura 57 - Modelo de interseção canalizada (NS=B) - LCV=20% | Conversões=15%



Fonte: Autor (2022)

Figura 58 - Modelo de interseção canalizada (NS=B) - LCV=20% | Conversões=25%



Fonte: Autor (2022)

Com base nos dados observados para o nível de serviço B, é possível inferir que as delimitações tanto da interseção mínima quanto da canalizada são dadas pelos tempos de atraso dos movimentos vindos da via secundária, tal como ocorre no que foi observado no nível de serviço A. Porém, nesta situação não houve nenhum movimento proeminente.

Os graus de saturação foram observados nas interseções canalizadas apenas pelo movimento 8-11 com percentuais de conversão de 5%, assim como explicado para o nível de serviço A. Ao passo que nas interseções mínimas apresentam os limites de grau de

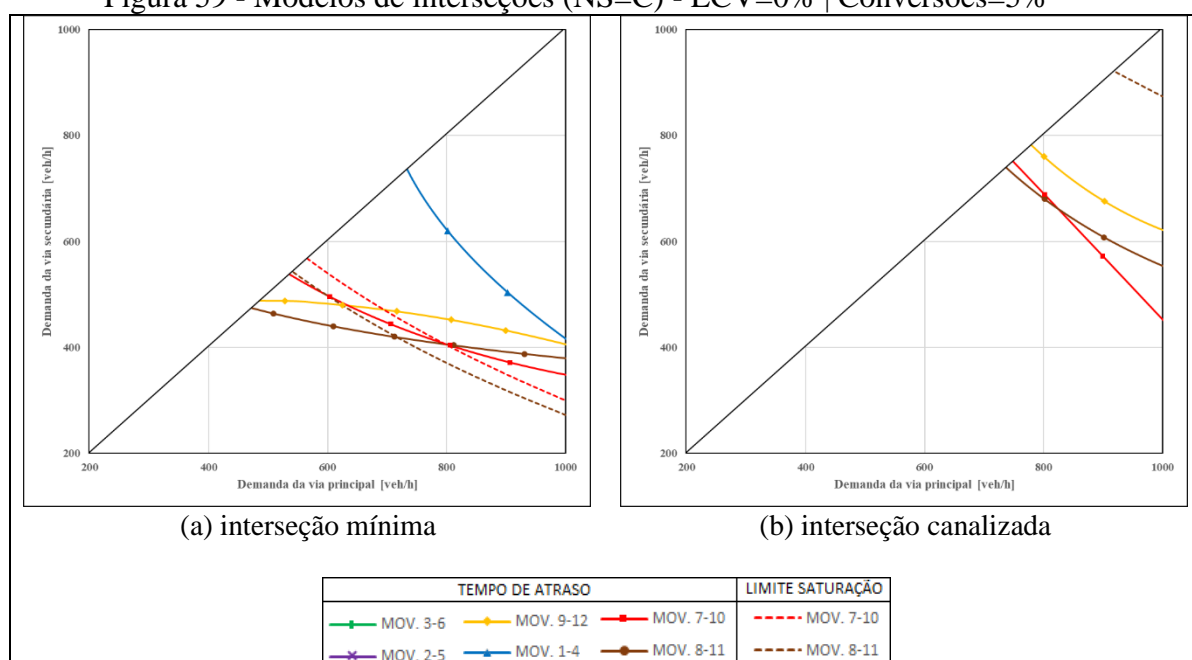
saturação para os movimentos 7-10 e 8-11 e o comportamento entre si varia, porém, as faixas de limite ficam, aproximadamente, entre as mesmas demandas. Em nenhum um dos casos os graus de saturação foram considerados como delimitantes para escolha do tipo de interseção.

#### 4.4.3 Modelos para o nível de serviço C

O nível de serviço C é definido por um tempo de atraso máximo de 25 s/veh. Para este nível de serviço são apresentados todos os gráficos para interseções mínima e canalizada, sem exceções como para os níveis A e B.

Na Figura 59 são apresentados os modelos para um percentual de 5% de conversão e sem a presença de LCV. É observado que na interseção mínima o movimento 8-11 é crítico até a demanda de 710 veh/h na via principal e partir disto ocorre a saturação deste movimento, assim sendo delimitado pela faixa de grau de saturação de 0,90. Na interseção canalizada o movimento crítico 8-11 é delimitante até 830 veh/h na via principal, acima disto o movimento 7-10 se torna o mais crítico. As demandas máximas na via principal para implantação das interseções ficam acima 1.000 veh/h, já na via secundária a demanda máxima para a interseção é de 470 veh/h e para a canalizada 730 veh/h.

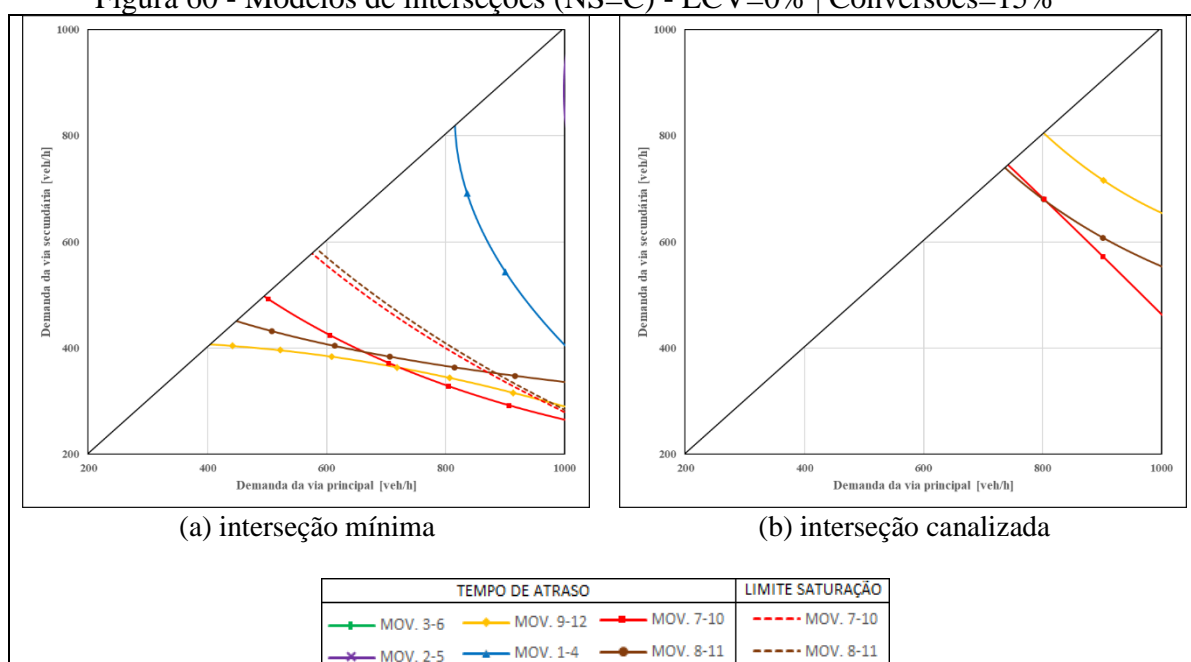
Figura 59 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=0% | Conversões=5%



Fonte: Autor (2022)

A Figura 60 traz os modelos para o percentual de conversões de 15%, também sem LCV no tráfego. Nota-se que o movimento 9-12 é crítico na interseção mínima até a demanda de 720 veh/h na via principal e a partir dessa demanda o movimento 7-10 se torna o delimitante. Na interseção canalizada os movimentos críticos são os mesmos de quando o percentual de conversões é de 5%, diferindo do anterior o ponto de mudança de movimento crítico que ocorre em 800 veh/h na via principal. As demandas máximas da interseção canalizada são iguais ao caso anterior também, em ambas as vias, já na mínima a da via principal se mantém, e da secundária fica em 410 veh/h.

Figura 60 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=0% | Conversões=15%

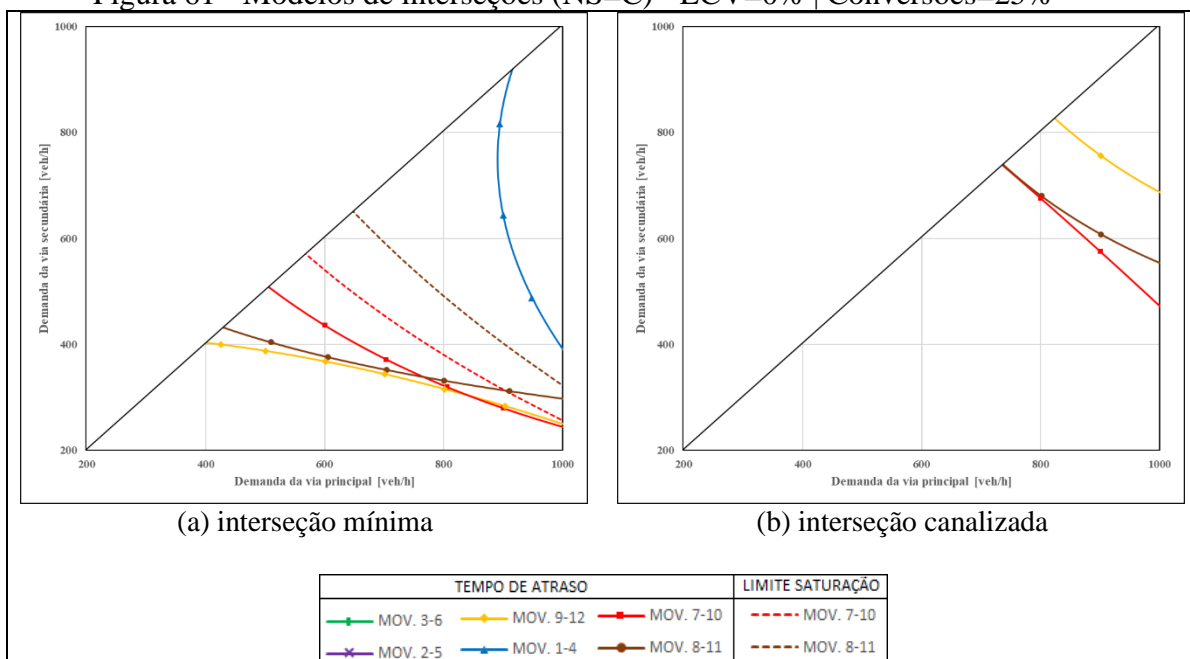


Fonte: Autor (2022)

Os modelos para 0 e 25% de LCV e conversões, respectivamente são vistos na Figura 61. É possível perceber que o movimento 9-12 é o mais crítico na interseção mínima, sendo que a partir de 800 veh/h na via principal o mesmo se aproxima do movimento 7-10. Na canalizada o movimento crítico é o 7-10 que se aproxima do 8-11 em demandas inferiores a 800 veh/h na via principal. As demandas máximas da interseção canalizada são iguais aos casos anteriores, na interseção mínima a maior demanda da via principal ocorre também acima de 1.000 veh/h e quando considerada a maior demanda da via secundária o volume é igual a 400 veh/h.



Figura 61 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=0% | Conversões=25%

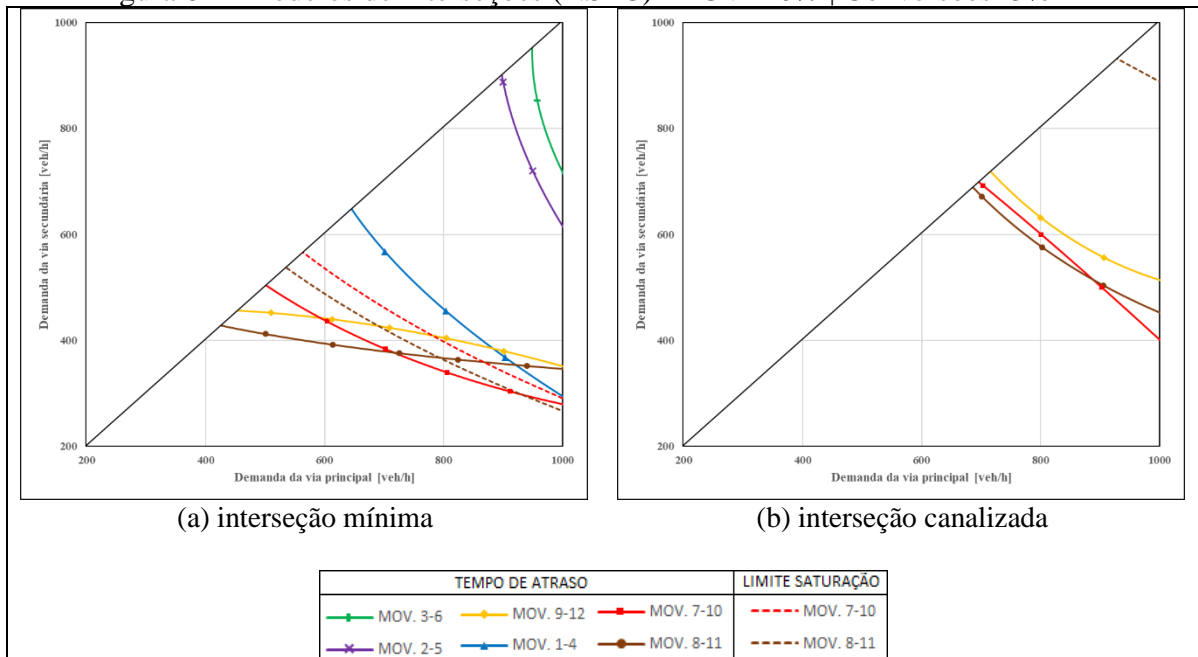


Fonte: Autor (2022)

Na Figura 62 são mostrados os modelos referentes ao percentual de 10% de LCV e de 5% de conversões. A interseção mínima possui três movimentos delimitantes, sendo o movimento 8-11 crítico para demandas inferiores a 730 veh/h na via principal, 7-10 crítico desde este valor até 930 veh/h, quando a ocorre a saturação do movimento 8-11. Na interseção canalizada, o movimento crítico é o 8-11 até 890 veh/h e o 7-10 crítico acima disto. As demandas máximas na via principal ocorrem acima de 1.000 veh/h em ambas interseções, já as maiores demandas permitidas na via secundária são de 430 e 690 veh/h, respectivamente nas interseções mínima e canalizada.

