



JOYCE FELISBINA CARPANEZ BENZI

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE OPERACIONAL
RODOVIÁRIA DE UMA PASSAGEM EM NÍVEL**

**CAMPINAS
2014**



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

JOYCE FELISBINA CARPANEZ BENZI

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE OPERACIONAL
RODOVIÁRIA DE UMA PASSAGEM EM NÍVEL**

Orientador: Prof. Dr. Cássio Eduardo Lima de Paiva

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil, na área de Transportes.

**ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELA ALUNA JOYCE FELISBINA
CARPANEZ BENZI E ORIENTADA PELO PROF. DR. CÁSSIO
EDUARDO LIMA DE PAIVA**

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS
2014

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

B449a Benzi, Joyce Felisbina Carpaneze, 1984-
Avaliação da capacidade rodoviária de uma passagem em nível / Joyce Felisbina Carpaneze Benzi. – Campinas, SP : [s.n.], 2014.

Orientador: Cassio Eduardo Lima de Paiva.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Ferrovia. 2. Ferrovia - Normas. 3. Rodovias. I. Paiva, Cassio Eduardo Lima de, 1953-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Operational Capacity Evaluation of Highway-rail grade crossing

Palavras-chave em inglês:

Railroad

Railroad - Standards

Highways

Área de concentração: Transportes

Titulação: Mestra em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Cassio Eduardo Lima de Paiva [Orientador]

Jorge Luiz Alves Trabanco

Luiz Antonio Silveira Lopes

Data de defesa: 25-08-2014

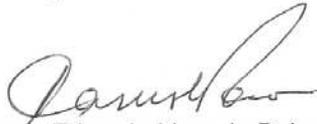
Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE OPERACIONAL RODOVIÁRIA DE
UMA PASSAGEM EM NÍVEL**

Joyce Felisbina Carpanezi Benzi

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



**Prof. Dr. Cassio Eduardo Lima de Paiva
Presidente e Orientador/Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. Jorge Luiz Alves Trabanco
Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. Luiz Antonio Silveira Lopes
Instituto Militar de Engenharia**

Campinas, 25 de agosto de 2014

RESUMO

As passagens em nível são formadas pela interseção de vias de dois modais de transporte terrestres com características físicas e operacionais distintas. Estas travessias são gargalos no sistema de transportes rodoviário. Os motoristas são obrigados a parar seus veículos antes de atravessar um cruzamento rodoferroviário, devido ao direito de passagem adquirido pela ferrovia, que por sua vez, também reduz a sua velocidade para evitar colisões, principalmente no perímetro urbano. Estas interseções são trechos de descontinuidade para a via, onde o fluxo rodoviário e o Nível de Serviço ficam reduzidos consideravelmente. Com base nessa situação foi realizado um levantamento de campo, em seis passagens em nível, na região Sudeste do país para a avaliação dos fluxos operacionais dos veículos rodoviários existentes. Através destes dados foi desenvolvida uma análise crítica dos volumes escoados através de métodos que estimam o fluxo de saturação e o atraso veicular. Para valores referentes ao tempo de espera dos usuários são encontrados Níveis de Serviço correspondentes, onde é possível classificar a viabilidade das vias existentes. Enquanto para novas vias foi desenvolvido um gráfico dinâmico exibindo os números máximos de veículos e trens que podem utilizar o sistema de acordo com o nível de serviço exigido, consequentemente a viabilidade da via.

Palavra chave: passagem em nível, interseção em nível, fluxo de saturação, atraso veicular, rodovia, ferrovia e Nível de Serviço.

ABSTRACT

The highway-rail grade crossings are constituted by the intersection of two modals of transportation with distinct physical and operational characteristics. These crossings are the bottlenecks in the highway transportation system. The drivers are required to stop their vehicles before cross a grade crossing, due the right-of-way acquired by the railroad, which in turn also reduce your speed to avoid collisions, principally in the urban perimeter. Theses intersections are points of discontinuity for the way, where the flow is reduced and the road service level is reduced considerably. Based on this situation was conducted a field survey in six level crossings in the Southern Brazil for the evaluation of operational flows of existing road vehicles. Through these information, will be develop a critical analysis of the volumes disposed of by methods that estimate the saturation flow and vehicular delay. Amounts related to the waiting time for users are found corresponding Level of Service where you can sort the viability of existing roads. While for new roads was develop a dynamic graphic showing the maximum numbers of vehicles and trains that can use the system according to the level of service required, hence the viability of the road.

Key-word: highway-rail grade crossing, grade crossing, saturation flow, delay, level of service.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Caracterização do problema	1
1.2 Objetivo	4
1.2.1 Objetivo Geral	4
1.2.2 Objetivo Específico	4
1.3 Estrutura do trabalho	5
2. ASPECTOS GERAIS	7
2.1 Breve Histórico do Início da Ferrovia no Brasil	7
2.2 Passagem em nível e seu contexto atual	10
2.3 Características Gerais das Passagens em Nível	14
2.3.1 Tipos de proteção da passagem em nível	14
2.3.3.1 Nomenclatura da ABNT	21
2.3.2 Alinhamento Horizontal	22
2.3.3 Alinhamento Vertical	25
2.3.4 Distância de Visibilidade	26
2.3.5 Pavimento em uma passagem em nível	34
2.3.6 Iluminação	37
2.3.7 Trânsito de Pedestres	38
2.4 Considerações finais do capítulo	39
3. CAPACIDADE OPERACIONAL DAS PNS	43
3.1 Características relacionadas a capacidade de escoamento da rodovia	43
3.1.1 Interseção Rodoviária	43
3.1.2 Classificação Rodoviária	46

3.1.3	Velocidade dos veículos rodoviários	49
3.1.4	Volume	51
3.1.5	Capacidade	53
3.1.6	Fluxo de saturação	54
3.1.7	Tempo perdido	56
3.1.8	Nível de Serviço	58
3.1.9	Atraso veicular ou tempo de espera.....	60
3.1.10	Veículos e Fator de Equivalência	62
3.1.11	Faixas Rodoviárias.....	64
3.1.12	Pavimento rodoviário.....	65
3.2	Características da ferrovia relacionadas a capacidade de escoamento das PNs	68
3.2.1	Classificação e Velocidade Ferroviária	68
3.2.2	Vias férreas e volume de trens.....	71
3.3	Normatização da ABNT	72
3.4	Considerações finais do capítulo	83
4.	ESTUDO DE CASO	87
4.1	Considerações iniciais	87
4.2	PNs estudadas.....	88
4.2.1	Caieiras	88
4.3.2	Mogi das Cruzes	98
4.3.3	Capuava.....	106
4.3.4	Barra do Piraí	114
4.3.5	Águas da Prata.....	128
4.3.6	Considerações finais do capítulo.....	134
5.	MÉTODOS, ANÁLISES E RESULTADOS.....	137
5.1	Métodos	137
5.1.1	Método Webster	138
5.1.2	Método HCM	142
5.1.3	Método baseado no Atraso veicular nas PNs (Okitsu <i>et al</i> , 2010) .	144
5.2	Premissas da análise	148

5.2.1	Fator de Equivalência.....	148
5.2.2	Pavimento	151
5.3	Aplicação dos métodos.....	154
5.4	Resultados e considerações.....	176
5.4.1	Análise de viabilidade para novas vias.....	181
5.4.2	Aplicação da metodologia nas PNs existentes.....	187
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	191
	REFERÊNCIA BIBLIOGRICA	197
	GLOSSÁRIO	207
	ANEXOS	215
	ANEXO I - Apoio estatístico.....	217
	ANEXO II – Medições na Avenida dos Bandeirantes	221

DEDICATÓRIA

A Angel, que não esta fisicamente comigo, mas permanece em meu coração a cada nova conquista. A meus pais, Zoraide e Antonio, pelo amor e dedicação. A Alexandre pela paciência, incentivo e companheirismo ao longo deste trabalho. E a todos que contribuíram direta ou indiretamente para a conclusão da dissertação e compreenderam minha ausência em muitos momentos.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Dr. Cássio Eduardo Lima de Paiva pela atenção, paciência e incentivo ao acreditar na finalização desta dissertação quando tudo era muito abstrato.

Aos professores Dr. Jorge Luiz Trabanco e prof. Dr. Luiz Antonio Silveira Lopes pela presença no exame de defesa e contribuição no encerramento deste trabalho.

Ao professor Creso pelo incentivo e apoio tanto na faculdade como nos anos de mestrado.

A Secretaria de Pós Graduação da FEC, especialmente, ao Eduardo e Diego pelo auxílio nas dúvidas ao longo do curso.

Ao Eng. Alberto dos Santos, meu primeiro coordenador, que me fez despertar o interesse pela ferrovia seja nas reuniões de trabalho ou ao me transmitir conhecimento nos trabalhos desenvolvidos na UNICAMP.

A Figueiredo Ferraz, em especial a Bassim Gai, por permitirem que eu me ausentasse para as aulas na UNICAMP, assim como, o apoio dos colegas Gilson Zimmermann, Rosana Miyasato, David Lurzrnik, Leonardo Fernandez e Giuseppe Canteli.

Ao Eng. Paulo Henrique Mota, da CPTM, por me ajudar e disponibilizar material para a efetivação deste estudo.

Aos amigos que conheci na pós e fizeram com que as dúvidas e angústias no decorrer desta jornada fossem compartilhadas e minimizadas, em especial, Juliana Watanabe, Daliana Gil, Luiz Fernando e Francisco Maranhão.

As minhas queridas amigas, Juliana Alário, Thamy Takeuchi, Fernanda Bertin e Sheila Magri, que ajudaram na dissertação e apontaram sugestões, seja de digitação, formatação, ortografia ou com os segredos do Microsoft Word.

Aos amigos Laudiceia e Hélio Silva que ajudaram na coleta dos dados em Barra do Piraí.