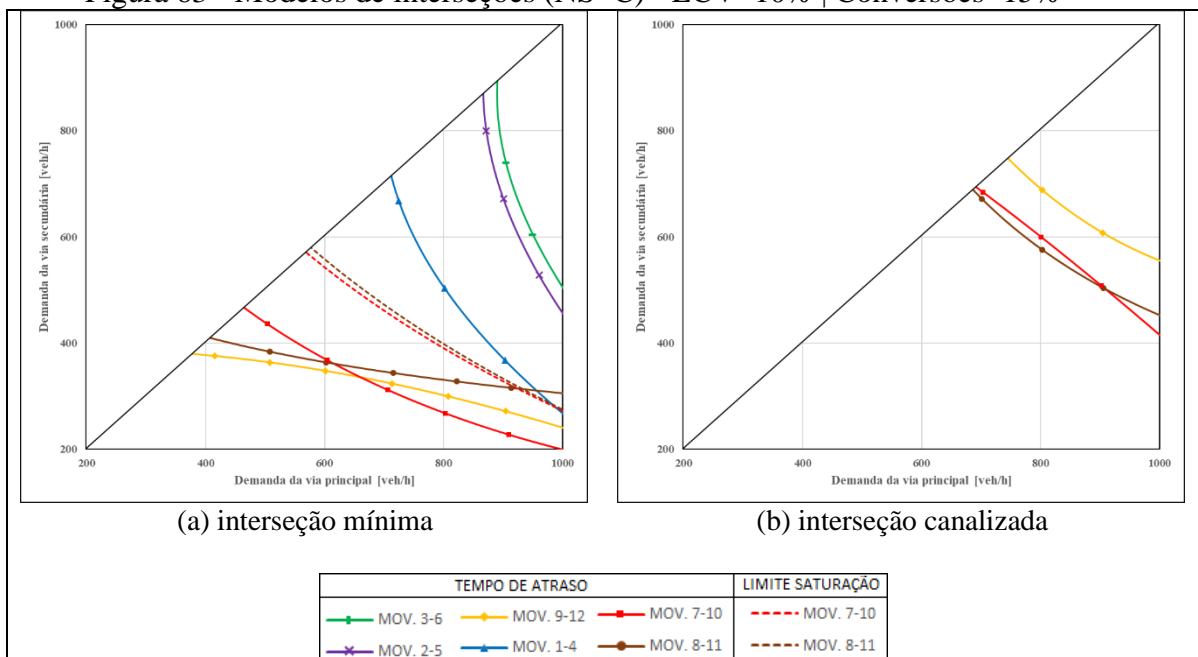
A Figura 63 expõe os modelos para percentuais de 10 de LCV e 15% de conversões. Na interseção mínima os movimentos delimitantes são 9-12 (demandas baixas) e 7-10 (demandas altas), sendo que a regência muda em 660 veh/h na via principal. Na canalizada, até 900 veh/h na via principal o movimento crítico é o 8-11, acima desta demanda o 7-10 torna-se mais crítico. As demandas máximas da interseção canalizada são iguais às do caso anterior, para as duas vias. Para a interseção mínima a demanda máxima na via principal é de 1.000 veh/h, já na via secundária é igual a 380 veh/h.

Figura 62 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=10% | Conversões=5%



Fonte: Autor (2022)

Figura 63 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=10% | Conversões=15%

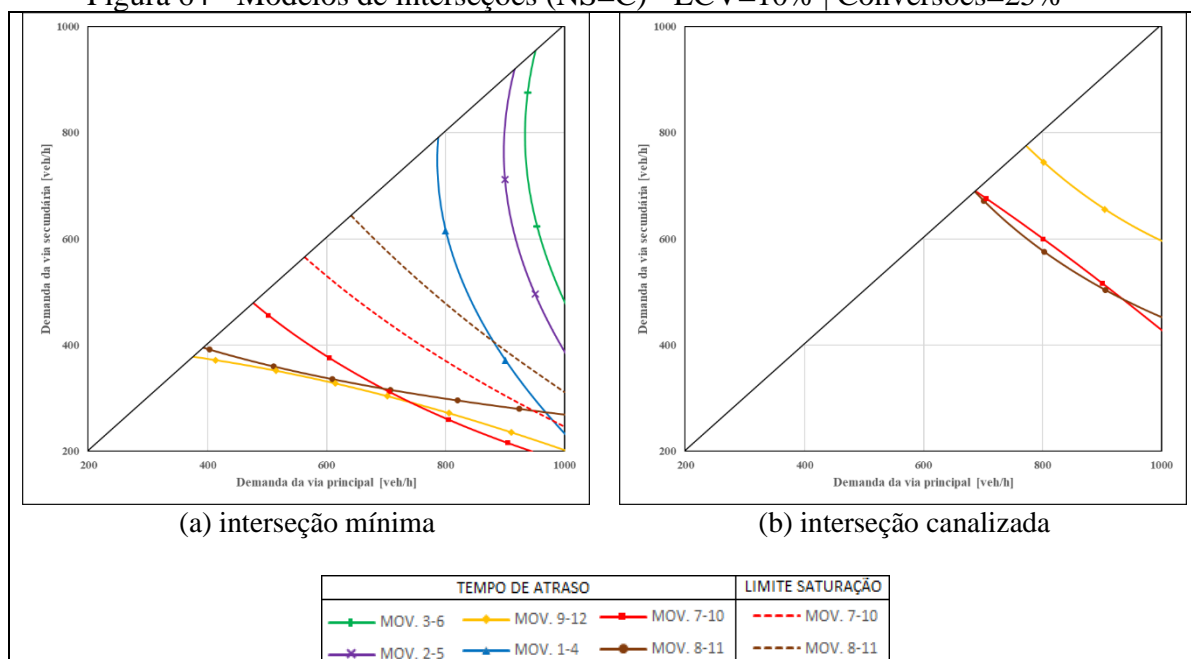


Fonte: Autor (2022)

Os modelos relativos ao percentual de LCV de 10% e de conversões de 25% podem ser vistos na Figura 64. A interseção mínima tem como movimentos críticos o 9-12 até a demandas na via principal de 750 veh/h e o movimento 7-10 para demandas superiores. Para interseção canalizada os movimentos delimitantes são o 8-11 para demandas inferiores a 940 veh/h na principal e 7-10 para demandas maiores.

Considerando-se as máximas demandas na interseção canalizada, se nota que são iguais aos casos com 5 e 15% de conversões, enquanto na interseção mínima as maiores demandas aceitas são 950 e 380 veh/h nas vias principal e secundária, respectivamente.

Figura 64 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=10% | Conversões=25%

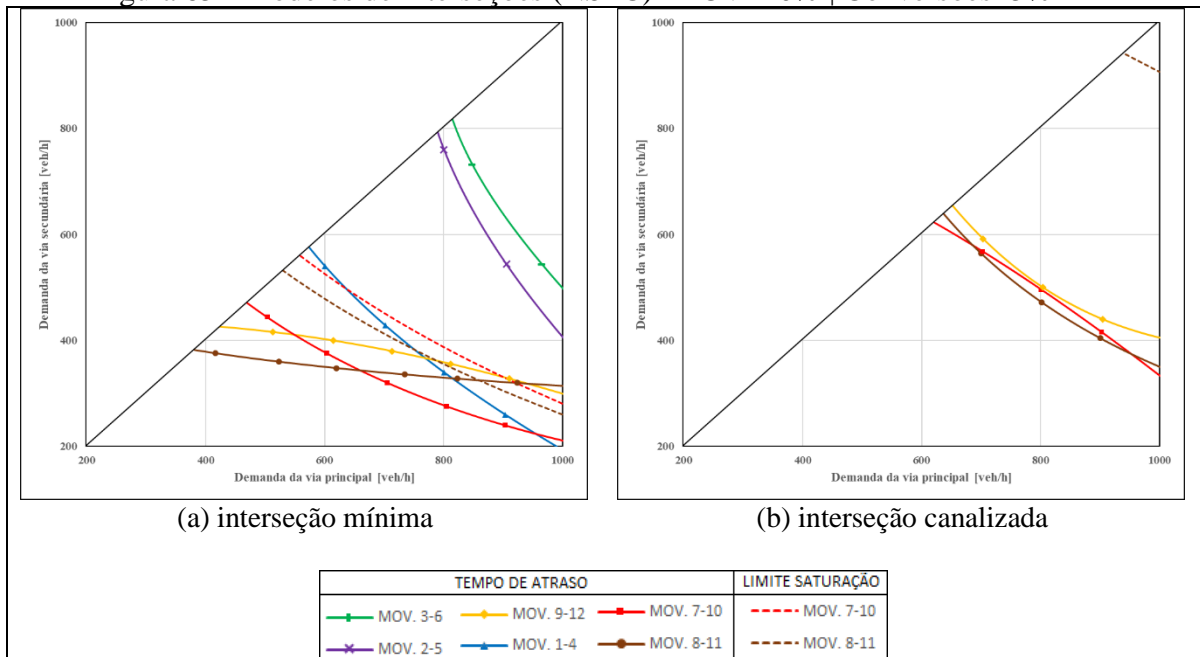


Fonte: Autor (2022)

Na Figura 65 são apresentados os modelos considerou-se percentuais de LCV e conversões de 20 e 5%. A interseção mínima é delimitada por três movimentos críticos, sendo o 8-11 para demandas inferiores a 650 veh/h na via principal, acima disto e até 960 veh/h, o movimento 7-10 e acima de 960 veh/h o movimento 1-4. A interseção canalizada tem os movimentos 8-11 e 7-10 como críticos, sendo que o movimento 8-11 é delimitante entre das demandas de 690 e 960 veh/h na via principal. A demanda máxima admitida na via principal é maior do que 1.000 veh/h e na via secundária é de 620 veh/h.

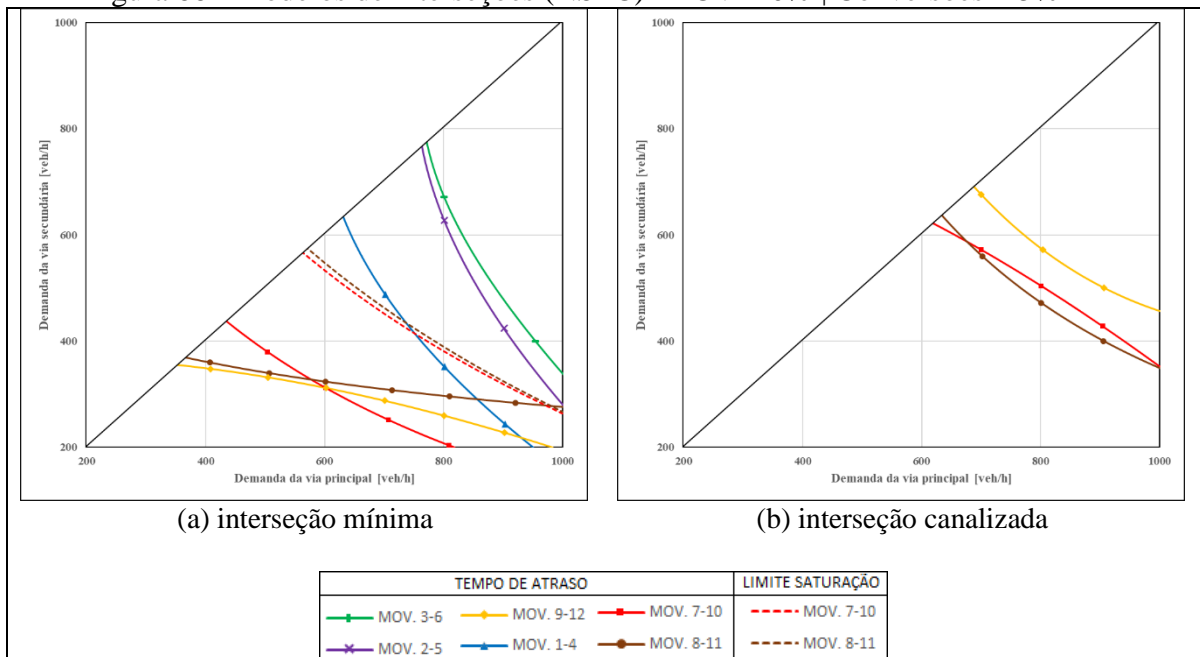
A Figura 66 representa os modelos para 20% de LCV e 15% de conversões. É possível perceber que na interseção mínima os movimentos críticos são 9-12 para demandas mais baixas na via principal e 7-10 nas demandas mais altas, sendo que a mudança ocorre em 600 veh/h. Na interseção canalizada o movimento 8-11 é o mais crítico para demandas maiores de 680 veh/h, ao passo que abaixo disto o movimento delimitante é o 7-10. Seguem conforme o caso anterior as demandas máximas da interseção canalizada, enquanto na mínima têm-se 810 veh/h na via principal e 360 veh/h na secundária.

Figura 65 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=20% | Conversões=5%



Fonte: Autor (2022)

Figura 66 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=20% | Conversões=15%

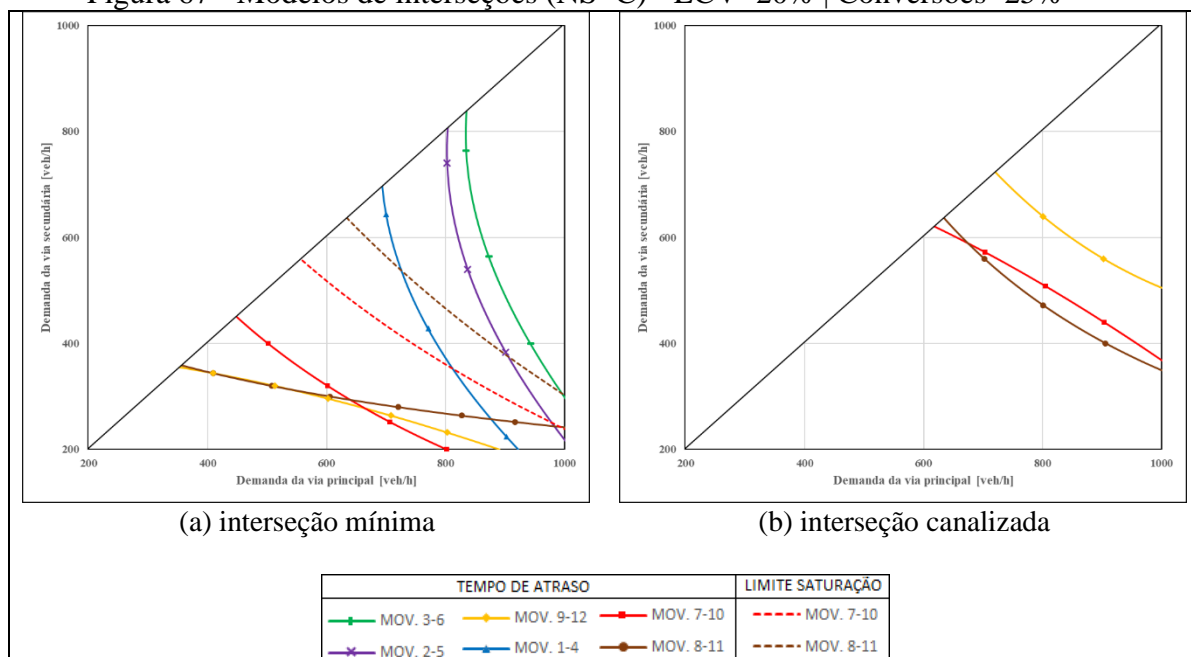


Fonte: Autor (2022)

Nos modelos exibidos na Figura 67 para percentuais de LCV e conversões de 20 e 25%, respectivamente. Os movimentos 9-12 e 7-10 são críticos na interseção mínima, sendo o 9-12 delimitante até a demanda da via principal de 680 veh/h e o 7-10 acima disto, ainda, o movimento 8-11 se sobrepõe ao movimento 9-12 em demandas inferiores a 550 veh/h, sendo possível considera-lo como crítico nestes pontos. E, assim como nos

casos anteriores, na interseção canalizada os movimentos críticos são 8-11 e 7-10, sendo que nas demandas maiores do que 680 veh/h na via principal o movimento 8-11 é delimitante. A demanda máxima na via principal aceita para interseção mínima é de 800 veh/h, já na via secundária é de 350 veh/h. As demandas máximas na canalizada seguem os mesmos valores que os dois casos anteriores.

Figura 67 - Modelos de interseções (NS=C) - LCV=20% | Conversões=25%



Fonte: Autor (2022)

Em termos gerais, para o nível de serviço C os movimentos críticos são em sua maioria baseados nos tempos de atraso de quem se aproxima pela via secundária. Além disto, pode-se inferir que as delimitações do tipo de interseção a empregar são feitas predominantemente pelos tempos de atraso. Assim como no nível de serviço B, observa-se que os movimentos 7-10 e 8-11 atingiram o grau de saturação de 0,90, apenas na interseção mínima.

Especificamente nas interseções canalizadas notou-se um padrão: demandas máximas admitidas para este tipo de interseção em ambas as vias se alteram muito pouco quando há um mesmo percentual de LCV e diferentes percentuais de conversões, porém, quando é aumentado o percentual de LCV ocorrem decréscimos nestas demandas. Assumindo que as delimitações em sua maioria se devem aos tempos de atraso dos movimentos que se aproximam pela via secundária e observando a Tabela 29, é possível associar este efeito aos coeficientes de regressão dos modelos. Os coeficientes referentes

aos percentuais de LCV são mais impactantes no resultado que os percentuais de conversões, isto quando este último é significativo.

As interseções mínimas são apresentadas em todas situações relacionadas ao nível de serviço C e em nenhuma quando o nível de serviço é A. O nível de serviço A é menos permissivo quanto aos atrasos, portanto não as engloba, enquanto o nível de serviço C é mais tolerante nesse sentido. No nível de serviço B as interseções mínimas são apresentadas somente quando o percentual de LCV é de 0 ou 10%, quando em 20% a abrangência desta interseção encontra-se fora do espaço amostral, isto está associado à maior presença de veículos que possuem menor manobrabilidade.

#### 4.5 ÁBACOS DE TOMADA DE DECISÕES

Esta seção destina-se a compilar os movimentos críticos abordados na seção anterior, apresentando os delimitantes das demandas máximas para cada interseção em formato de ábacos semelhantes aos discutidos na seção 2.6. Nestes ábacos são apresentadas duas linhas, para interseção mínima e canalizada, que representam as combinações de demandas máximas entre as vias principal e secundária.

Os ábacos são apresentados em nove figuras com base na combinação dos níveis dos fatores percentual de LCV e conversões. Em cada figura estão presentes três ábacos referentes a cada um dos níveis de serviço abordados.

Adicionalmente, a fim de comparar os resultados obtidos com demais trabalhos semelhantes na literatura. Os resultados são comparados e discutidos com os seguintes estudos:

- a) comparação com limite de semaforização: JTSE (2016), Han et al. (2008), TRB (2000);
- b) comparação com limites de TWSC: Ramadan et al. (2022), Arshi et al. (2018), Bae et al. (2017), Quan et al. (2011), Marek et al. (1997);
- c) comparação direta entre mínima e canalizada: DAER-RS (1991).

Na Figura 68 são apresentados os ábacos para percentuais de conversão de 5% e sem a presença de LCV. Observa-se que a interseção mínima está presente apenas nos níveis de serviço B e C, sendo que quando se assume um nível de serviço B o limite da interseção mínima aproxima-se do resultado obtido por Marek et al. (1997) para TWSC, admitindo altas demandas na via principal e baixas na via secundária. Já no nível de

serviço C, o limite da interseção mínima encontra-se em sua maior parte entre os limites de semaforização do TRB (2000) e de Han et al. (2008) com demandas médias na via secundária. A interseção mínima não aparece no nível de serviço A, pois os limites ficam abaixo das demandas de 200 veh/h. O limite da interseção canalizada aparece no nível de serviço A entre os limites de semaforização do TRB (2000) e de Han et al. (2008), tendendo a ficar mais próximo ao primeiro, já no nível de serviço B assemelha-se ainda mais ao limite do TRB (2000). Enquanto no nível de serviço C, o resultado obtido é similar ao da JSTE (2016) em que as demandas são de médias a altas.

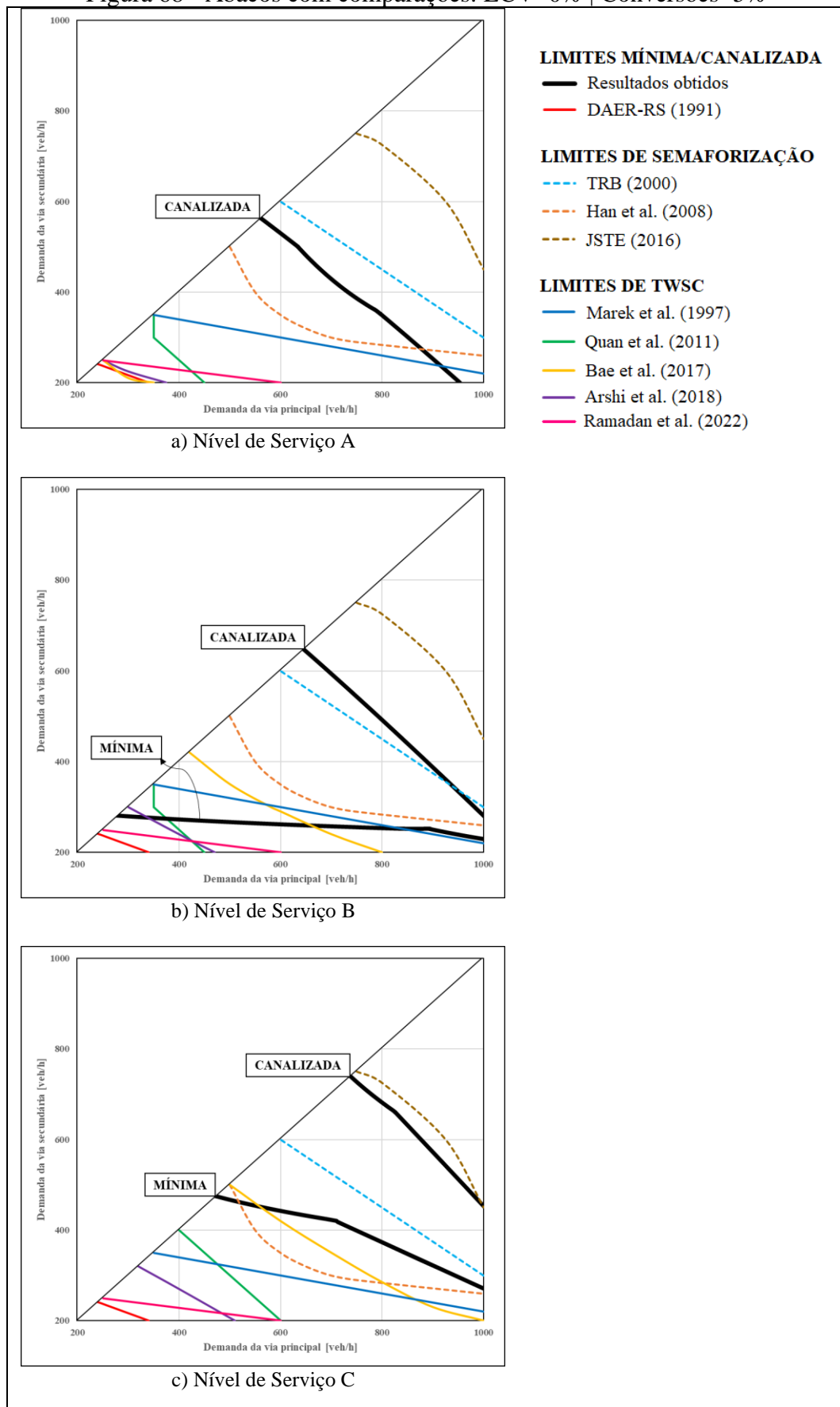
A Figura 69 é colocada a situação também sem LCV, porém com percentual de conversões de 15%. A interseção mínima não aparece no nível de serviço A, pelo mesmo motivo que no caso anterior. No nível de serviço B os limites da interseção mínima ocorrem em demandas baixas na via secundária e médias a altas na via principal, ficando abaixo dos limites de TWSC definidos por Marek et al. (1997), enquanto no nível de serviço C os limites ficam acima do estudo desses autores. Os resultados alcançados para a interseção canalizada possuem o mesmo comportamento que os da Figura 68 com pequenas variações.

São expostos na Figura 70 os ábacos referentes a 25% de conversões e sem LCV. Assim como nos demais casos, a interseção mínima não aparece no espaço estudado quando requerido um nível de serviço A. Quando o nível de serviço for B a interseção mínima ficou mais próxima aos limites de TWSC dos trabalhos de Arshi et al. (2018) e Quan et al. (2011), compreendendo demandas médias na via principal e baixa na secundária. Já no nível de serviço C, a tendência é que os limites fiquem um pouco acima do que o estudo de Marek et al. (1997) para TWSC. Na interseção canalizada os resultados são próximos aos dos dois casos já apresentados.

Nestes casos, o TRB (2000), a JSTE (2016) e Marek et al. (1997) apresentam ábaco único e sem definição de nível de serviço ou de percentual de conversões, à medida que Han et al. (2008) considera diferentes percentuais de conversões, sendo que para a Figura 68 foi comparado com os resultados dos autores com percentual de 5%, para a Figura 69 de 15% e para Figura 70, 20%.