A todos meus amigos e familiares que por diversas vezes me ausentei e me afastei em decorrência das inúmeras visitas, tabulações e estudos que tive que realizar nos últimos anos.

A *Angel* e minha *vó Maria Claret* que partiram antes do término deste trabalho, sem que eu pudesse aproveitar mais a companhia de vocês. *Vocês fazem muita falta!*

A meus pais, Antonio e Zoraide, que me formaram não apenas como profissional, mas como ser humano, ensinando o caminho certo com muito amor, dedicação e extraordinária paciência...*sei que não foi fácil!*

Ao Alexandre por estar presente em todos os momentos, na coleta de dados, na formatação, nas aulas de Excel, nos finais de semana de estudo. Obrigada pelo amor e incentivo, por acreditar que este trabalho seria finalizado quando eu não acreditava, *sem você eu não teria conseguido!*

Epígrafe

“Se você pode sonhar, você pode fazer.”

Walt Disney

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Evolução dos modais ferroviário e rodoviário	9
Figura 2.2 - Caso 1: Rodovia, PN e rodovia.....	24
Figura 2.3 - Caso 2: Rodovia, rodovia e passagem em nível.....	25
Figura 2.4 - Seção de alinhamento vertical regulamentada pelo AREMA.....	26
Figura 2.5 - Distância de visibilidade de parada.....	30
Figura 2.6 - Triângulo de Visibilidade	32
Figura 3.1 – Esquema do tempo perdido entre semáforos	57
Figura 3.2 – VSA x tráfego ou tempo	66
Figura 4.1 – Localização da PN de Caieiras	89
Figura 4.2 - Passagem em nível de Caieiras.....	91
Figura 4.3 – Gráfico Veículos x Hora	97
Figura 4.4 – Gráfico do tipo de veículos x Hora	97
Figura 4.5 – Tempo de bloqueio da via	98
Figura 4.6 - Localização da PN de Mogi das Cruzes	99
Figura 4.7 – Passagem em nível de Mogi das Cruzes	101
Figura 4.8 – Gráfico Veículos x Hora	105
Figura 4.9 – Gráfico do tipo de veículos x Hora	105
Figura 4.10 – Tempo de bloqueio da via	106
Figura 4.11 - Localização da PN de Capuava.....	107
Figura 4.12 – Passagem em nível de Capuava.....	109
Figura 4.13 - Localização da PN de borracha de Barra do Piraí	115
Figura 4.14 – Passagem em nível Barra do Piraí com pavimento de borracha.....	117
Figura 4.15 - Localização da PN Barra do Piraí	122

Figura 4.16 - Passagem em nível de Barra do Pirai.....	124
Figura 4.17 - Localização da PN de Águas da Prata.....	128
Figura 4.18 - Passagem em nível de Águas da Prata.....	130
Figura 5.1 - Método de Webster para cálculo do verde.....	139
Figura 5.2 - Método de Webster simplificado	140
Figura 5.3 – Avaliação Operacional da PN de Mogi das Cruzes de acordo com o Nível de Serviço	179
Figura 5.4 – Avaliação Operacional da PN de Caieiras de acordo com o Nível de Serviço	179
Figura 5.5 – Dados sobre o PN.....	182
Figura 5.6 – Diagrama de blocos do programa	183
Figura 5.7 - Estudo de viabilidade da passagem em nível	185
Figura 5.8 - Faixas referente aos Níveis de Serviço.....	187
Figura 5.9 - Informações sobre a PN de Mogi das Cruzes.....	188
Figura 5.10 - Gráfico do Nível de Serviço existente na PN de Mogi das Cruzes.....	189
Figura 5.11 - Informações sobre a PN de Caieiras	189
Figura 5.12 - Gráfico do Nível de Serviço existente na PN de Caieiras	190

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Passagens em nível urbanas críticas por região.....	13
Tabela 2.2 – Resumo das Classificações de acordo com a Norma Vigente (NBR-15942)	22
Tabela 2.3 - Resumo dos ângulos recomendados.....	23
Tabela 2.4 - Valores do coeficiente de atrito entre os pneus e a superfície de rolamento (f).....	28
Tabela 2.5 - Distância de visibilidade de parada conforme a velocidade do veículo.....	31
Tabela 2.6 - Distância de visibilidade de parada para veículos e caminhões	31
Tabela 3.1 – Diferenças entre as interseções	46
Tabela 3.2 - Resumo das classificações da via.....	49
Tabela 3.3 – Relação fluxo de saturação x largura da faixa rodoviária	55
Tabela 3.4 - Fator de equivalência veicular.....	63
Tabela 3.5 – Avaliação do VSA.....	66
Tabela 3.6 – Características da via de acordo com o uso do solo	67
Tabela 3.7 - Classificação das vias americanas.....	69
Tabela 3.8 - Fator f para o cálculo do G_i	75
Tabela 3.9 - Análise paramétrica dos valores do G_i	76
Tabela 3.10 - Proteção de acordo com o MC de área rural	78
Tabela 3.11 - Proteção de acordo com o MC de área urbana.....	78
Tabela 3.12 - Análise paramétrica dos valores do MC.....	79
Tabela 3.13 - Cálculo do fator f_c para o IC.....	82
Tabela 3.14 - Análise paramétrica dos valores do IC.....	83
Tabela 4.1 – Características da PN de Caieiras.....	90

Tabela 4.2 – Base de dados Caieiras	92
Tabela 4.3 - Resumo horário do modal ferroviário de Caieiras	94
Tabela 4.4 - Resumo horário do modal rodoviário de Caieiras	96
Tabela 4.5 - Características da PN de Mogi das Cruzes.....	100
Tabela 4.6 - Base de dados - Mogi das Cruzes	102
Tabela 4.7 - Resumo horário do modal ferroviário de Mogi das Cruzes	103
Tabela 4.8 - Resumo horário do modal rodoviário de Mogi das Cruzes.....	104
Tabela 4.9 - Características da PN de Capuava	108
Tabela 4.10 – Tempo de ocupação da via para os carros de passeio em Capuava	110
Tabela 4.11 – Tempo de ocupação da via para os caminhões em Capuava	112
Tabela 4.12 - Tempo de ocupação da via para os ônibus de passeio em Capuava	113
Tabela 4.13 - Características da PN de Barra do Piraí com pavimento de borracha ...	116
Tabela 4.14 – Tempo de ocupação da via para os carros de passeio na PN de Barra do Piraí com pavimento de borracha.....	118
Tabela 4.15 – Tempo de ocupação da via para caminhões na PN de Barra do Piraí com pavimento de borracha.....	120
Tabela 4.16 – Tempo de ocupação da via para os ônibus na PN de Barra do Piraí com pavimento de borracha.....	121
Tabela 4.17 – Características da PN de Barra do Piraí.....	123
Tabela 4.18 - Tempo de ocupação da via para carros de passeio em Barra do Piraí..	125
Tabela 4.19 – Tempo de ocupação da via para caminhões em Barra do Piraí	127
Tabela 4.20 - Características físicas da PN de Águas da Prata.....	129
Tabela 4.21 - Tempo de ocupação da via para carros de passeio em Águas da Prata	131
Tabela 4.22 - Tempo de ocupação da via para caminhões em Águas da Prata	133
Tabela 4.23 - Tempo de ocupação da via para ônibus em Águas da Prata.....	134
Tabela 5.1 - Equivalente veicular das PNs estudadas	149
Tabela 5.2 – Comparação entre os fatores de equivalência	150
Tabela 5.3 - Fator de Equivalência coletados na Avenida dos Bandeirantes.....	151
Tabela 5.4 - Comparação entre tipos de pavimento.....	152
Tabela 5.5 - Aplicação das metodologias para a PN de Mogi das Cruzes.....	163

Tabela 5.6 - Aplicação das metodologias para a PN de Caieiras.....	169
Tabela 5.7 - Nível de serviço x atraso veicular	177
Tabela 5.8 - Atraso veicular x Nível de Serviço na PN de Mogi das Cruzes	178
Tabela 5.9 - Atraso veicular x Nível de Serviço na PN de Caieiras.....	178
Tabela 5.10 - Variação dos fluxos de saturação	180

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ALL – América Latina Logística

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Nacional de Normas Técnicas

AREMA – American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association

CET – Companhia de Engenharia de Tráfego

CET-SP – Companhia de Engenharia de Tráfego de São Paulo

CNT – Confederação Nacional do Transporte

CONTRAN – Conselho Nacional de Trânsito

CPTM – Companhia Paulista de Trem Metropolitano

CTB – Código de Trânsito Brasileiro

DENATRAN – Departamento Nacional de Trânsito

DER – Departamento de Estradas de Rodagem

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre

FHP – Fator de hora pico

FHWA – Federal Highway Administration

FRA – Federal Railroad Administration

Gi – Grau de Importância

HCM – Highway Capacity Manual

IC – Índice de Criticidade

MDOT - Michigan Department of Transportation

MC – Momento de Circulação

MRS – MRS Logística S.A

NBR – Norma Brasileira

NS – Nível de Serviço

NZ Transport Agency – *Nova Zelândia Agência de Transporte*

PN – Passagem em nível

PROSEFER – Programa de Segurança Ferroviária

ucp – unidade de carro de passeio

U.S. Department of Transportation – *United States Department of Transportation*

VSA – Valor de Serventia Atual

1. INTRODUÇÃO

1.1 Caracterização do problema

A passagem em nível é a interseção formada pelo cruzamento de via de dois meios de transporte, ferroviário e rodoviário, com características físicas e operacionais distintas. Sua existência é necessária quando ocorre a segregação de determinado local, isto é, a via férrea funciona como uma barreira dividindo a cidade, desta maneira, se torna necessária a implantação de uma travessia para unir novamente os locais.