Nos trabalhos de Quan et al. (2011) e Arshi et al. (2018) são considerados, e aplicados nesta comparação, todos os níveis de serviço. Entretanto, no estudo de Quan et al. (2011) foram considerados percentuais de conversões de 5, 15 e 20%, enquanto Arshi et al. (2018) apresentam resultados sem percentual de conversões.

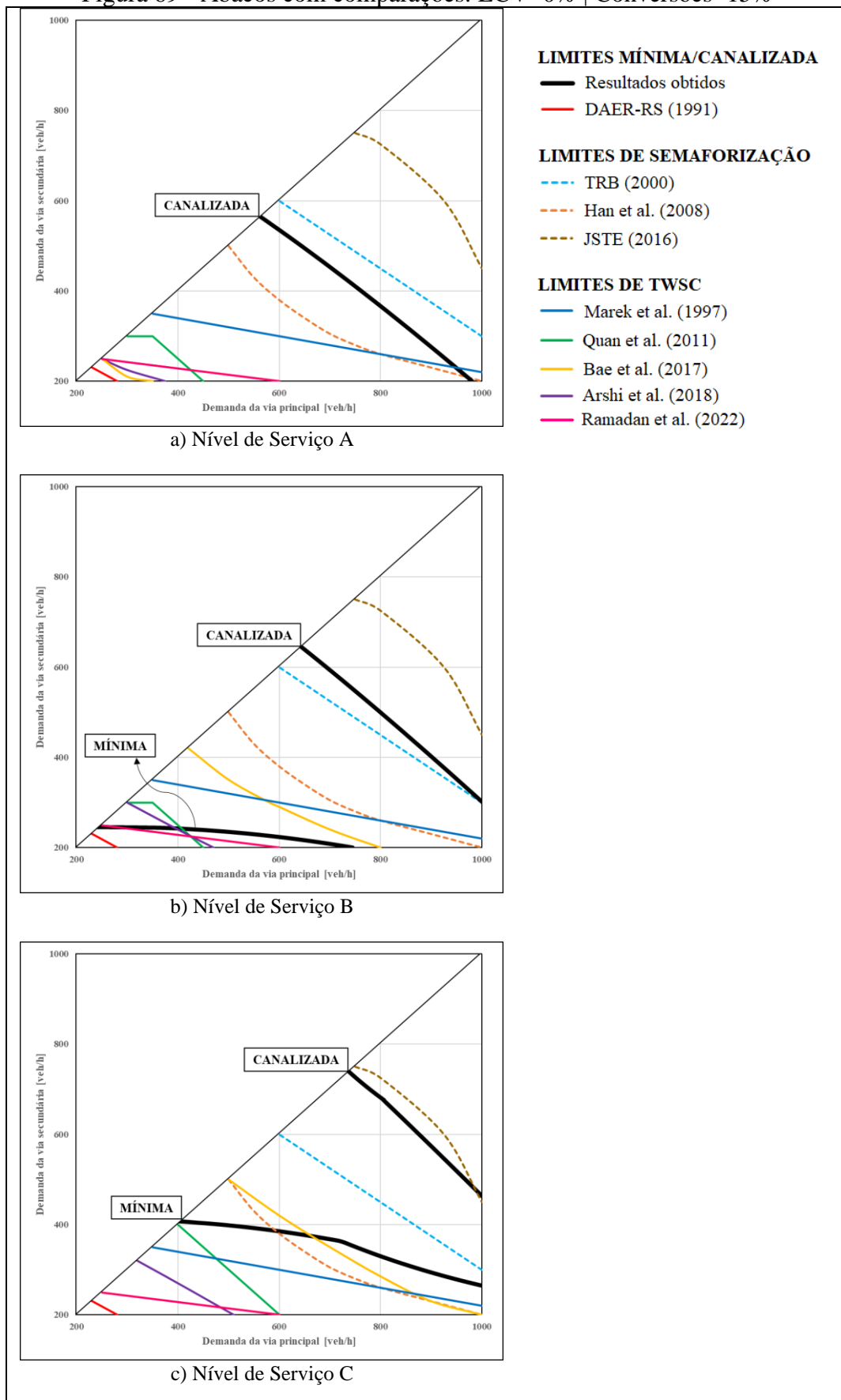
Figura 68 - Ábacos com comparações: LCV=0% | Conversões=5%



Fonte: Autor (2022)

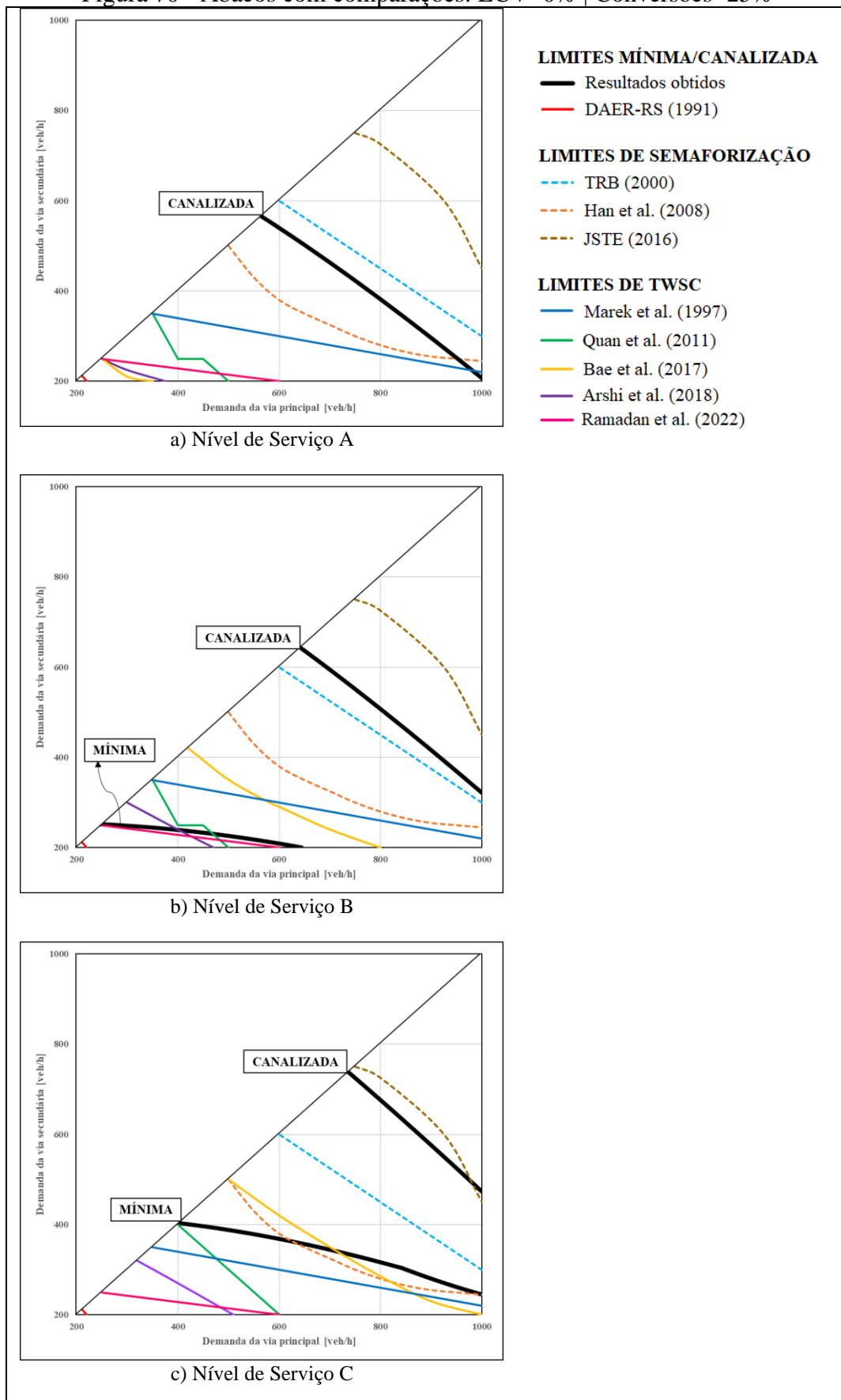


Figura 69 - Ábacos com comparações: LCV=0% | Conversões=15%



Fonte: Autor (2022)

Figura 70 - Ábacos com comparações: LCV=0% | Conversões=25%



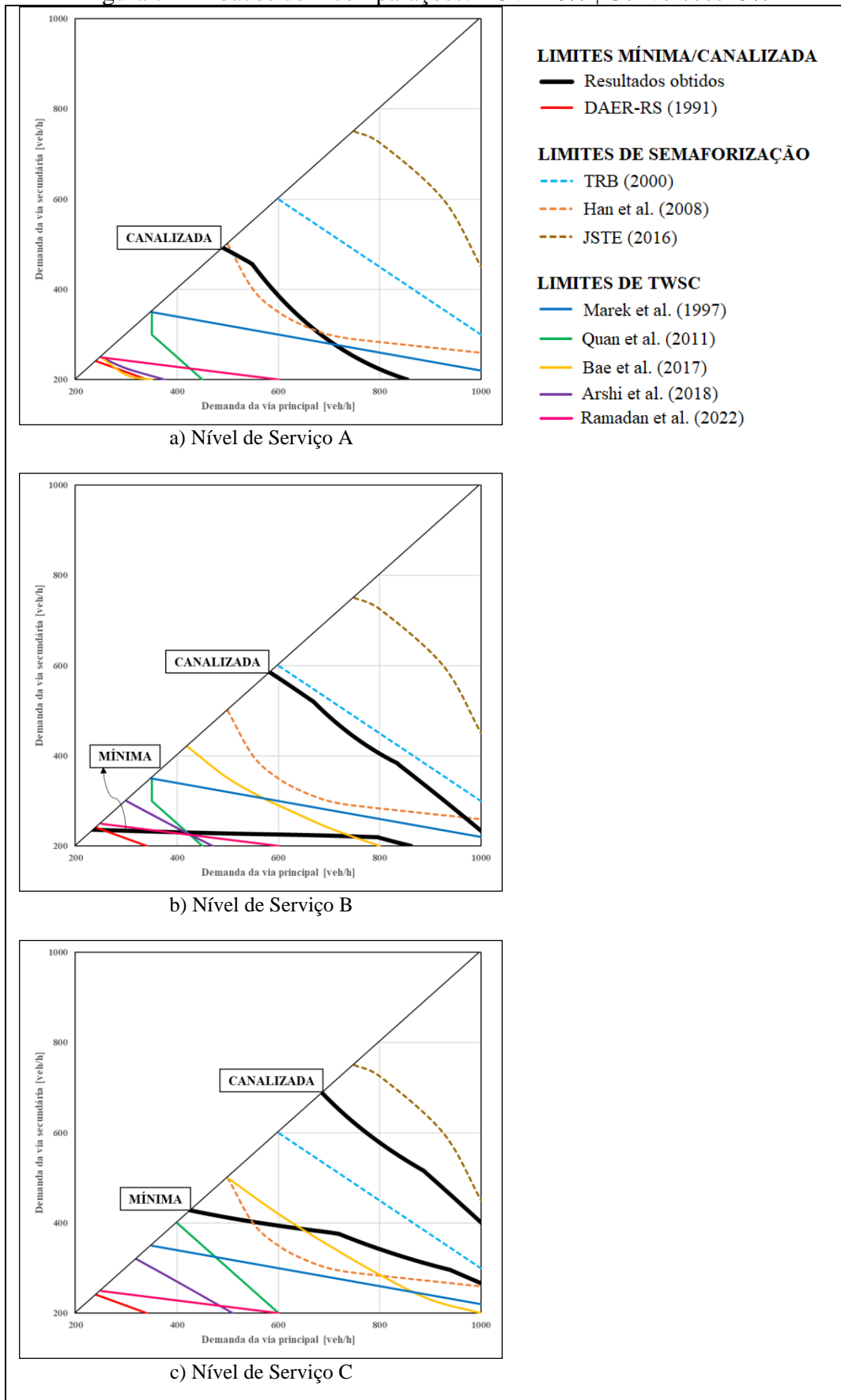
Fonte: Autor (2022)

Na Figura 71 são apresentados os ábacos com percentuais de LCV de conversões iguais a 10 e 5%, respectivamente. Observa-se que não há limites para interseção mínima no nível de serviço A, já no nível de serviço B o limite para esta interseção ocorre em altas demandas na via principal, comparável às TWSC de Bae et al. (2017) e, baixas demandas da via principal, assemelhando-se à passagem de mínima para canalizada do DAER-RS (1991). Quando nível de serviço C, as limitações da interseção mínima representam altas demandas na via principal e baixas médias a baixa na via secundária, localizando-se entre os estudos de limite de TWSC de Marek et al. (1997) e de limite de semaforização do TRB (2000). Na interseção canalizada, os limites para o nível de serviço A são associadas a altas demandas na via principal e médias a baixas na via secundária, comportando-se de forma similar os limites de semaforização de Han et al. (2008) até a combinação de demanda de aproximadamente 700 veh/h na principal e 300 veh/h na secundária. Ao nível de serviço B, os resultados para a canalizada são próximos aos dos limites de semaforização do TRB (2000), enquanto no nível de serviço C o limite situa-se entre os trabalhos do TRB (2000) e da JSTE (2016).

A Figura 72 traz os ábacos com percentual de LCV de 10% e de conversões de 15%. Nota-se que os limites para a interseção mínima no nível de serviço B, abaixo dos limites de TWSC dos trabalhos de Arshi et al. (2018) e Quan et al. (2011) e condizem com baixas demandas, ainda, ficam próximos às delimitações do DAER-RS (1991). Os limites do nível de serviço C possuem um comportamento próximo ao do trabalho de Marek et al. (1997) e praticamente igual ao limite de semaforização de Han et al. (2008) em demandas maiores que 600 veh/h na via principal. Enquanto os resultados obtidos para a interseção canalizada variam pouco em relação aos comentados para o percentual de 5% de conversões.

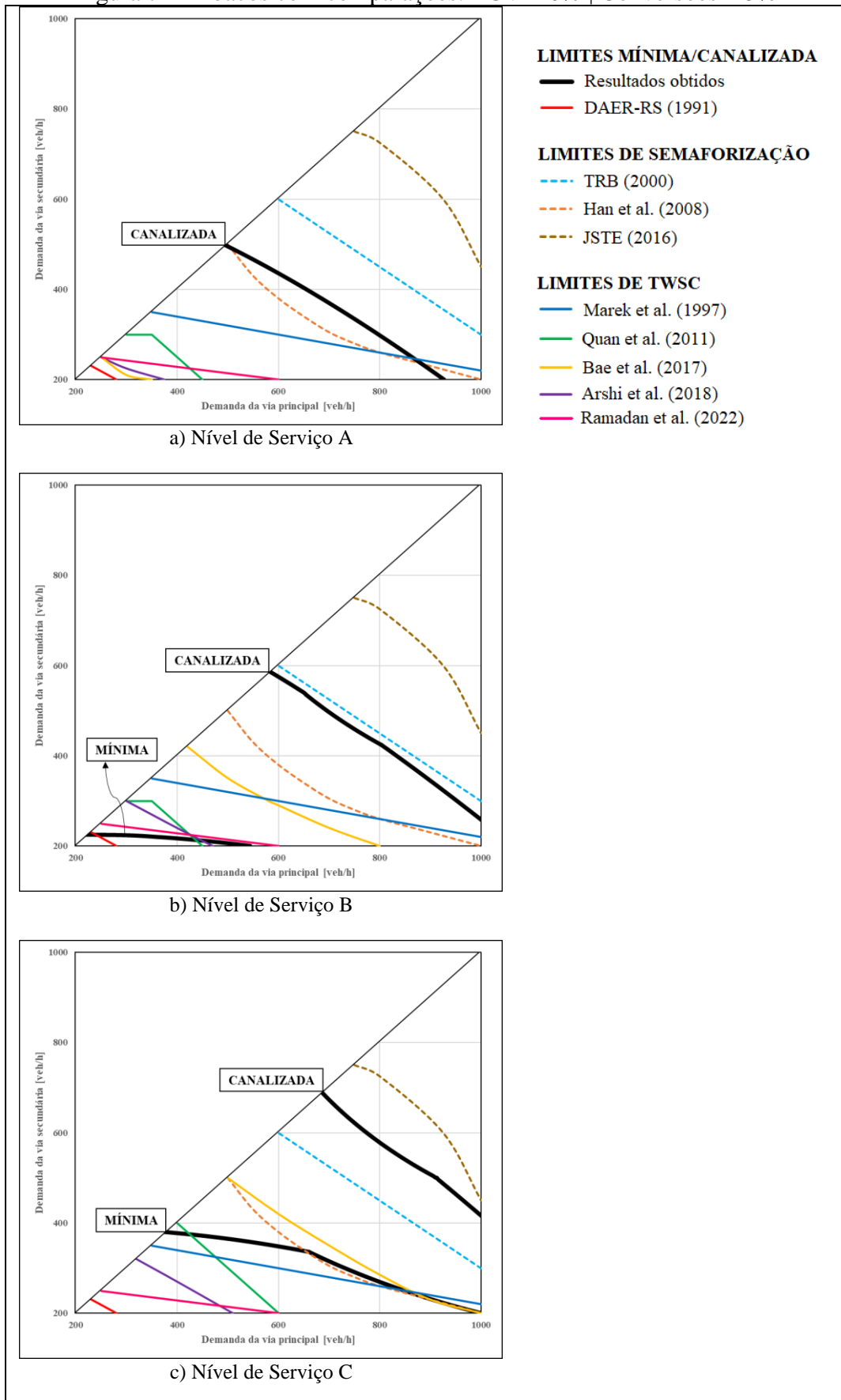
Os ábacos visualizados na Figura 73 representam os limites obtidos quando os percentuais de LCV e conversões são iguais a 10 e 25%. Neste caso, assim como nos demais os limites da interseção mínima no nível de serviço A localizam-se abaixo das menores demandas estudadas. Para o mesmo tipo de interseção com nível de serviço B é possível perceber que também fica abaixo dos limites de TWSC dos trabalhos de Quan et al. (2011) e Arshi et al. (2018) e condizem com baixas demandas do que nas duas situações anteriores. Já para o nível de serviço C, há uma tendência do limite se alinhar aos limites estipulados por Marek et al. (1997). Na interseção canalizada, de igual maneira aos anteriores, há pouca variação nos limites.

Figura 71 - Ábacos com comparações: LCV=10% | Conversões=5%



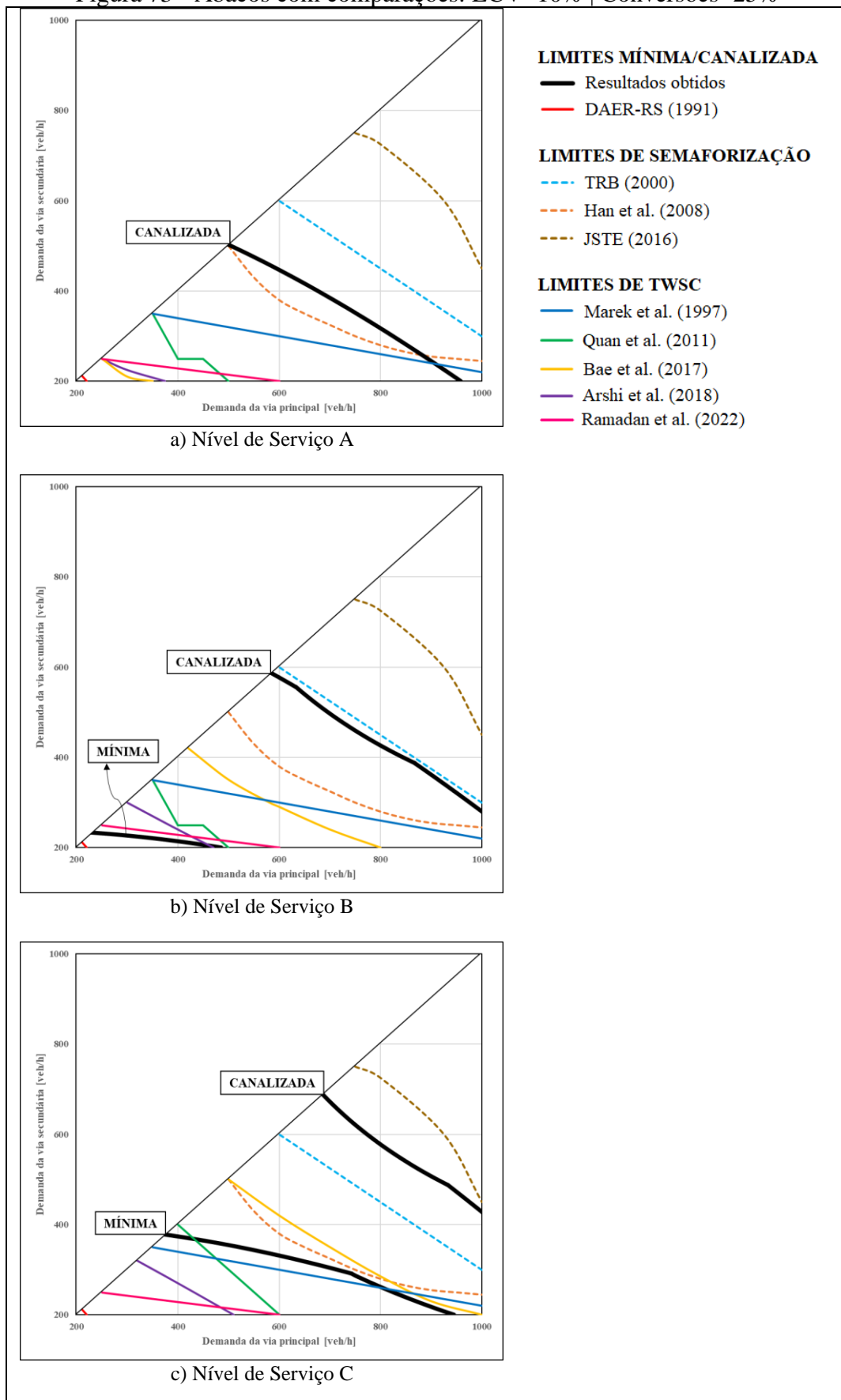
Fonte: Autor (2022)

Figura 72 - Ábacos com comparações: LCV=10% | Conversões=15%



Fonte: Autor (2022)

Figura 73 - Ábacos com comparações: LCV=10% | Conversões=25%



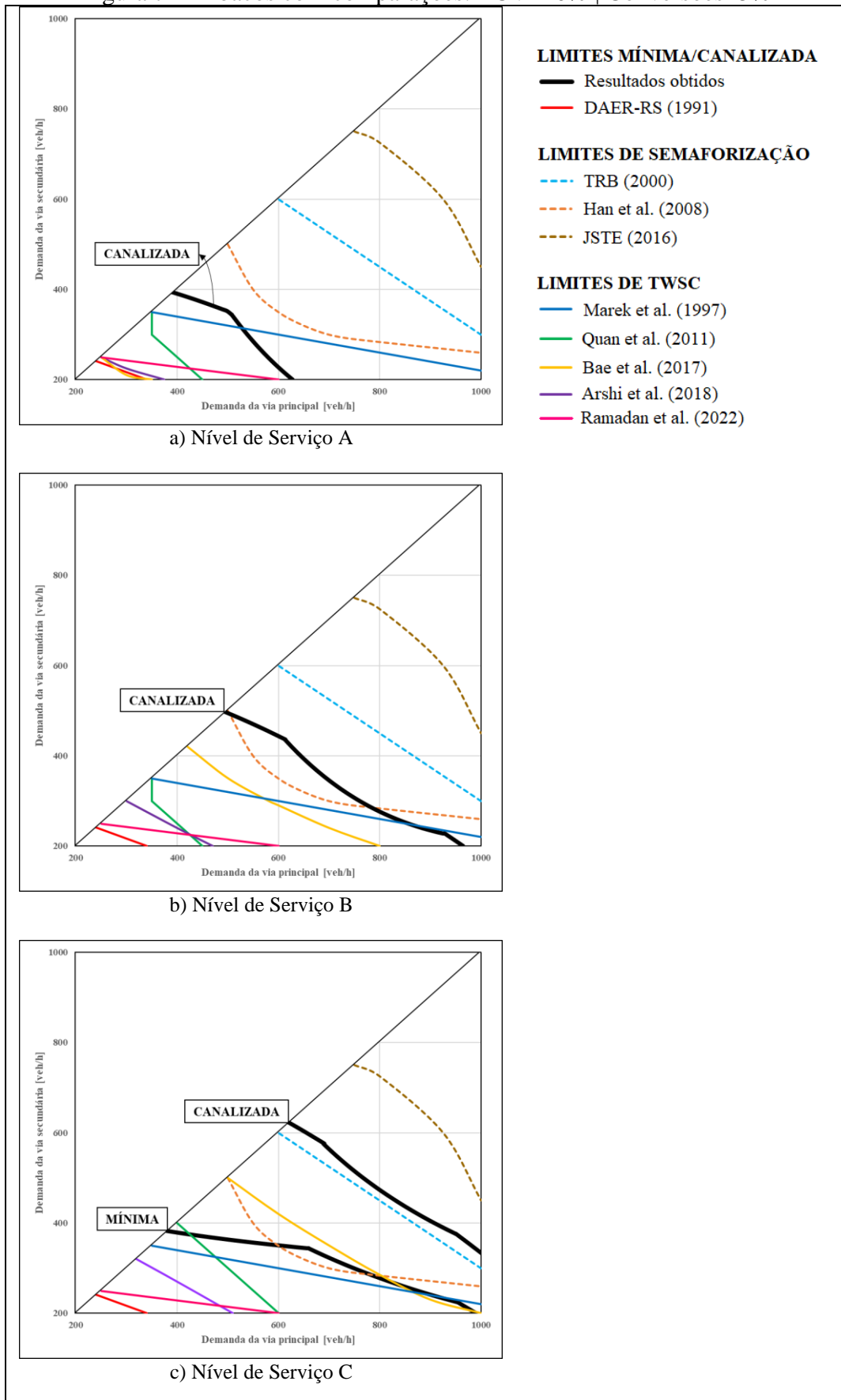
Na Figura 74 os ábacos são condizentes com a presença de 20% de LCV e percentual de conversões de 5%. Nota-se que os limites da interseção mínima se situam abaixo das demandas de 200 veh/h nos níveis de serviço A e B, ao passo que no nível de serviço C os limites ficam próximos aos estudos de Marek et al. (1997) em demandas da via principal menores que 650 veh/h e de Bae et al. (2017) com demandas acima destas. Estando associada a altas demandas na via principal e baixas a médias na via secundária. Na interseção canalizada os limites para o nível de serviço A ficam em demandas médias a baixas, acima do limite de Quan et al. (2011) para TWSC e fora de todos os limites de semaforização. Já no nível de serviço B os limites ficam entre os obtidos nos trabalhos do TRB (2000) e de Bae et al. (2017), sendo o primeiro limite para semaforização e o segundo para TWSC. Para o nível de serviço C nesta interseção o limite é próximo e paralelo ao do TRB (2000).