A ferrovia surgiu no Brasil, no século XIX, nesta época os cruzamentos não representavam grandes riscos de acidentes para a população. Os usuários que utilizavam as interseções eram pedestres ou animais que transportavam as pessoas ou cargas. Essa situação perdurou até meados do século XX, quando a rodovia começou a ser mais utilizada. Com o início da popularização dos automóveis, ocorreu o declínio das estradas de ferro para o transporte de passageiros no Brasil.

Com o aumento da demanda e a necessidade do rápido escoamento de mercadorias houve a ampliação no fluxo rodoviário e a recuperação do modal ferroviário após a privatização do setor no país, com a possibilidade de melhoria e expansão nas vias férreas para cargas, e para passageiros.

Devido à expansão dos modais citados e a rápida urbanização nos centros das cidades, surgiu a necessidade da implantação de novas passagens em nível na periferia das grandes cidades, deste modo, a cada nova passagem em nível (PN) criada, surge um imenso risco de colisões e acidentes fatais para os usuários da rodovia (motoristas e pedestres).

Atualmente, existem escassas literaturas que abordam o assunto no país, parte do conteúdo é baseado nos Manuais do Departamento Nacional de Trânsito (DENATRAN), Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre (DNIT) ou poucas Normas da Associação Nacional de Normas Técnicas (ABNT), deste modo, é necessário a realização de novos estudos para se tomar conhecimento da real situação das PNs no Brasil. Em lugares onde a malha ferroviária é mais extensa e/ou desenvolvida, como Estados Unidos, Canadá, Europa, Nova Zelândia, o tema passagem em nível está associado com segurança viária. E o número de colisões crescerá se não houver fiscalização das agências regulamentadoras. Assim, quando solicitado a abertura de uma nova passagem de nível, as autoridades responsáveis devem estar cientes do impacto que este ato pode causar.

Entretanto, o foco deste trabalho é a viabilidade das passagens em nível, já que, as mesmas são pontos de conflito entre os modais, pois os trens devem reduzir consideravelmente sua velocidade antes da aproximação com cruzamento, fazendo com que a velocidade média das viagens seja diminuída. Para a rodovia as PNs funcionam como verdadeiros gargalos operacionais no fluxo de suas vias, devido ao direito de passagem exercido pelas ferrovias, isto é, sempre que um veículo se aproxima das interseções em nível, o condutor é obrigado a reduzir a velocidade, proporcionando congestionamento nas imediações da travessia.

Devido ao grande número de variáveis significativas a serem considerados em uma passagem em nível, nenhum dispositivo de tráfego é universalmente aplicável para o cruzamento rodoferroviário (*United State Department of Transportation, 2002*). Desta forma, torna-se relevante o estudo do tráfego nas imediações das interseções em nível, identificando o limite para o escoamento dos veículos sobre a travessia através de critérios relacionados a Engenharia de Tráfego.

Para isto foi realizada uma pesquisa em campo em seis passagens em nível, sendo que Caieiras e Mogi das Cruzes apresentam filmagens com quinze horas ininterruptas de um dia útil para análise do comportamento característico do tráfego. Enquanto que as PNs de Capuava, Barra do Piraí, Barra do Piraí com pavimento de

borracha e Águas da Prata foram visitadas para retirada dos tempos de ocupação da via dos carros de passeio, caminhões e ônibus sobre a passagem em nível.

As amostras serviram como parâmetro para o estudo do fator de equivalência veicular, uma vez que não há um consenso entre os autores sobre esses valores, deste modo, foi obtida a média dos resultados encontrados em campo comparando-os com os valores exibidos na referência bibliográfica para que fosse possível a sua utilização. Para o pavimento o Denatran (1984) utiliza fatores de acréscimo ou decréscimo no fluxo de saturação conforme a avaliação da superfície de pavimento, para as velocidades mensuradas no campo foi realizada uma equiparação obtendo-se os valores de cada pavimento.

Assim foram levantados na revisão bibliográfica os aspectos referentes a capacidade de uma via com tráfego interrupto. A partir desta afirmação foram apresentadas três metodologias que relacionam os elementos que constituem a mobilidade urbana, Webster (Webster, 1964) é utilizado exclusivamente para semáforos isolados, o *Highway Capacity Manual (Transportation Research Board, 2000)* critério mais amplo, não limitado apenas para semáforos, e sim, qualquer via com tráfego interrupto e, por último, o método de Okitsu *et al* (2010) que se baseou, exclusivamente, em resultados coletados nas passagens em nível, sendo constituído através de equações matemáticas mais simples, sem a necessidade de simulações computacionais complexas.

Os métodos exibem o atraso veicular, em segundos/veículos, conseqüentemente, foram comparados os parâmetros do HCM (TRB, 2000) que correlacionam o atraso veicular ao nível de serviço para vias com tráfego interrupto aos resultados apresentados, obtendo-se a espera por hora.

Este método foi aplicado para as passagens em nível existentes. Também foi desenvolvido um gráfico dinâmico para ser utilizado em novos projetos ou para aprimorar o desempenho das passagens em nível existentes, informando o nível de serviço da passagem em nível e, por conseguinte, sua viabilidade de acordo com as

referências do HCM (TRB, 2000), no qual recomenda que uma via com fluxo de saturação maior que o nível de serviço C deve ser reestruturada para não atingir o limite de sua capacidade.

1.2 Objetivo

1.2.1 Objetivo Geral

O Objetivo do presente trabalho é a verificação do fluxo rodoviário que utiliza a passagem em nível através da análise de viabilidade do sistema, dado que, os usuários são impedidos de trafegar pela via quando a ferrovia a utiliza. Após a verificação foi proposto uma nova metodologia para avaliação do Nível de Serviço dos cruzamentos rodoferroviários.

1.2.2 Objetivo Específico

- Identificação das variáveis representativas dos fluxos que utilizam o cruzamento rodoferroviário;
- Caracterização dos valores típicos através de pesquisa de campo;
- Análise de parâmetros que afetam o tráfego rodoviário;
- Comparação entre diferentes métodos, e
- Análise de viabilidade operacional.
- Proposta da avaliação para novas passagens em nível ou reestruturação das PNs existentes.

1.3 Estrutura do trabalho

O trabalho está estruturado em seis capítulos e visando uma ordem lógica, segue a seguinte estrutura.

- Capítulo 1 - Introdução

A presente seção expõe a caracterização do problema abordado de forma sintetizada, através da apresentação da relevância do tema escolhido, elucidando o objetivo principal, objetivos específicos e a estruturação da dissertação.

- Capítulo 2 – Aspectos Gerais

Neste capítulo é contextualizada a passagem em nível desde sua criação junto ao início da ferrovia até os dias atuais. A revisão bibliográfica fornece também o embasamento técnico dos critérios físicos necessários para a implantação de uma passagem em nível.

- Capítulo 3 - Capacidade operacional das PNs

Neste item, a revisão bibliográfica é fundamentada nos elementos de Engenharia de Tráfego requeridos para a mobilidade dos modais rodoviários e ferroviários. Devido a grande diversidade sobre os assuntos os itens relacionados foram limitados no auxílio do escoamento do tráfego em uma interseção em nível com fluxo interrompido, de modo a garantir a mobilidade dos veículos e avaliar as condições de conforto que o usuário enfrenta diante de um congestionamento.

- Capítulo 4 - Estudo de caso

Nesta seção são apresentadas as passagens em nível que foram escolhidas para integrar as pesquisas realizadas e as análises estatísticas para tratamento dos

dados, tabelas e imagens são exibidas para auxiliar no entendimento das características de cada cruzamento rodoferroviário.

- Capítulo 5 - Métodos, análises e resultados

São expostas três metodologias utilizadas para mensurar o atraso veicular em interseções em nível, os resultados são exibidos e analisados através de uma analogia com o Nível de Serviço para vias com tráfego interrompido do HCM (TRB, 2000), indicando o NS referente a cada hora das duas travessias apontadas.

Neste item ainda é apresentado o fator de equivalência veicular das passagens em nível estudadas e as comparações realizadas entre os diferentes tipos de pavimento e a velocidade exercida pelos veículos sobre essas superfícies.

- Capítulo 6 - Conclusões e sugestões para futuras pesquisas

O capítulo 6 apresenta as conclusões finais sobre o estudo realizado e as sugestões para futuros trabalhos seguindo a mesma linha de pesquisa.

2. ASPECTOS GERAIS

2.1 Breve Histórico do Início da Ferrovia no Brasil

Uma das principais consequências da Revolução Industrial foi o surgimento da ferrovia como meio de transporte eficiente para o grande vulto de mercadorias produzidas que precisavam atingir o mercado consumidor de forma rápida. A Inglaterra, no início do século XIX, foi pioneira na utilização deste modal ao construir a primeira linha férrea mudando definitivamente o conceito de velocidade e distância empregado até antes de sua construção. Objetivando a interligação das diversas regiões do Brasil, o Governo Imperial, a partir de 1828, cedeu privilégios para que as ferrovias fossem implantadas no país (DNIT, 2012).

Para Tenório (1996), não houve um projeto de implantação adequado para a ferrovia (Plano Viário Nacional) no Brasil dado que o incentivo do governo brasileiro acarretou na concentração das vias no Sudeste deixando à margem o Norte e Nordeste do país. Na prática a economia cafeeira fomentou o desenvolvimento ferroviário em detrimento dos produtores do açúcar e algodão, agora, fora do novo eixo econômico.