A Figura 75 expõe os ábacos para a combinação de 20% de LCV e 15% de conversões. Da mesma maneira que o caso anterior, os limites da interseção mínima ficam fora dos ábacos dos níveis de serviço A e B. Já no nível de serviço C, até a demanda de 600 veh/h na via principal acompanha os limites de TWSC de Marek et al. (1997) e acima disto os limites encontram-se entre os limites de TWSC de Quan et al. (2011) e Bae et al. (2017). Quanto às interseções canalizadas os limites seguem com poucas variações em relação ao descrito para 5% de conversões.

Os ábacos mostrados na Figura 76 apresentam os resultados obtidos quando o percentual de LCV e de conversões é de, respectivamente, 20 e 25%. Quando observados os ábacos de níveis de serviço A e B as interseções mínimas, enquanto no ábaco referente ao nível de serviço C acompanha o trabalho de Marek et al. (1997) até a demanda de 600 veh/h e acima disto seguindo os mesmos trabalhos citados no caso com 5% de conversões. Nas interseções canalizadas os limites seguem com pouca variação em relação ao que foi descrito nos casos anteriores.

Os resultados obtidos por Bae et al. (2017) são apresentados, e aplicados nestas análises, para diferentes níveis de serviço, porém, em todos eles são considerados percentuais de conversões iguais a 20%. Enquanto no manual do DAER-RS (1991) apresenta delimitantes entre as interseções mínimas e canalizadas, embora não seja citado sobre níveis de serviço associados, a forma como o órgão traz os valores permitem que sejam feitas adaptações para os mesmos percentuais utilizados neste estudo.

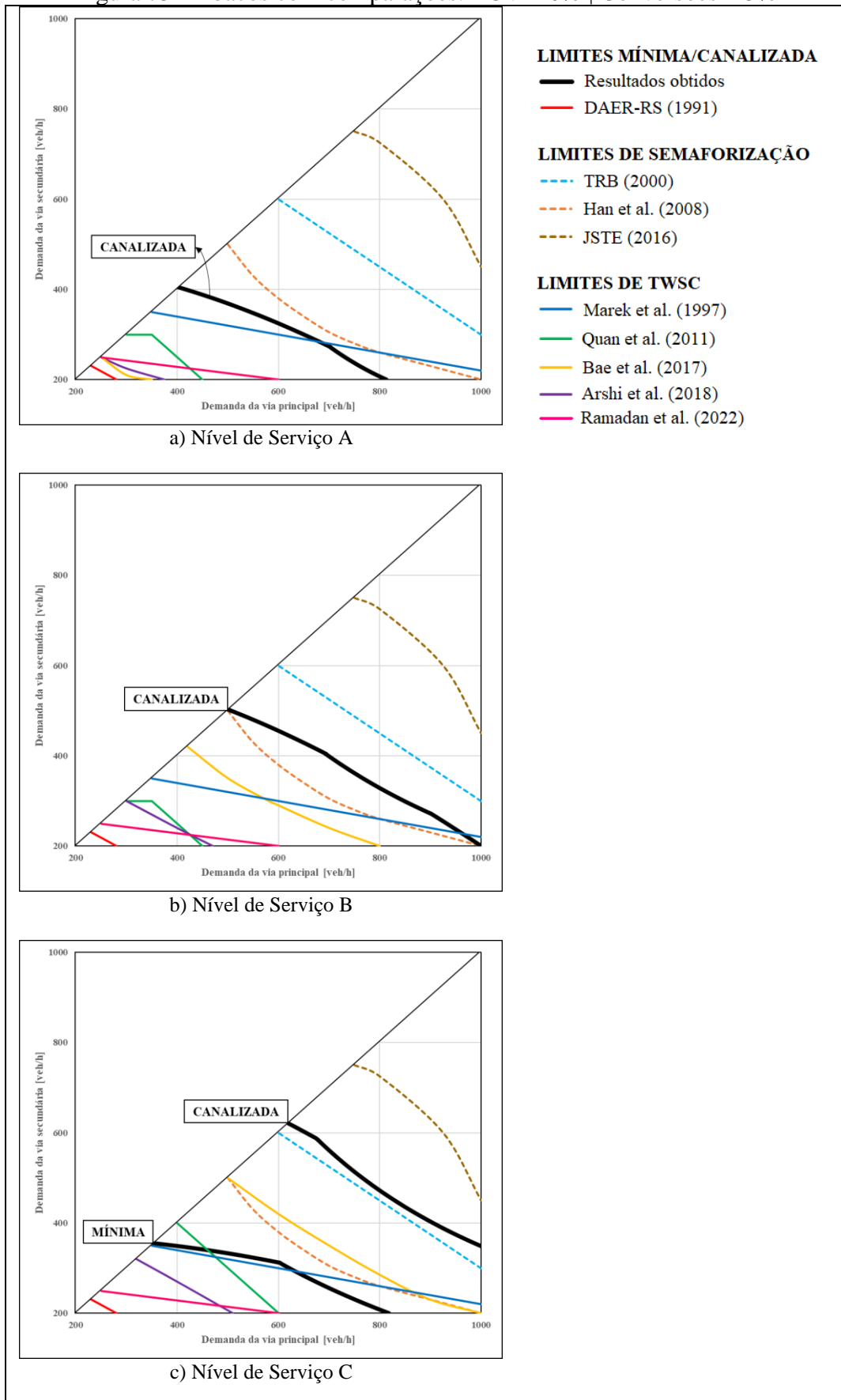
Figura 74 - Ábacos com comparações: LCV=20% | Conversões=5%



Fonte: Autor (2022)

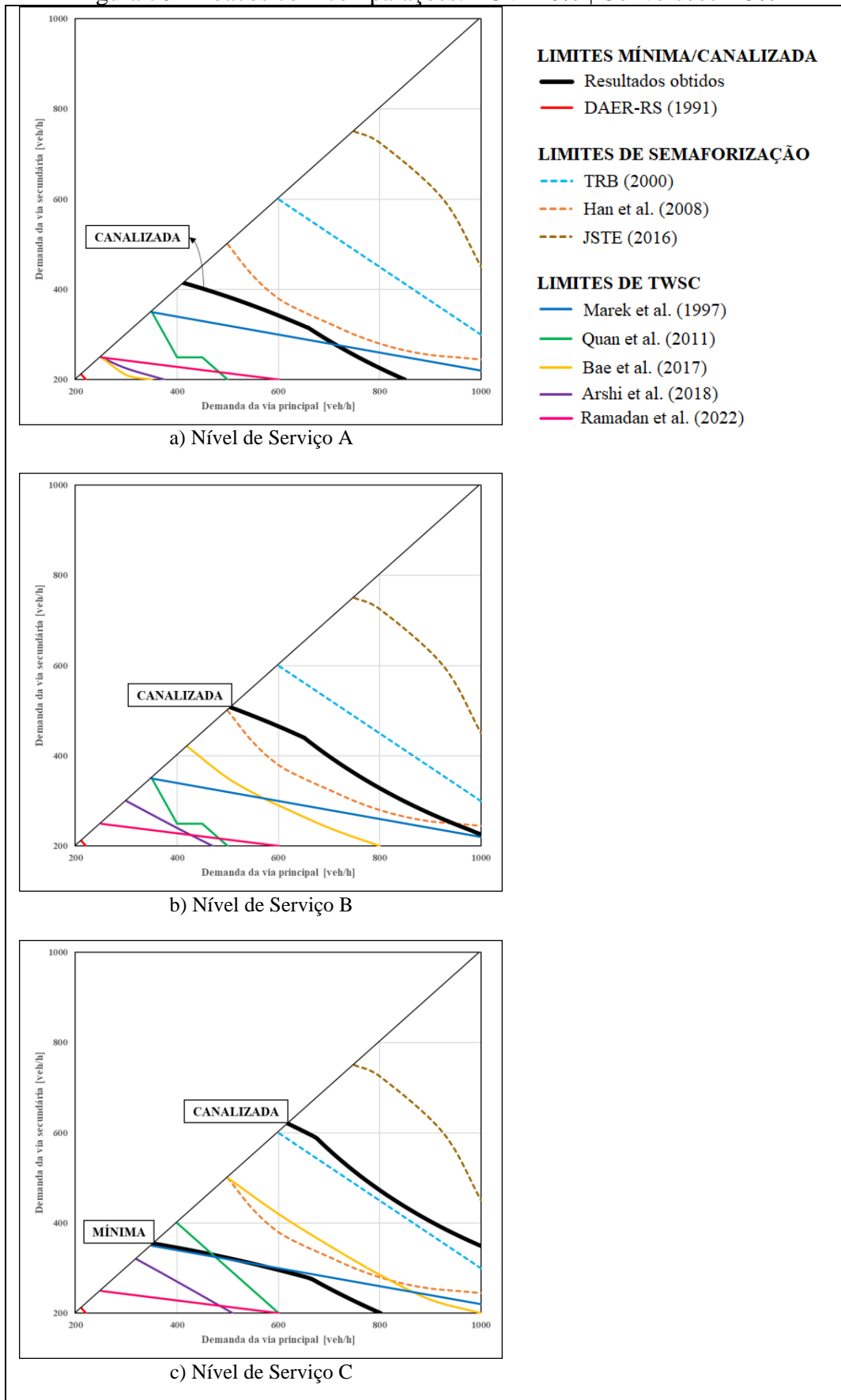


Figura 75 - Ábacos com comparações: LCV=20% | Conversões=15%



Fonte: Autor (2022)

Figura 76 - Ábacos com comparações: LCV=20% | Conversões=25%



Fonte: Autor (2022)

Pôde-se verificar nesta seção que há acentuadas diferenças entre os resultados obtidos neste trabalho e os presentes na literatura, inclusive estas diferenças são percebidas mesmo dentre a própria literatura. Isto ocorre por conta fato de que nem sempre os trabalhos consideram os mesmos tipos de interseção ou os mesmos fatores. O que implica em uma dificuldade na comparação entre os trabalhos.

Por exemplo, os trabalhos de Marek et al. (1997), TRB (2000), Han et al. (2008) e Bae et al. (2017) consideram em seus estudos o tipo de interseção AWSC, onde todos os veículos devem para antes de realizar qualquer movimento e este tipo de interseção não é adotado no Brasil. Os trabalhos de Quan et al. (2011), JSTE (2016) e Arshi et al. (2018) e Ramadan et al. (2022) também não levam em conta este tipo de interseção, uma vez que seus estudos são voltados para a realidade asiática. Além disso, alguns trabalhos consideram rotatórias e interseções semaforizadas, que não entram no escopo deste trabalho.

Na única situação em que se pode comparar diretamente interseções mínimas e canalizadas, no Manual de Interseções do DAER-RS (1991), sendo possível confrontar os resultados obtidos neste trabalho com os do referido órgão. Quando se observam os dados referentes ao nível de serviço A, nota-se que os resultados obtidos ficam abaixo dos do DAER-RS (1991) e, quanto ao nível de serviço C, os resultados ficam acima dos deste órgão. No nível de serviço B, observa-se uma tendência de aproximação aos resultados se percebe que se o percentual de LCV é de 0% os limites ficam acima dos do manual, quando for de 10% ficam mais próximos, suavemente acima e quando for 20%, ficam abaixo. Entretanto, não são apresentadas quaisquer informações sobre qual o nível de serviço ou quais outros fatores foram considerados na elaboração do ábaco, se tornando impraticável pontuar afinidades precisamente.

É notável que em boa parte dos casos os limites para interseção canalizada aproximam-se dos limites para implantação de semaforização, como é o exemplo dos trabalhos apresentados pelo TRB (2000), Han et al. (2008) e pela JSTE (2016). Um provável motivo para isto é que além de interseções TWSC e semaforizadas, são consideradas nas análises as interseções AWSC ou rotatórias, ambas com maior eficiência do que a primeira mencionada. Estas variações contribuem para as discrepâncias observadas. Além disto, entre estes mesmos estudos existem significativas divergências, que podem ser atribuídas, além dos tipos de interseção, às quantidades de fases e tempos de ciclos semaforicos.

Os limites de TWSC estudos por Ramadan et al. (2022), Arshi et al. (2018) e Quan et al. (2011), tendem a resultados mais próximos aos dos limites de interseções mínima e canalizada apresentados pelo DAER-RS (1991), descritos anteriormente. As proximidades dos limites são maiores quando associados a menores tempos de atraso, ou seja, em menores níveis de serviço. Além disso, os trabalhos de Yoshioka et al. (2008), também abordados pela JSTE (2009, 2016), apresentados na Figura 16, possuem limites de TWSC próximos aos citados. Em comum, todos eles têm origem asiática e não utilizam a interseção tipo AWSC nas análises, as possíveis diferenças ocorrem devido aos objetivos, tipo de interseção e fatores utilizados em cada um dos estudos.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando o objetivo de contribuir para elaboração de ábacos para determinar o tipo de interseção a ser adotada em determinadas condições, este trabalho trouxe ábacos que levam em conta interseções mínimas e canalizadas. Pode-se concluir que o tempo de atraso é a variável de resposta que melhor delimita as situações mais críticas em cada caso, uma vez que o grau de saturação foi responsável pela delimitação apenas em um caso específico para interseção mínima. Indo ao encontro do que menciona o TRB (2016), foi possível constatar que os movimentos que se aproximam pela via secundária são os mais críticos.