Segundo David (2009), em setembro de 1873, foi criada a “Lei da Subvenção Quilométrica”, que oferecia ao investidor a opção da garantia de juros ou o subsídio do governo por quilômetro implantando, assim, se o valor do quilômetro construído fosse inferior a 30 contos, o idealizador da ferrovia não arcaria com custo algum. Baseado nesta nova lei, os traçados das vias férreas eram construídos com o mínimo de recursos, sem pontes e viadutos e com muitas curvas, atendendo as fazendas produtoras de café (passando na porta de algumas propriedades) e em pontos

específicos da cidade, como o comércio local e a igreja. A ferrovia levava o desenvolvimento à cidade, criando novos municípios com destaque regional ou nacional (VENCOVCKY, 2006).

Por outro lado, para Fornaro (2009), este desenvolvimento fez com que a estrada de ferro dividisse e segregasse a cidade em partes distintas, tornando necessário a criação de algumas passagens no nível das ruas para que pedestres, charretes e animais de carga conseguissem transpor a barreira física que a ferrovia proporcionava. As travessias não exerciam muito risco de acidentes para a população, pois a velocidade média dos trens era baixa e o automóvel, devido ao custo elevado, ainda não era popular.

Barat (1978) destaca que a hegemonia ferroviária perdurou até o final da década de 30, quando atingiu aproximadamente 34 mil quilômetros de via férrea, a partir deste momento foi dado início ao investimento nas rodovias. Até este período as rodovias eram de terras e seu traçado era em paralelo com as ferrovias, pois os modais não eram concorrentes e se somavam na distribuição de viagens. Porém em determinadas épocas do ano era impossível transitar nas estradas de "chão batido".

Diferentemente do transporte ferroviário, que partia do interior rumo aos portos, o transporte rodoviário com suas estradas pavimentadas cortariam os estados brasileiros, proporcionando maior integração regional, com menor custo de implantação e maior flexibilidade de rota aos usuários. Somados a esses fatores, podem ser mencionados, também, a crise de 1929, a Primeira Guerra Mundial e ações protecionistas para que a rodovia fosse largamente implantada no país. Uma proposta para sanar os anos de atraso e desigualdade do Brasil, se comparado com países de menor extensão territorial e maior quilometragem de trilhos e pavimentos implantados até o momento (BARAT, 1978). A Figura 2.1 - Evolução dos modais ferroviário e rodoviário ilustra a evolução dos dois transportes no Brasil, destacando o rápido crescimento rodoviário entre as décadas de 1930 a 1970 e a estagnação da ferrovia.

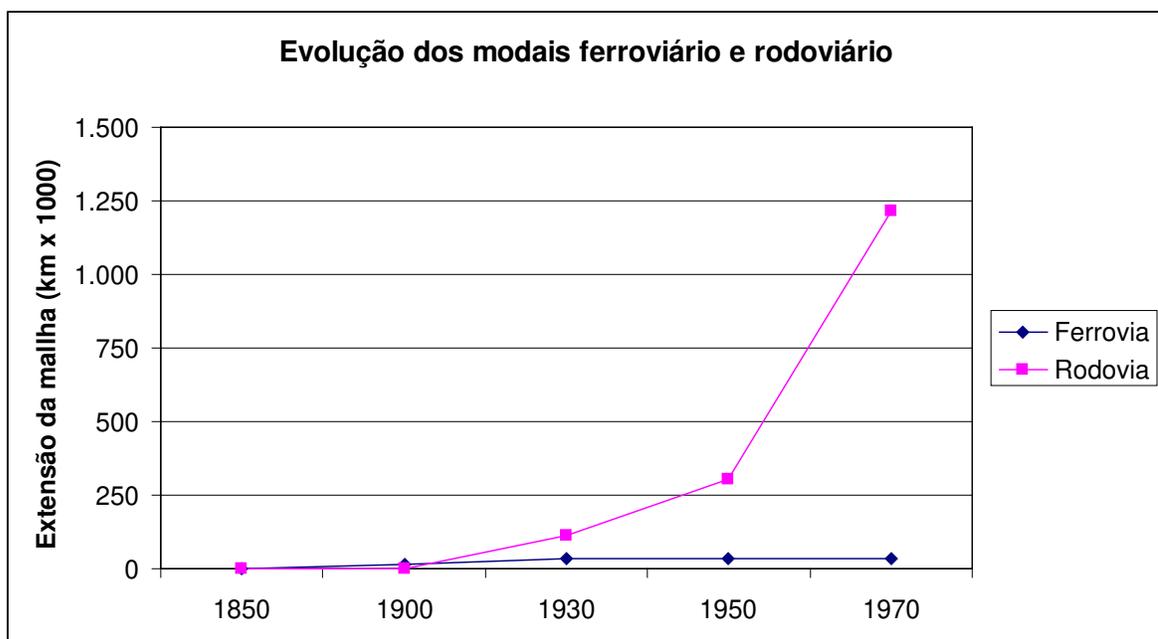


Figura 2.1 - Evolução dos modais ferroviário e rodoviário
 Fonte: CNT (2013a)

Quando as rodovias foram implantadas, as ferrovias já tinham seu traçado delimitado, o que obrigou as rodovias a sobrepor a via férrea, formando as passagens em nível, tornando-se um problema de segurança nacional, devido ao iminente perigo de acidentes com os usuários da via (VENCOVZKY, 2006).

Durante a expansão rodoviária, a ferrovia ficou à margem de investimentos expansionistas e os recursos para manutenção tornaram-se escassos, desta maneira, sem o incentivo do governo e clientes que optassem por este modal, a malha ferroviária nacional teve uma redução significativa em sua extensão até o primeiro ano de sua privatização, ocorrido em 1996, chegando a 29 mil quilômetros de via. Atualmente, a malha ferroviária brasileira possui a extensão de 30.129km de vias, sendo que 28.614km são destinados ao transporte de cargas (11 empresas privadas e 1 empresa pública) e 1.515km são destinados ao transporte urbano de passageiros e transporte turístico, CNT (2013b).

A ferrovia, após sua privatização (1996), foi redirecionada quase que em sua totalidade, com o objetivo de atender o transporte de carga, com alto desempenho,

transportando *commodities* agrícolas e minerais entre as regiões que são produtoras e aos portos de exportação, fluindo como uma grande esteira destinada ao consumo externo das mercadorias que aqui são produzidas. O transporte de passageiros a longa distância foi praticamente extinto, enquanto, o transporte suburbano de passageiros, transporte em massa, está recebendo novos investimentos, após anos de paralisação de aplicação de capital, a injeção de recursos neste sistema ocorre principalmente nos grandes centros urbanos, como a região metropolitana de São Paulo e do Rio de Janeiro. (VENCOVSKY, 2010).

2.2 Passagem em nível e seu contexto atual

A passagem em nível é formada pela interseção de via de dois modais distintos, com diferentes características físicas e operacionais. A ferrovia pode possuir mais de uma via, e sentido; a rodovia, por sua vez, também pode ter mais de uma faixa de rolamento e/ou mais de uma mão de direção (*U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2007*).

Frambo e Noyce (1997) revelam que, a passagem em nível é a única interseção que pode existir entre diferentes tipos de modais, as diferenças nas características entre os veículos automotores e os trens tornam a travessia perigosa. Assim, é praticamente impossível frear um trem em uma distância pequena, pois sobre ele atuam elevadas forças de inércia e aderência, deste modo, torna-se mais fácil fazer com que o veículo rodoviário pare antes de atravessar a interseção (RIVES, PITA E PUENTE, 1977).

Conforme o Código de Trânsito Brasileiro (CTB), Lei nº 9503, de 23 de setembro de 1997, Artigo 29, inciso XII (Brasil, 2008), “os veículos que se deslocam sobre trilhos terão preferência de passagem sobre os demais, respeitadas as normas de circulação”.

Segundo Brina (1979), para que as passagens garantam maior segurança aos seus usuários, as PNs devem possuir contra-trilhos, com o objetivo de proporcionar maior resistência lateral a via, assim, as rodas do trem estarão confinados neste recinto, o que ajuda a combater o descarrilamento no caso de uma colisão.

De acordo com o DNIT (2012), aspectos como a falta de investimentos e de novos empreendedores fizeram com que a malha ferroviária tivesse uma significativa redução em sua extensão, além do abandono visível por parte do governo até a privatização do modal. Após a concessão, as empresas tiveram que investir na infraestrutura da via (equipamentos, material rodante e novas tecnologias), para conquistar novos clientes tornando-as competitivas no mercado.

Segundo o anuário da CNT (2011), atualmente as concessionárias transportam *commodities* (produtos com baixo valor agregado e grande volume) para exportação, ou seja, o destino final das mercadorias são os portos de exportação.

Fornaro (2009) revela que, o aumento dos fluxos rumo aos portos pode ser um problema para as passagens em nível, dado que, as empresas devem garantir o rápido escoamento de suas mercadorias, para se tornarem competitivas no cenário nacional. A agilidade e/ou pontualidade na entrega de seus produtos pode ser prejudicada pela restrição de velocidade nas imediações da PN, uma vez que um acidente no trecho pode interromper a via por horas.

Outro aspecto ligado a redução da fluidez territorial é o compartilhamento da via ferroviária, isto é, pelos mesmos trilhos trafegam os trens de carga e os trens urbanos. Assim os trens de carga aguardam a liberação do Centro de Controle Operacional (CCO) para entrar na via, se os trens de passageiros estiverem utilizando a ferrovia, pois, apesar de ambos esperarem a liberação do CCO, a prioridade para seguir viagem é do trem de passageiros, CNT (2011).

Entretanto, ainda de acordo com a CNT (2011), os cruzamentos rodoferroviários são gargalos operacionais para os usuários do sistema, assim, os

motoristas são prejudicados, pois além da restrição para trafegar sobre as PNs, a via é bloqueada quando a ferrovia necessita utilizá-la.