Além disso, tanto a observação visual dos ábacos resultantes quanto dos modelos de tempo de atraso indica que com o aumento da presença de LCV ocorre um aumento no tempo de atraso, ao contrário do fator percentual de conversões, que quando maior, tende a uma diminuição do tempo de atraso. Esta última condição ocorre por conta do percentual de conversões balanceado, sendo que o aumento das conversões implica em menor tráfego na via principal facilitando, conseqüentemente, os movimentos de conversão da via secundária.

A interseção mínima está relacionada a baixas demandas e a delimitação se localiza fora do espaço amostral analisado em diversas situações, ou seja, está associada a demandas inferiores à 200 veh/h tanto na via principal, quanto na secundária. Ainda, neste tipo de interseção, o grau de saturação é atingido em demandas médias, sendo delimitante em um caso e próximo às delimitações por tempo de atraso em outras situações.

Nas interseções canalizadas, observando-se a variabilidade nos resultados de tempos de atraso pôde-se concluir que há diferenças entre a entre esta interseção e a mínima. Entretanto, não há diferenças significativas entre os tipos de interseções com faixas de conversão somente à esquerda e com faixas de conversão à esquerda e à direita simultaneamente. Adicionalmente, não foram observadas diferenças estatisticamente significativas no tempo de atraso quando comparados os diferentes comprimentos de faixas auxiliares, embora houvesse um aumento da capacidade da interseção e conseqüentemente diferenças nos graus de saturação. Nestas interseções, a saturação ocorre em combinações ligeiramente abaixo da combinação de demandas de 1.000 veh/h em ambas as vias, quando o limite não está localizado acima disto.

Existe uma considerável variação nos ábacos quando considerados diferentes níveis de serviço, sendo que tempos de atraso mais altos implicam em demandas maiores. Para o nível de serviço A, a interseção mínima não é indicada em nenhum caso, priorizando-se interseções canalizadas. Enquanto para o nível de serviço B, as interseções mínimas são indicadas para percentuais baixos e médios de LCV e sempre estão associadas a demandas baixas, principalmente na via secundária, já para percentuais de LCV maiores a interseção mínima não é indicada. No nível de serviço C, ambas interseções podem ser implementadas, porém cabe ressaltar que ao atingir este nível de serviço é recomendado que se realizem melhorias na interseção. Portanto, a observância do nível de serviço pretendido em uma futura interseção é fundamental sendo necessária sua definição antes da decisão da utilização de um tipo ou outro de interseção.

Constata-se que existem notáveis diferenças entre os ábacos elaborados neste trabalho e os presentes na literatura internacional, isto ocorre em função dos diferentes tipos de interseção, fatores e níveis abordados. O fato de que interseções do tipo TWSC podem ser classificadas tanto como mínimas quanto canalizadas, aliado a estudos que consideram interseções do tipo AWSC, não utilizadas no Brasil, acabam por dificultar a comparação. É possível inferir que os resultados desta pesquisa são mais próximos aos estudos de procedência asiática, visto que em nenhum deles foi considerada a interseção tipo AWSC.

Por fim, destaca-se que a metodologia empregada neste trabalho pode ser aplicada para construção de modelos de tomada de decisão voltados para condições brasileiras, ou seja, atentando para os tipos de interseção e as regras de trânsito utilizadas no Brasil. E, conseqüentemente, reduzindo a dependência de manuais internacionais que nem sempre se adequam à nossa realidade.

## 5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Em função das limitações da versão do software utilizado neste trabalho, recomenda-se a validação dos resultados com estudos de campo. A utilização dos ábacos está condicionada aos fatores utilizados, podendo ser considerados como uma versão preliminar e simplificada, portanto, sugere-se que sejam considerados outros níveis e fatores na análise, tais como: distribuição de tráfego por faixas, desbalanceamento dos percentuais de conversões, diferentes composições de tráfego, presença de pedestres e

ciclistas, entre outros. Isto pode contribuir para um melhor ajuste dos modelos de tempo de atraso e, conseqüentemente, uma maior precisão nos resultados.

A utilização de outros tipos de interseção para compor os ábacos complementaria o estudo, dando mais opções e permitindo identificar áreas de sobreposição. Sugere-se que sejam incluídas, principalmente, rotatórias e interseções semaforizadas. Para tanto é necessário que se aumente as demandas, pois tratam-se de interseções com maior capacidade. Além disso, para a identificação dos limites de interseções mínimas é indicada a expansão para demandas menores.

Este estudo não almeja substituir nenhum dos critérios já existentes nas normas brasileiras. O intuito é apenas contribuir com uma perspectiva baseada em níveis de serviço para implantação de interseções ainda não existentes, que possa auxiliar os órgãos competentes no processo de revisão de critérios dos manuais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBANO, J. F. **Noções sobre interseções**. Porto Alegre, 2007. Disponível em: [http://www.producao.ufrgs.br/arquivos/disciplinas/420\\_14intersecoes\\_apresentacao.pdf](http://www.producao.ufrgs.br/arquivos/disciplinas/420_14intersecoes_apresentacao.pdf). Acesso em: Abril de 2022.

ALWANI, K. H. M. Improving Capacity and Traffic Operation for Al-Furqan Intersection at Al-Fallujah City (Iraq). In: Macioszek E., Kang N., Sierpiński G. (eds) **Nodes in Transport Networks – Research, Data Analysis and Modelling**. Transport Systems Theory Practice, p.27-37, 2020.

AMBROS, J.; KYSELÝ, M. Free-flow vs car-following speeds: does the difference matter?. In: **Advances in Transportation Studies an international Journal**. 40(40), p.17-26, 2016.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. **A Policy on Geometric Design of Highways and Streets**. 6ª Ed. Washington, D.C., 2011.

ARAÚJO, A. M.; NETO, M. M. C. Calibração do modelo de aceitação de brechas em interseções urbanas com o microssimulador de tráfego VISSIM. In: **Revista Transportes**. 26(3), p.25-38, 2018.

ARSHI, A. N.; ALHAJYASEEN, W. K. M.; NAKAMURA, H.; ZHANG, X. A comparative study on the operational performance of four-leg intersections by control type. In: **Transportation Research Part A**. 118, p.52-67, 2018.

BAE, B.; WHETSEL, B. C.; HAN, L. D. Gray Areas in Isolated Intersection Control-Type Selection: Complementary Decision-Support Tool. In: **Journal of Transportation Engineering**. 143(11), 2017.

BATKOVIC, I. **Optimization of driver model parameters for Long Combination Vehicle**. 44 p. Master's thesis in Complex Adaptive systems – Department of Applied Mechanics – Chalmers University of Technology. Göteborg, 2016.

BONNISON, J. A.; FONTAINE, M. D. **Evaluating Intersection Improvements: An Engineering Study Guide**. TRB, NCHRP Report 457. National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC, 2001.

CARVALHO, L. G. S.; SETTI, J. R. A. Calibration of the VISSIM truck performance model using GPS data. In: **Revista Transportes**. 27(3), p.131-143, 2019.

CHEN, X.; LI, L.; ZHANG, Y. A Markov Model for Headway/Spacing Distribution of Road Traffic. In: **IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems**, 11(4), p.773-785, 2010.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES (CNT). **Acidentes Rodoviários e a Infraestrutura**. Brasília, 2018.



CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES (CNT). **Pesquisa CNT de rodovias**. Brasília, 2021.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO (CONTRAN). Altera a Resolução do CONTRAN Nº 211, de 13 de novembro de 2006, que estabelece requisitos necessários para circulação de Combinações de Veículos de Carga (CVC). **Resolução Nº 640 de 14 de dezembro de 2016**. Diário Oficial da União, Brasília, 2016.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO (CONTRAN). Altera a Resolução do CONTRAN Nº 211, de 13 de novembro de 2006, que estabelece requisitos necessários para circulação de Combinações de Veículos de Carga (CVC). **Resolução Nº 663 de 19 de abril de 2017**. Diário Oficial da União, Brasília, 2017.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO (CONTRAN). **Deliberação Nº 172 de 05 de setembro de 2018**. Suspende, até o julgamento do processo judicial nº 5015014-20.2018.4.03.6100, as Resoluções CONTRAN nº 640, de 14 de dezembro de 2016, e nº 663, de 19 de abril de 2017. Diário Oficial da União, Brasília, 2018.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO (CONTRAN). Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres. **Resolução Nº 12 de 06 de novembro de 1998**. Diário Oficial da União, Brasília, 1998a.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO (CONTRAN). Estabelece os requisitos de segurança à circulação de combinações de veículos. **Resolução Nº 631 de 01 de junho de 1984**. Diário Oficial da União, Brasília, 1984.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO (CONTRAN). Requisitos de segurança necessários à circulação de Combinações de Veículos de Carga (CVC). **Resolução Nº 68 de 25 de setembro de 1998**. Diário Oficial da União, Brasília, 1998b.

COSTA, E. E. S. **Análise da compatibilidade do gabarito de caminhões com a geometria das interseções urbanas numa cidade de médio porte**. 156p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 1997.

CUNHA, A. L. B. N.; MODOTTI, M. M.; SETTI, J. R. A. Classificação de caminhões através de agrupamento por análise de cluster. In: **Anais do XXII ANPET**, Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Fortaleza, 2008.

DATTA, S.; ROKADE, S.; RAJPUT, S. P. S. Microscopic simulation based uncontrolled intersection performance assessment. In: **SN Applied Sciences**. 2(1732), 2020.

DATTA, S.; ROKADE, S.; RAJPUT, S. P. S. Motorized Level of Service Classification for Urban Uncontrolled Intersections. In: **International Journal of Intelligent Transportation Systems Research**. 19, p.199-213, 2021.

DEMARCHI, S. H. **Influência dos veículos pesados na capacidade de interseções rodoviárias**. 182p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995.

DEMARCHI, S. H.; SETTI, J. R. A. Determinação da Capacidade e Nível de Serviço em Interseções Rodoviárias Através de Simulação. In: **Revista Transportes**. 5(2), p.37-63, 1997.

DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM – DAER-RS. **Normas de Projeto Rodoviários: Projeto Geométrico de Interseções**. Vol. 2. Porto Alegre, 1991.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM (DER-SC). **Diretrizes Para a Concepção de Estradas: Interseções de Nível Único**. Florianópolis, 2000.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de projeto geométrico de rodovias rurais**. Rio de Janeiro, 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de projeto de interseções**. Rio de Janeiro, [1976?].

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de projeto geométrico de travessias urbanas**. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Diretoria de Infraestrutura Rodoviária. **Guia prático: instruções operacionais**. Rio de Janeiro, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de estudos de tráfego**. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de projeto de interseções**. Rio de Janeiro, 2005.

DRAGČEVIĆ, V.; KORLAET, Z.; STANČERIĆ, I. Methods For Setting Road Vehicle Movement Trajectories. In: **The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering**. 3, p.57-64, 2008.

DUTTA, M.; AHMED, M. A. Gap acceptance behavior of drivers at uncontrolled T-intersections under mixed traffic conditions. In: **Journal of Modern Transportation**. 26(2), p.119-132, 2017.

ELBERMAWY, A. E. Development of Vehicular Volume Guidelines for Two-Way versus Four-Way Stop Controls. In: **Institute of Transportation Engineers Journal**. 74(11), p.16-22, 2004.

ELEFTERIADOU, L. **An Introduction to Traffic Flow Theory**. Ed. Springer, New York, 2014.

ELVIK, R. Road safety effects of roundabouts: A meta-analysis. In: **Accident Analysis and Prevention**. 99, p.364-371, 2017.

ESPADA, I.; BENNETT, P.; LUK, J. **Modelling of signalised intersections**: Case study. Austroads project NS1371, RCNS1371-5. Sydney, 2010.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Traffic Analysis Toolbox Volume I: Traffic Analysis Tools Primer**. Oakland, 2004.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Traffic Control Devices Handbook**. Institute of Transportation Engineers. U.S. Department of Transportation. 1983.

FERT, L. **Análise Comparativa do Uso de Diferentes Softwares para Modelagem de Tráfego em Interseções Urbanas**. 140p. Dissertação (Mestrado) – Centro Tecnológico – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2017.

FITZPATRICK, K.; BREWER, M.; HAWKINS, G.; CARLSON, P.; IRAGAVARAPU, V; PLINE, J.; KOONCE, P. National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. **Potential MUTCD Criteria for Selecting the Type of Control for Unsignalized Intersections**. The National Academies Press. Washington D. C., 2015.

FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRAßEN- UND VERKEHRSWESEN (FGSV). **Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS2015)** (German Highway Capacity Manual). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Ed.), Nr. 299, FGSV Verlag GmbH, Cologne, 2015.