O DENATRAN (1987) revela que, o ambiente em que a PN está localizada interfere na periculosidade da rodovia, o que fica caracterizado quando se admite que motoristas da via rural trafeguem com velocidades mais elevadas, enquanto os usuários da via urbana estão mais expostos a distrações, maior número de pedestres junto aos carros, cansaço proveniente do trânsito e auto-confiança causada pelo conhecimento do trajeto.

Segundo o anuário da CNT (2011), o Programa de Segurança Ferroviária, PROSEFER, realizou uma pesquisa de avaliação de 15 dos 30 mil quilômetros de extensão de via ferroviária e constatou que existem cerca de 12.289 passagens em nível concedidas ao transporte de carga. Deste total cerca de 2.659 foram consideradas críticas e ainda 276 prioritárias; enquanto o total de passagens urbanas constatadas foi de 1.856, desta somatória 279 são consideradas críticas e prioritárias. Entretanto, a CNT (2013b) ainda utiliza os mesmos dados da pesquisa realizada em 2011, como sendo o total nacional, isto é, após o estudo inicial, não houve qualquer atualização ou finalização dos dados. A discriminação das PNs críticas por região pode ser encontrada na Tabela 2.1.

Conforme Brasil (1996), este decreto nº 1832/96, de 4 de março de 1996 diz que “O responsável pela execução da via mais recente assumirá todos os encargos decorrentes da construção e manutenção das obras e instalações necessárias ao cruzamento, bem como pela segurança da circulação no local”, o que significa que quem deu origem a passagem de nível será o responsável pela manutenção e segurança do local, assim, o DNIT é o responsável pelas rodovias federais, o DER pelas rodovias estaduais e os municípios pelas vias urbanas. Porém, para assegurar o escoamento das mercadorias, as próprias concessionárias estão realizando reformas e orientando a população através de programas educacionais.

Tabela 2.1- Passagens em nível urbanas críticas por região

	Estado	PNs Urbanas	PNs Críticas
Sul	PR	169	61
	SC	276	7
	RS	119	5
Total Sul		564	73
Sudeste	SP	216	52
	MG	258	93
	RJ	163	18
	ES	61	4
Total Sudeste		698	167
	GO	20	15
	MS	42	3
Total Centro-Oeste		62	18
Nordeste	CE	175	10
	MA	69	0
	PB	105	0
	PE	59	2
	PI	37	1
	BA	87	8
Total Nordeste		656	21
Total Geral		1980	279

Fonte: CNT (2011)

O anuário da CNT (2011) informa que o Sistema Ferroviário vem obtendo resultados positivos com crescentes investimentos, consequência do aumento da produtividade do setor e redução de acidentes, entretanto, é preciso a constante manutenção e eliminação das zonas problemáticas, bem como, as passagens em nível que são críticas e prioritárias.

2.3 Características Gerais das Passagens em Nível

2.3.1 Tipos de proteção da passagem em nível

Rives, Pita e Puente (1977) expõem que, com a implantação da ferrovia, as ruas e as estradas foram seccionadas, formando assim, as passagens em nível. Todavia, desde a criação destes cruzamentos surgiram práticas para proteger os usuários que utilizavam esses caminhos. Tal proteção consiste em interromper a PN, pelo tempo necessário, para a passagem dos trens, desta maneira, as colisões e os atropelamentos são evitados.

U.S. Department of Transportation (2007) revela que, a proteção de uma passagem em nível é composta por todos os dispositivos e elementos que tem o objetivo de proporcionar uma travessia segura aos usuários da via, sejam eles pedestres, ciclistas, motoristas ou até mesmo animais.

De acordo com o DENATRAN (1987), a escolha do tipo da proteção é definida pelas necessidades do entorno de cada travessia e na probabilidade de gerar perigo aos usuários, ou seja, estes elementos são determinados pelas características técnico-operacionais das PNs, tais como características geométricas da via, e o volume de veículos rodoviários e ferroviários.

Para Carmo, Campos e Guimarães (2007a), as proteções em nível devem existir, e as melhorias físicas nas imediações da travessia devem ser realizadas, para proporcionar maior segurança na passagem de nível, uma vez que as consequências das colisões entre os veículos rodoviários e ferroviários acarretam danos materiais e físicos (atropelamentos, ferimentos ou até mortes) para sociedade. Além de provocar prejuízos para as empresas concessionárias no pagamento de indenizações e o atraso na entrega das mercadorias que são transportadas.

Segundo Rives, Pita e Puente (1977), as passagens em nível podem ser separadas em grupos de acordo com o tipo de proteção. O primeiro e mais simples denominado de passagem passiva adverte o usuário sobre a existência do cruzamento rodoferroviário sem nenhuma barreira física. A proteção ativa, por sua vez, apresenta obstáculos que interrompem a via de acordo com a aproximação de um trem. Ambos os sistemas possuem o mesmo objetivo, interromper a rodovia para a passagem do trem, visto que é praticamente impossível um trem frear em um espaço reduzido, devido ao elevado momento de inércia que atua sobre o sistema.

Segue abaixo a descrição dos tipos de proteção de uma passagem em nível:

a) Passagem em nível com Proteção Passiva

A passagem em nível com proteção passiva é aquela que evidencia a existência da travessia rodoferroviária, isto é, a proteção passiva apresenta informações estáticas ao longo do tempo, independentemente do risco que o usuário enfrenta ao cruzar a PN, seu objetivo é a proteção dos usuários da rodovia, segundo o *U.S. Department of Transportation* (2007).

Para o DENATRAN (1987), a sinalização passiva deve ser composta por placas de advertência, sinais de regulamentação, sinais de orientação (sinalização vertical) e marcações no pavimento (sinalização horizontal), chamando a atenção visual do usuário para a aproximação de uma passagem em nível, além de possuir condições de visibilidade e característica geométricas que permitem a implantação de um cruzamento.

Segundo o DNIT (2005), na proteção passiva o motorista é o responsável em avaliar o momento em que deve ser realizada a travessia. Entretanto, antes que o condutor possa tomar a decisão é preciso analisar a distância de visibilidade, um pré-requisito para este tipo de proteção. Esse pré-requisito que é definido pelo conjunto formado pela distância de visibilidade de parada e pelo triângulo de visibilidade. Temas

que serão analisados em maior detalhe no item 2.4 - Alinhamento vertical, desta dissertação.

Entretanto, o artigo 212, do Código de Trânsito Brasileiro, afirma que o motorista deve “parar o veículo antes de transpor a via férrea”, e o não cumprimento deste artigo proporcionará ao condutor multa com infração gravíssima, isto é, será computado sete pontos em sua Carteira Nacional de Habilitação (CNH) como penalidade pelo ato.

O DENATRAN (1987), adverte sobre a ambigüidade entre os manuais brasileiros e o CTB (Brasil, 2008), pois no item que se refere ao triângulo de visibilidade, o motorista tem a opção de atravessar a passagem em nível na inexistência da aproximação do trem, enquanto o CTB (Brasil, 2008) proíbe o motorista de completar a travessia antes de parar o veículo automotor.

De acordo com a NBR-15942 (ABNT, 2011b), a passagem em nível com proteção passiva é subdividida em três itens:

- Tipo 0: proteção de PN particular;
- Tipo 1a: proteção simples;
- Tipo 1b: proteção simples com sinalização de advertência;

Para o *U.S. Department of Transportation* (2002), a passagem em nível passiva deve ser implantada em locais com entradas e vias particulares ou em locais onde o tráfego é muito pequeno, conforme indica a seção 3.3 desta dissertação.

O DENATRAN (1987) informa que todas as travessias sobre via férrea devem possuir no mínimo a sinalização passiva. Este tipo de passagem possui o menor custo de implantação e operação.

b) Passagem em nível com Proteção Ativa

b.1) Passagem em nível com Proteção Ativa – com operação manual

O *U.S. Department of Transportation (2007)* afirma que a passagem em nível ativa é aquela que indica a aproximação do trem através de dispositivos de controle de tráfego ou sistemas que bloqueiam a via, deixando-a disponível para o modal ferroviário.

Segundo o DENATRAN (1987), a proteção ativa com operação manual é a mais simples deste grupo, entretanto, é considerada mais segura que a proteção passiva, dado que a proteção passiva oferece apenas informações estáticas que não variam com a proximidade de um trem.

Para Rodvalho et al (2010), os cruzamentos rodoferroviários com proteção ativa devem apresentar sinalização acústica, visual e elementos que provoquem a interdição parcial da via na aproximação de um trem, estes dispositivos podem ser as cancelas com braços basculantes ou portões.

Conforme Carmo (2006), a sinalização passiva também deve estar presente no cruzamento com proteção ativa. Assim o motorista irá compreender com mais facilidade a presença da PN. Todavia, placas como "PARE", devem ser eliminadas deste cruzamento, visto que, neste tipo proteção o motorista não é o único responsável pela decisão de atravessar a via, pois os elementos já são fornecidos, isto é, a via será interditada quando o trem se aproximar da travessia, *U.S. Department of Transportation (2007)*.

Entretanto Frambro e Noyce (1997) consideram que a presença da sinalização passiva incluída na proteção ativa pode confundir o usuário da via ou deixá-lo inseguro com relação a atitude a ser tomada, assim, o condutor somente terá conhecimento do tipo da travessia quando se aproximar e ver a luz intermitente piscando, ou seja, o motorista não saberá se terá que reduzir a velocidade e parar o veículo (proteção passiva) ou a via estará liberada para seu uso (proteção ativa) até que esteja muito próximo do cruzamento.

O DENATRAN (1987) adverte que, a proteção ativa com operação manual depende da participação do homem para controlar e proteger os usuários da via.

A NBR-15942 (ABNT, 2011b), subdivide a operação manual em dois grupos:

Operação manual sem energia elétrica:

- Tipo 2a: balizador manual;
- Tipo 2b: cancela manual;
- Tipo 2c: balizador manual com sinalização de advertência;
- Tipo 2d: cancela manual com sinalização de advertência.