FRIEDRICH, B.; HOFFMANN, S.; AXER, S.; NIEMEIER, W.; TENGEN, D.; ADAMS, C.; SANTEL, G. **Überprüfung der Befahrbarkeit innerörtlicher Knotenpunkte mit Fahrzeugen des Schwerlastverkehrs**: im Auftrag des Bundesministers für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. Forschungsprojekt, FE 77.0501/2010. Technische Universität Braunschweig. Bremen, 2014.

FRIES, R.; QI, Y.; LEIGHT, S. How many times should I run the Model? Performance Measure Specific Findings from VISSIM models in Missouri. In: **96th Annual Meeting of the Transportation Research Board**. Washington DC, 2017.

GHANI, A. R. A.; SANIK, M. E.; HAMID, N. B.; MOKHTAR, M.; JOHAN, N. H. S.; RAZAK, N. H. A. A.; NEEMAT, S. A.; RAZALI, N. F.; RAHMAN, N. K. A.; AMIN, H. M. Performance Analysis of Roundabouts at Bandar Maharani Bandar Di Raja, Johor, Malaysia. In: **International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering**. 8(8), p.300-303, 2019.

GUIA DO TRC. **DNIT bate recorde, em março, na emissão de AET para veículos e cargas com dimensões excedentes**. 10 de abril de 2020. Disponível em: <<http://www.guiadotrc.com.br/noticias/noticiaID.asp?id=36461>>. Acesso em: 23 de novembro de 2020.

HAN, L. D.; LI, J. M.; URBANIK, T. Control-Type Selection at Isolated Intersections Based on Control Delay under Various Demand Levels. In: **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, 2071(1), p.109-116, 2008.

HARWOOD, D.W.; TORBIC, D. J.; RICHARD, K. R.; GLAUZ, W. D.; ELEFTERIADOU, L. **Review of truck characteristics as factors in roadway design**. NCHRP 505, National Cooperative Highway Research Program, Washington, 2003.

HASAN, T.; STOKES, R. W. **Guidelines for Right-Turn Treatments at Unsignalized Intersections and Driveways on Rural Highways**. Transportation Research Record 1579, Transportation Research Board, National Research Council, WASHINGTON, DC, 1997.

HAWKINS, H. G.; FITZPATRICK, K.; BREWER, M. A. Developing and Implementing Manual on Uniform Traffic Control Devices Criteria for Selecting Traffic Control for Unsignalized Intersections. In: **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**. 2673(5), p.1-13, 2019.

HENRY, R. D.; CALHOUN, J. H. L.; PFEFER, R. C.; SEYFRIED, R. K. **Peak-hour Traffic Signal Warrant**. NCHRP 249, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC, 1982.

HUSAIN, A.; MARYUNANI; MUNAWIR, A. A.; LAMBANG, B. S. Efficiency of Vehicle Operational Cost at Intersection with Geometric Widening Design in Makassar, South Sulawesi. In: **Journal of Engineering and Applied Sciences**. 13(9), p.2530-2535, 2018.

ISLAM, M. M.; FRÖJD, N.; KHARRAZI, S.; JACOBSON, B. How well a single-track linear model captures the lateral dynamics of long combination vehicles. In: **International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility: Vehicle System Dynamics**. 57(12), p.1874-1896, 2019.

IVAN, J.N.; SADEK, A.W.; ZHOU, H.; RANADE, S. **Warrants for Exclusive Left Turn Lanes at Unsignalized Intersections and Driveways**. Federal Highway Administration, Washington DC, 2009.

JAPAN SOCIETY OF TRAFFIC ENGINEERS (JSTE). **ラウンドアバウトの計画・設計ガイド (Guide for Roundabout Planning and Design)**. Ver. 1.1. Tokyo, 2009.

JAPAN SOCIETY OF TRAFFIC ENGINEERS (JSTE). **ラウンドアバウトマニュアル (Japan Roundabout Manual)**. Tokyo, 2016.

KATI, M. S. **Definitions of Performance Based Characteristics for Long Heavy Vehicle Combinations**. Chalmers University of Technology, Tech. Rep. Göteborg, 2013.

KIRK, A.; JONES, C.; STAMATIADIS, N. Improving Intersection Design Practices. In: **Journal of the Transportation Research Board**, Transportation Research Board of the National Academies. 2223(1), p.1-8, 2011.

LAYTON, R.D. **Use of Volume/Capacity Ratio Versus Delay for Planning and Design Decisions for Signalized Intersections**. Oregon Department of Transportation, Salem, 1996.

LIU, X.; CEBON, D. A Minimum Swept Path Control Strategy For Reversing Articulated Vehicles. In: **IEEE Intelligent Vehicles Symposium (IV)**. Changshu, Suzhou, China. p.1962-1967, junho, 2018.

LUCAS, C. M. B. **Estudo do comportamento dos motoristas em relação à aceitação de brechas em interseções com prioridade**. 121p. Dissertação (Mestrado). Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1985.

MA, M.; MA, X.; YANG, Y.; HAN, F. Traffic Optimization Design and Simulation Evaluation of Isolated Intersection. In: **International Conference on Intelligent Transportation**. 53, p.137-145, 2017.

MAHMASSANI, H; SHEFFI, Y. Using gap sequences to estimate gap acceptance functions. In: **Transportation Research Part B**. 15(3), p.143-148, 1981.

MAREK, J; LALL, K.; KYTE, M.; VOIGT, K.; ZONGZHONG, T. Determining Intersection Traffic Control Using the 1994 Highway Capacity manual. In: **Institute of Transportation Engineers Journal**. 67(12), p.22-26, 1997.

MENENDEZ, O. H.; SILVA, N. A. B.; PITANGA, H. N. Análise estatística aplicada à gestão do tráfego em interseção semafórica. In: **Research, Society and Development**. 11(3), p.1-17, 2022.

MOON, K. H; LEE, S. H.; CHANG, S.; MOK, J. K.; PARK, T. W. Method For Control Of Steering Angles For Articulated Vehicles Using Virtual Rigid Axles. In: **International Journal of Automotive Technology**. 10(4), p.441-449, 2009.

MOTAMEDIDEHKORDI, N.; MARGREITER, M.; BENZ, T. Shockwave Suppression by Vehicle-to-Vehicle Communication. In: **Transportation Research Procedia**. 15, p.471-482, 2016.

NETO, W. A. P. **Análise de Fatores Intervenientes nas Características Dimensionais de Segmentos Rodoviários sob a Ótica da Compatibilidade Veículo-Via**. 190p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

NEUMAN, T. R. **Intersection Channelization Design Guide**. NCHRP 279, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC, 1985.

NYAME-BAAFI, E.; ADAMS, C. A.; OSEI, K. K. Volume warrants for major and minor roads left-turning traffic lanes at unsignalized T-intersections: A case study using VISSIM modelling. In: **Journal of Traffic and Transportation Engineering**. 5(5), p.417-428, 2018.

OTKOVIĆ, I.; DADIĆ, I. Comparison of Delays at Signal-Controlled Intersection and Roundabout. In: **PROMET - Traffic&Transportation**. 21, p.157-165, 2009.

PECCHINI, D.; GIULIANI, F. Experimental Test of an Articulated Lorry Swept Path. In: **Journal of Transportation Engineering**, 139(12), p.1174-1183, 2013.

PLANUG TRANSPORT VERKEHR (PTV). **PTV VISSIM 2020: User Guide**. Karlsruhe, Germany: PTV Planung Transport Verkehr AG., 2020.

PLINE, J. E. **National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 225: Left-Turn Treatments at Intersections**. NCHRP, Transport Research Board. Washington D. C., 1996.

PONTES FILHO, G. **Estradas de Rodagem: Projeto Geométrico**. São Carlos: G. Pontes Filho, 1998.

PRASETIJO, J.; WU, N.; MUSA, W. Z.; AMBAK, K.; ROHANI, M. M.; OMAR, N. H. Capacity analysis of different geometric design of unsignalized intersections based on occupation time. In: **ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences**. 11(20), p.11860-11863, 2016.

QUAN, Y.; TIAN-XIAO, J.; XIAO-HUI, D.; JIAN, R. Control Type Styles Option Research of Intersection Based on LOS. In: **Fourth International Conference on Intelligent Computation Technology and Automation**, p.380-383, 2011.

RAMADAN, I. M. I.; ABDEL-MONEM, M. S.; AHMED, O. H. Selection of Intersection Control Type in Urban Areas. In: **Civil and Environmental Engineering**. Ahead of Print, 2022. Disponível em: <https://sciendo.com/article/10.2478/cee-2022-0015>. Acesso em: 01 de junho de 2022.

RANJITKAR, P; SHAHIN, A; SHIRWALI, F. Evaluating Operational Performance of Intersections Using SIDRA. In: **The Open Transportation Journal**. 8(1), p.50-61, 2014.

ROESS, R. P.; VANDEHEY, M. A.; KITTELSON, W. Level of Service: 2010 and Beyond. In: **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**. 2173(1), p.20-27, 2010.

RUSSO, M. R. A. **O impacto de manobras de veículos combinados sobre a geometria horizontal de interseções rodoviárias**. 162 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995.

RUSSO, M. R. A.; WIDMER, J. A. Geometric Considerations Of Long Combination Vehicle Maneuvers On Roadway Intersections In Brazil. In: **Road Transport Technology**. University of Michigan Transportation Research Institute, Ann Arbor. 4, p.405-414, 1995.

SCHERER, J. **Projeto geométrico da interseção entre a Rua Deputado Antônio Edu Vieira e a Avenida Prefeito Waldemar Vieira no Município de Florianópolis**. 80 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Centro Tecnológico – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2014.

SOMESWARA, R. B.; RAMBABU, T.; VENKATA, R. G. Analysis of Capacity and Level of Service at Uncontrolled Intersections under Heterogeneous Traffic Conditions. In: **International Journal of Civil Engineering and Technology**, 8(8), p.181-190, 2017.

SOUZA, T. C.; SOUZA, M. V. R.; VERGARA, R. M. O.; SIDEL, S. M.; RABÊLO, J. P. Uso dos Parâmetros Geométricos do Modelo de Kimber como Indicadores de Capacidade em Rotatória: O Caso de Palmas-TO. In: **Anais do 33º ANPET**, Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Balneário Camboriú, 2019.

TIANZI, C.; SHAOCHEN, J.; HONGXU, Y. Comparative Study of VISSIM and SIDRA on Signalized Intersection. In: **Procedia-Social and Behavioral Sciences**. 96, p.2004-2010, 2013.

TIŠLJARIĆ, L.; ERDELIĆ, T.; CARIĆ, T. Analysis of Intersection Queue Lengths and Level of Service Using GPS data. In: **60th International Symposium ELMAR**, p.43-46, 2018.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (TRB). **Highway Capacity Manual – HCM**. Washington D. C., 2000.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (TRB). **Highway Capacity Manual – HCM**. Washington D. C., 2010.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (TRB). **Highway Capacity Manual – HCM**. Washington D. C., 2016.

VÄGVERKET. **Vägutformning 94**: Del 7 – Korsningar. Version S-2. Technical Report, Swedish National Road Administration. Borlänge, 2002.

WALLIN, P.; NILSSON, P. **Trajectory planning for automated high-way driving of articulated heavy vehicles**: convex optimization using the model predictive control frame-work. 83 p. Master's thesis in Systems, Control and Mechatronics. Department of Electrical Engineering. Chalmers University of Technology. Göteborg, 2018.

WIDMER, J. A. Compatibilidade de tráfego de bitrens de 25m com a infra-estrutura viária brasileira. In: **Anais do 2º Colloquium Internacional de Suspensões e do 1º Colloquium de Implementos Rodoviários da SAE-Brasil**. Caxias do Sul, 2002.

WIEDEMANN, R. Modeling of RTI-Elements on multi-lane roads. In: **Advanced Telematics in Road Transport**. Edited by the Commission of the European Community, DG XIII. Brussels, 1991.

WIEDEMANN, R. **Simulation des Verkehrsflusses**. Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen, Heft 8, Universität (TH) Karlsruhe (seit 2009 KIT – Karlsruher Institut für Technologie). Karlsruhe, 1974.

WISCONSIN DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (WIDOT). **Traffic Engineering, Operations & Safety Manual**. Chapter 13: Traffic Regulations, Section 26: Intersection Control, 2017.

WU, N.; BRILON, W. Delays of Shared-Short Lanes at Unsignalized Intersections. In: **Transportation Research Record**. 2673(8), p.450-462, 2019.

WU, N.; LEMKE, K. The New Procedures for Diverge, Merge, and Small Weaving Segments in the New Version of German Highway Capacity Manual (HBS 2015). In: **Transportation Research Procedia**. 15, p.366-377, 2016.

YADAV, G. D.; MARSANI, A. The Effect of Geometric Factors on Saturation Flow at Selected Intersections of Kathmandu. In: **International Journal of Research in Engineering, Science and Management**. 2(11), p.131-136, 2019.

YOSHIOKA, K.; NAKAMURA, H.; MABUCHI, T. 遅れと環境負荷に基づく交通量の少ない平面交差点の最適制御方式の検討. In: **28回交通工学研究発表会論文集**. p.37-40, Tokyo, outubro de 2008.





# UPF

UNIVERSIDADE  
DE PASSO FUNDO

UPF Campus I - BR 285, São José  
Passo Fundo - RS - CEP: 99052-900  
(54) 3316 7000 - [www.upf.br](http://www.upf.br)