Operação manual com energia elétrica:

- Tipo 3a: Campainha com controle manual;
- Tipo 3b: sinal luminoso com controle manual;
- Tipo 3c: campainha e sinal luminoso com controle manual;
- Tipo 3d: campainha e cancela manual;
- Tipo 3e: sinal luminoso e cancela manual;
- Tipo 3f: campainha, sinal luminoso e cancela manual;

De acordo com o DENATRAN (1987), a operação manual sem energia elétrica consiste na presença de um agente de trânsito para avisar os usuários da via o momento em que o trem se aproxima, esta informação pode ser dada através de sinais, apitos, lanternas, cancelas ou, até mesmo, portões que impossibilitam a passagem de carros e pedestres na via.

A NBR-12180 (ABNT, 2009a) informa que por definição a proteção ativa manual com energia elétrica é composta pela sobreposição do controle manual sobre o automático, o que permite a operação manual durante a aproximação de um trem.

Segundo o DENATRAN (1987), na operação manual com energia elétrica, também é necessária a presença de um agente de trânsito, que permanece em uma cabine localizada ao lado da PN e recebe o aviso da aproximação do trem através de equipamentos eletrônicos. Assim, esta pessoa terá que acionar o botão ou interruptor para que a via seja fechada enquanto a ferrovia estiver utilizando-a.

O *NZ Transport Agency* (2008) esclarece que as campainhas e lanternas devem começar a funcionar antes do fechamento da via, devendo operar durante todo o tempo de interrupção do modal rodoviário. As cancelas devem estar na posição horizontal antes da aproximação do trem. Isto é possível através do fechamento do circuito de via. Logo após o último eixo do trem atravessar o cruzamento rodoferroviário os sinais luminosos e sonoros cessam e são abertas as cancelas.

A NBR-15942 (ABNT, 2009a) exige que a cancela inicie sua descida três segundos após os sinais acústico e sonoro começarem a funcionar.

O DENATRAN (1987) impõe que na falta de energia pública no local, a proteção da travessia sobre a via férrea deverá ser protegida pelo agente de trânsito, através da utilização de bandeiras e lanternas, bem como nas passagens em nível com proteção ativa sem energia elétrica. Para os cruzamentos nos quais o volume de tráfego rodoviário é intenso recomenda-se o uso de baterias para alimentação do sistema.

b.2) Passagem em nível com Proteção Ativa – com operação automática

O *U.S. Department of Transportation* (2007) afirma que a proteção ativa com operação automática é o tipo mais desenvolvido de interseção em nível, pois nela

encontra-se todos os tipos de avisos que devem ser fornecidos aos usuários do sistema para que realizem uma travessia com segurança.

A NBR-15942 (ABNT, 2011b) distingue as proteções ativa com operação automática em dois grupos:

- Tipo 4: campainha e sinal luminoso com controle automático;
- Tipo 5: cancela automática.

A NBR-12180 (ABNT, 2009a) adverte que neste tipo de proteção o sinal luminoso deve ser formado, por no mínimo, por dois focos de luz no plano horizontal. Sobre as cancelas também devem ser instalados pontos de iluminação, que somente serão dispensados, quando a barreira possuir pintura ou faixas reflexivas, permitindo a visualização da passagem em nível, mesmo com baixas condições de visibilidade. As lanternas começam a funcionar junto com a sinalização acústica e luminosa.

Segundo o DENATRAN (1987), o aviso sobre a aproximação da composição ferroviária é dado por ela própria, assim que o trem ocupar o circuito de via próximo ao cruzamento rodoferroviário ou através do pedal que quando acionado desenergizará o relé do circuito de via e acionará os equipamentos de proteção dando início ao funcionamento dos sinais luminosos e campainhas. Passados três segundos a cancela irá baixar até chegar em sua posição horizontal, antes da chegada do trem, permanecendo deste modo até que a cauda do veículo ferroviário tenha desimpedido a via férrea totalmente.

A NBR-12180 (ABNT, 2009a) afirma que, nas passagens em nível que possuem dois braços de fechamento para cada lado do cruzamento, o trânsito deve ser totalmente impedido, inicialmente no sentido de direção do tráfego e em ambos os lados da passagem em nível, impedindo que novos usuários entrem no sistema. Deste modo, o sinal luminoso deve começar, no mínimo 30 segundos antes da chegada do trem sobre a travessia. Três segundo após as cancelas que restringem a entrada de

novos veículos se encontrarem na posição horizontal, deverá ser iniciada a descida das outras cancelas que bloqueiam a via no sentido contrário, bloqueando totalmente a rodovia.

Conforme Carmo (2006), a operação automática deve informar sobre a aproximação do trem, com tempo hábil para que o maior veículo rodoviário, trafegando com a máxima velocidade regulamentada na via, receba a informação e tenha tempo hábil para frear seu veículo.

A NBR-12180 (ABNT, 2009a) informa que, para que um veículo que possui 17 metros de comprimento possa cruzar a passagem em nível, o acionamento dos sinais acústicos e luminosos devem iniciar 20 segundos antes da aproximação do trem. Se houver veículos maiores que este comprimento, deverão ser calculados novos tempos de acionamento da via para garantir a segurança dos usuários.

O *NZ Transport Agency* (2008) informa que, no caso de falta de energia, a barreira é derrubada através da ação gravitacional, posteriormente, o acumulador elétrico deve garantir o funcionamento das sinalizações, no mínimo por duas horas. O acumulador elétrico pode ser substituído por fonte de corrente alternada (NBR-12180:2009).

O DENATRAN (1987) revela que, a proteção ativa com operação automática, apresenta os maiores custos de implantação e operação, por este motivo, o número de travessias que apresentam este recurso ainda é pequeno.

2.3.3.1 Nomenclatura da ABNT

A norma NBR-15942 (ABNT, 2011b), citada anteriormente, tem o objetivo de fornecer a classificação e os requisitos mínimos para os equipamentos de proteção de um cruzamento rodoferroviário, bem como, os elementos necessários para informar o usuário sobre a presença da passagem em nível.

A classificação apresentada nesta norma é tida como referência para outras regulamentações da Associação Brasileira de Normatização Técnica, como por exemplo, a NBR-7613 (ABNT, 2011a) - Via Férrea – Travessia Rodoviária – Momento de Circulação, Grau de Importância e Índice de Criticidade, que indica o tipo de proteção a ser adotada para cada interseção em nível, com base nos critérios geométricos e de tráfego da região onde as mesmas estão localizadas. A Tabela 2.2, a seguir, fornece o resumo da classificação exposta anteriormente.

Tabela 2.2 – Resumo das Classificações de acordo com a Norma Vigente (NBR-15942)

Tipo de Proteção	NBR-15942	Descrição
Proteção Passiva	Tipo 0	Passagem em nível particular
	Tipo 1	Proteção passiva
Proteção Ativa	Tipo 2	Operação manual sem energia elétrica
	Tipo 3	Operação manual com energia elétrica
	Tipo 4	Operação automática
	Tipo 5	

Fonte: NBR-15942, ABNT (2011b)

2.3.2 Alinhamento Horizontal

Segundo Rives, Pita e Puente (1977), o ângulo de cruzamento das vias deve ser de 90º, ou seja, a rodovia deve estar perpendicular a ferrovia, para facilitar a visibilidade dos motoristas e evitar que as rodas dos veículos rodoviários deslizem sobre o boleto dos trilhos. Desta maneira, se a interseção em nível possuir o ângulo diferente do mencionado, este problema precisa ser corrigido.

Para a NBR-15680 (ABNT, 2009b), a rodovia deve ser em tangente, antes do primeiro e após o último trilho, com comprimento mínimo de 25 metros ou acomodando

o maior veículo rodoviário que possa atravessar a seção. Não é permitido o cruzamento com ângulo inferior a 45°, pois qualquer que seja este valor prejudica a visibilidade do motorista e sua tomada de decisão.

Já, o *U.S. Department of Transportation* (2007) revela que o ângulo mínimo utilizado nos cruzamentos da rodovia com a ferrovia em alguns estados americanos é 70°, este ângulo limite é justificado pela falta de segurança a que o condutor está exposto. Quando a passagem está localizada transversalmente os motoristas são obrigados a mover lateralmente a cabeça para ver a aproximação do trem. Esse fator justificaria o uso da proteção ativa.

O *Transport Canada* (2012) afirma que o ângulo utilizado nas PNs no Canadá varia de acordo com o tipo de passagem em nível, ou seja, o ângulo pode variar entre 70 a 110° nos cruzamentos rodoferroviários com sinalização passiva. Para passagens com sinalização ativa, o ângulo pode oscilar de 45° a 135°, pois nesta situação, o usuário é informado sobre a aproximação do trem.

Entretanto, o *NZ Transport Agency* (2008) expõe que o ângulo recomendado para a construção ou reconstrução das travessias rodoferroviárias, na Nova Zelândia, está entre 85 a 110°. Qualquer ângulo que não esteja neste limite trará dificuldade a seus condutores, principalmente aos motoristas de caminhão. A Tabela 2.3 apresenta o resumo com os ângulos utilizados nos países mencionados.

Tabela 2.3 - Resumo dos ângulos recomendados

País	Ângulo recomendado para o Alinhamento Horizontal
Brasil ⁽¹⁾	ângulo > 45°
Espanha ⁽²⁾	ângulo = 90°
Estados Unidos ⁽³⁾	ângulo > 70°
Canadá ⁽⁴⁾	70° < ângulo < 110° para Proteção Passiva 45° < ângulo < 135° para Proteção Ativa
Nova Zelândia ⁽⁵⁾	85° < ângulo < 110°

Fonte: Adaptado de ⁽¹⁾ ABNT (2009b), ⁽²⁾ Rives, Pita e Puente(1977), ⁽³⁾ *U.S Department of Transportation* (2007), ⁽⁴⁾Transport Canada, ⁽⁵⁾NZ Transport Agency (2008)

O *U.S. Department of Transportation* (2007), afirma ainda que as passagens em nível devem ser construídas fora das curvas rodoviárias ou ferroviárias, já que as curvas dificultam a visibilidade do condutor, desviando a atenção do motorista, que ao invés de prestar atenção na aproximação do trem, se preocupará em fazer a trajetória correta, sem sair da pista. Os trechos em curva possuem geometrias mais complexas, pois nestas extensões há a necessidade da aplicação da superelevação da via.

A NBR-15680 (ABNT, 2009b) recomenda que quando uma rodovia cruzar com outra rodovia próxima a uma passagem de nível, as interseções rodoferroviárias não podem ser bloqueadas e o tráfego deve fluir na área da PN.

O DNIT (2005) lista dois exemplos que podem surgir com a proximidade entre cruzamentos rodoviários perto das PNs:

- 1) Caso 1 – Para esta situação, a rodovia A cruza a ferrovia e logo após encontra a rodovia B, se a distância entre elas for insuficiente para receber o volume e proporcionar o escoamento do tráfego em B, deverá ser implantado um semáforo entre as duas rodovias e antes da ferrovia. Este sinal deverá ser interligado e a PN utilizará sinalização ativa, como mostra a Figura 2.2.

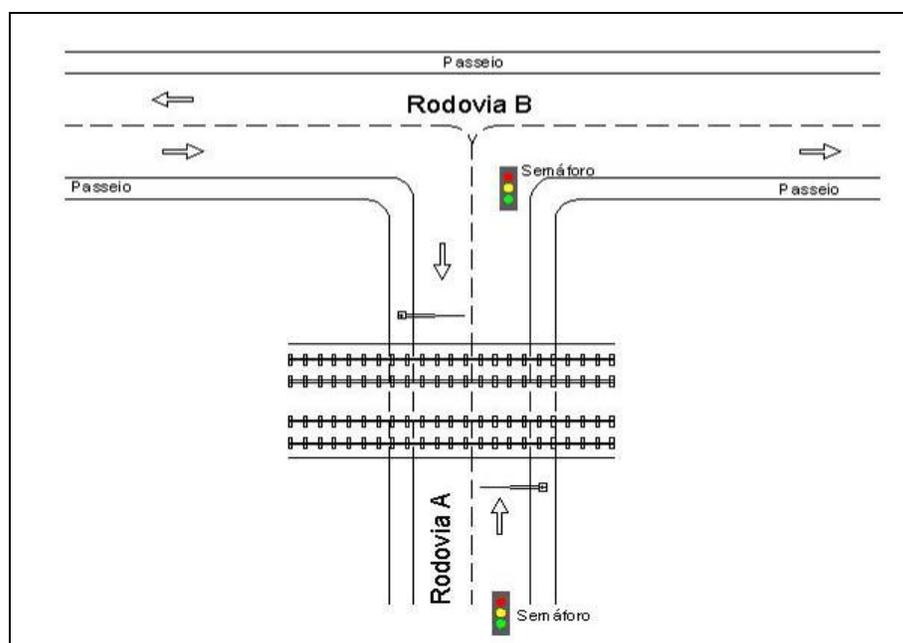


Figura 2.2 - Caso 1: Rodovia, PN e rodovia

2) Caso 2 – A rodovia A intercepta a rodovia B e logo em seguida a ferrovia. Se a distancia entre as rodovias for insuficiente para acomodar o volume do tráfego e evitar abalroamentos com os trens, deverão ser implantados semáforos entre as rodovias e antes da PN. Como os sinais são interligados, o sinal somente estará no verde (passagem livre) em A, quando o veículo puder transpor a rodovia B e consequentemente a travessia em nível, como mostra a Figura 2.3.

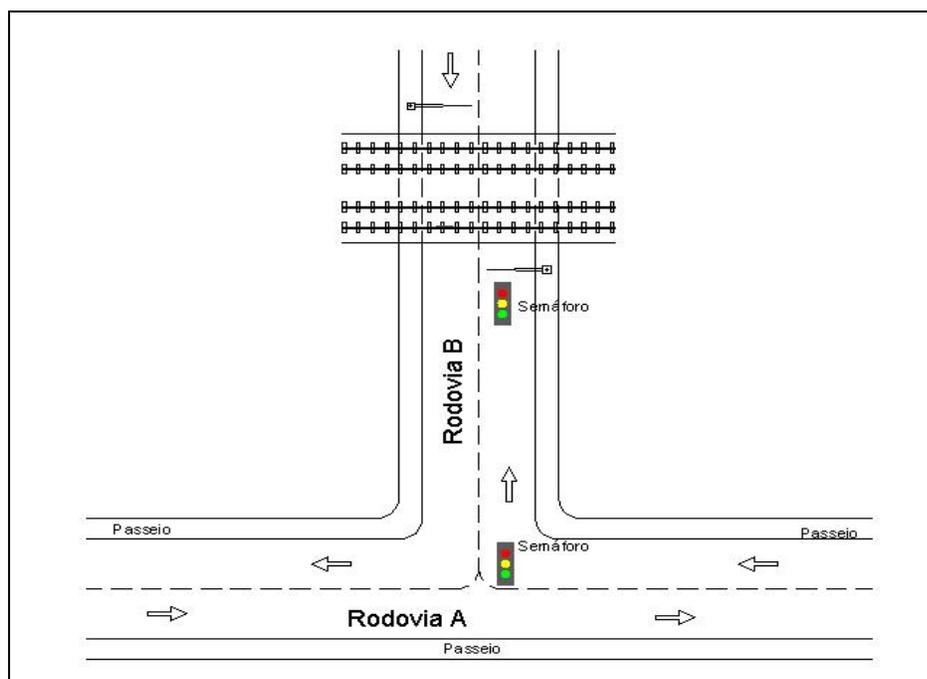


Figura 2.3 - Caso 2: Rodovia, rodovia e passagem em nível.

2.3.3 Alinhamento Vertical

A NBR-15680 (ABNT, 2009b) afirma que o alinhamento vertical deve conter o menor desnível possível, sendo admitidas rampas com no máximo 3% de inclinação para a via férrea, enquanto que, para as rodovias o trecho tem que ser plano, respeitando, pelo menos, o comprimento do maior veículo que transitar por esta via.

Segundo Carmo (2006), o descumprimento da Norma, NBR-15680 (ABNT, 2009b), aumenta as condições de risco da passagem em nível, isto é, rampas

ascendentes contribuem para a redução de visibilidade e as rampas descendentes, por sua vez, exigem maior distância para frenagem dos veículos automotores.

Entretanto, o DNIT (2010) apresenta, em seu manual, que as exigências do alinhamento vertical de uma PN não podem ultrapassar 2% no modal rodoviário, desta maneira os motoristas obtêm uma boa visibilidade para que prossigam a viagem com segurança.

E, o *AREMA Manual for Railway Engineering* (2001) recomenda que a partir das faces externas do boleto do trilho seja mantida uma distância plana de 0,60 m. A partir deste ponto a superfície da rodovia pode variar longitudinalmente 0,075 m a cada 7,5 m, ou seja, a inclinação recomendada é de 1%, conforme a Figura 2.4. Esta inclinação encontra-se no item 8.1.3 do AREMA, porém a ilustração esquematizada é encontrada no *U.S. Department of Transportation* (2007).

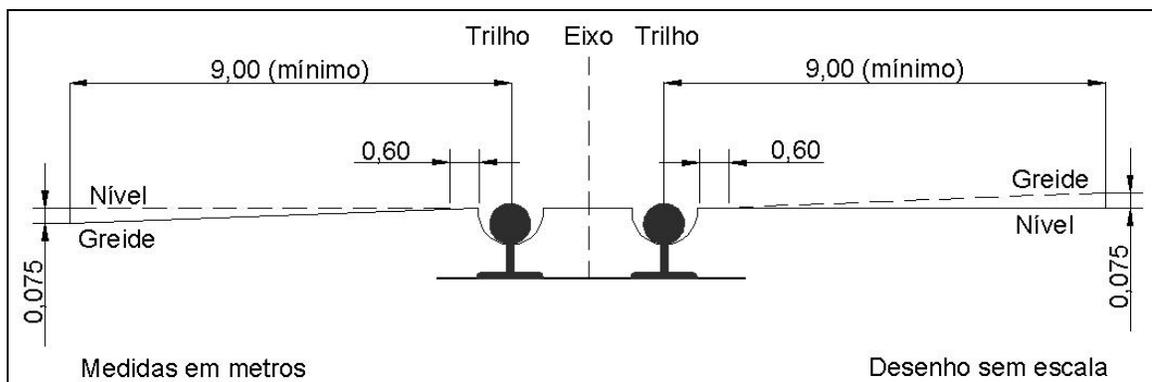


Figura 2.4 - Seção de alinhamento vertical regulamentada pelo AREMA.
Fonte: Adaptado de *U.S. Department of Transportation* (2007)

2.3.4 Distância de Visibilidade

Segundo o *U.S. Department of Transportation* (2002), a distância de visibilidade é importante para a segurança do cruzamento rodoferroviário, ela é composta pela distância de visibilidade de parada e o triângulo de visibilidade. A distância de visibilidade de parada é obrigatória em todos os tipos de interseções rodoviárias, e deve

existir independente da passagem em nível ser passiva ou ativa, pois, dependendo da geografia e topografia do cruzamento a distância é insuficiente para a tomada de decisão. O triângulo de visibilidade, por sua vez, é indispensável para as passagens em nível com sinalização passiva, sem ele, a passagem não pode possuir este tipo de proteção.

a) Distância de visibilidade de parada

O IP-DE-FE001/001 (DER, 2005) define a distância de visibilidade de parada como o comprimento mínimo para que o condutor, trafegando com a máxima velocidade autorizada na rodovia, possa analisar o obstáculo (cruzamento rododiferroviário) a sua frente e tenha tempo hábil para frear seu veículo de se aproximar da interseção em nível.

Para a AASHO (1965), a distância de visibilidade de parada mínima é o resultado da composição da distância percorrida pelo veículo no instante em que o condutor avista o obstáculo que o fará parar até o momento em que de fato ele irá acionar os freios do automóvel (distância percorrida durante o tempo de percepção e reação) e a distância de frenagem, que é a distância que o automóvel necessita para sair da velocidade inicial e chegar à velocidade final igual a zero.

Frambro, Fitzpatrick e Koppa (1997) afirmam que, o modelo da AASHTO foi desenvolvido na década de 40 e foi baseado em dois componentes: percepção-reação e frenagem e os parâmetros descritos pelo órgão são baseados em valores acima da média das pesquisas de campo realizadas com motoristas, veículos, rodovias e capacidade de detectar pequenos objetos na estrada. Assim, os resultados possuem uma considerável margem de segurança.

Conforme a AASHTO (1994), após estudo realizado com uma amostra de condutores, o tempo de reação e frenagem de 90% a 95% foi equivalente a 2,5 s, sendo que este intervalo consiste em reconhecer o objeto, tomar a decisão e acionar os freios (1,5 s) e frear o automóvel (1,0 s). Este tempo por sua vez, depende de fatores

alheios ao motorista, como: as condições da superfície de rolamento, o clima do local e a manutenção do veículo.

Ainda segundo a AASHTO (1994), devido aos fatores externos, a distância de frenagem considera em sua fórmula o coeficiente de atrito (f) entre o roda e o pavimento, a Tabela 2.4 evidencia que o coeficiente varia de acordo com a velocidade do veículo, além depender de fatores físicos, tais como: a estrutura dos pneus e pressão nos pneus, a presença de água na pista ou gelo.

Tabela 2.4 - Valores do coeficiente de atrito entre os pneus e a superfície de rolamento (f)

Velocidade de projeto (km/h)	Reação de fragem	
	Tempo (s)	Coeficiente de atrito f
30	2,5	0,4
40	2,5	0,38
50	2,5	0,35
60	2,5	0,33
70	2,5	0,31
80	2,5	0,3
90	2,5	0,3
100	2,5	0,29
110	2,5	0,28
120	2,5	0,28

Fonte: Adaptado de AASHTO (1994)

A NBR-12180 (ABNT, 2009a) afirma que a distância mínima de parada entre o eixo ferroviário mais próximo da interseção em nível e os dispositivos da rodovia é de no mínimo de 3,6 m para uma travessia com ângulo reto. Conforme os ângulos se distanciam de 90º, o comprimento entre a ferrovia e os dispositivos deve aumentar, para proporcionar maior segurança ao usuário. A partir do valor citado pela Norma Brasileira, o DNIT (2005) sugere que deve ser guardada uma distância cuja soma seja equivalente ao intervalo de 4,4 a 5,4 m do primeiro trilho.

O DENATRAN (1987) sintetiza a distância de visibilidade de parada (DVP) como a junção da distância percorrida pelo veículo durante a percepção e reação do

motorista (D_p) e a distância de frenagem (D_f), como demonstra as equações e o desenho a seguir:

$$D_p = 0,28 \times V_r \times T_p \quad \text{Equação 2.1}$$

$$D_f = \frac{V_r^2}{254(f + i)} \quad \text{Equação 2.2}$$

Portanto:

$$D.V.P = D_p + D_f$$

$$D.V.P = 0,28 \times V_r \times T_p + \frac{V_r^2}{254(f + i)}$$

$$D.V.P = 0,28 \times V_r \times 2,5 + \frac{V_r^2}{254(f + i)}$$

$$D.V.P = 0,7 \times V_r + \frac{V_r^2}{254(f \pm i)} \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde:

D.V.P. - Distância de visibilidade de parada (m);

D_p - Distância percorrida durante o tempo de percepção e reação (m);

D_f – Distância de frenagem (m);

V_r - Velocidade de regulamentação no trecho que antecede a PN (Km/h);

T_p – 2,5 segundos;

f – coeficiente de atrito entre os pneus e a superfície de rolamento (Tabela 2.4)

i – Rampa da Rodovia (i é positivo para rampas ascendentes e negativo para rampas descendentes).

O *U.S. Department of Transportation* (2007) define a distância de visibilidade como o comprimento necessário para que um veículo que esteja no ponto A possa enxergar o obstáculo em C e tenha tempo e espaço suficiente para frear seu automóvel com segurança antes de alcançar o objeto, como mostra a Figura 2.5.

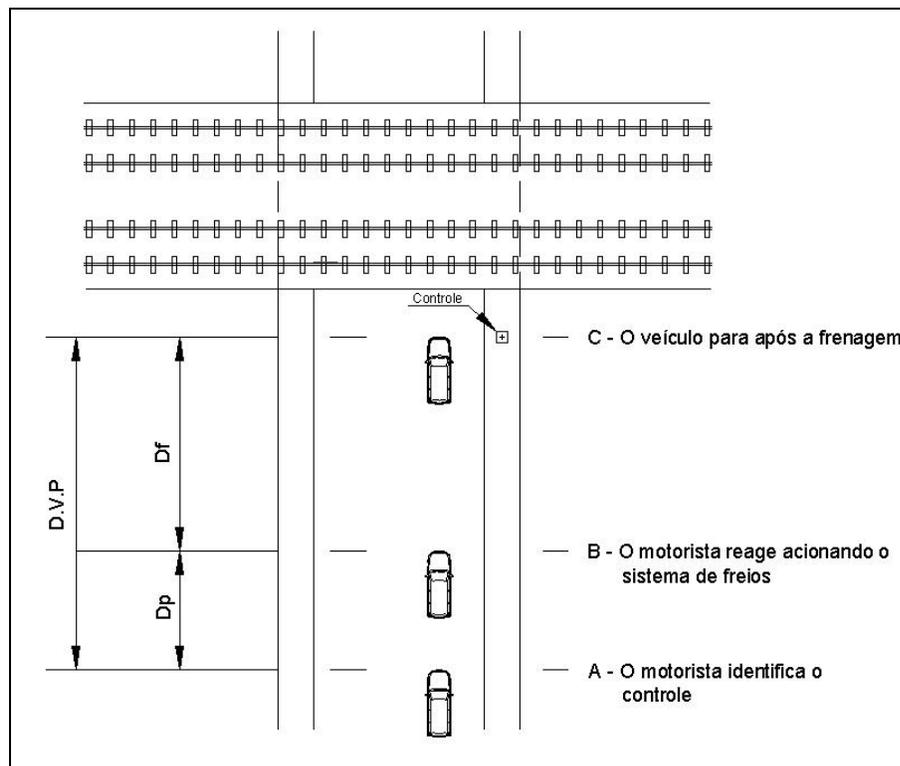


Figura 2.5 - Distância de visibilidade de parada

Fonte: DENATRAN (1987)

O DENATRAN (1987) apresenta ainda a Tabela 2.5 com os valores característicos da distância de visibilidade de parada para trechos em nível e com revestimento do pavimento molhado. Os veículos que trafegam em pistas com água em sua superfície de rolamento necessitam de uma maior distância para frenagem.

Tabela 2.5 - Distância de visibilidade de parada conforme a velocidade do veículo

Velocidade do veículo (km/h)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Distância de visibilidade de parada (m)	8	18	30	44	62	84	109	137	169	201	241	286

Fonte: DENATRAN (1987)

De acordo com Pereira Neto e Widmer (2007), os caminhões também devem ser considerados para o cálculo da distância de visibilidade, devido ao crescente número de veículos circulando nas grandes cidades. Tal fato acarreta maior tempo para cruzar a interseção em nível, já que caminhões possuem maior extensão que os veículos leves.

O AASHTO (1994) também adverte sobre as diferenças entre os automóveis e caminhões. Os olhos do motorista do veículo de passeio estão a 1,08 m do nível do terreno, enquanto os condutores dos caminhões estão a 2,33 m de altura do chão. Sendo assim o caminhão possui uma vantagem em comparação com o veículo, já que permite uma visão mais ampla para avistar o objeto que se encontra a 0,15 cm do chão.

O *Transport Canada* (2002), utiliza os mesmos critérios estabelecidos pelo DENATRAN (1987) - Manual de Cruzamento Rodoferroviário para pista molhada e tempo de percepção e reação, porém, inclui a distância de visibilidade de parada para o caminhão com até 25 m, como mostra a Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Distância de visibilidade de parada para veículos e caminhões

Velocidade de operação máxima da rodovia (km/h)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distância de visibilidade de parada do carro de passeio(m)	8	20	30	45	65	85	110	140	170	210	250
Distância de visibilidade de parada do caminhão (m)	10	25	45	70	110	130	180	210	265	330	360

Fonte: Transport Canada (2002)

O CONTRAN (2007) afirma que, nas situações em que a distância de visibilidade for inferior a distância requerida, a velocidade regulamentada deverá ser

reduzida, informando ao usuário o motivo da restrição no trecho que antecede o cruzamento. A padronização dos elementos de sinalização horizontal e vertical estão contidas na Resolução CONTRAN nº 160/04, item 1.2.4 do CTB (Brasil, 2008).

b) Triângulo de visibilidade

Conforme o DENATRAN (1987), nos cruzamentos com proteção passiva é essencial a existência do triângulo de visibilidade, proporcionando uma área de visibilidade adequada ao motorista, para que ele possa tomar a decisão de prosseguir com segurança ou parar o veículo antes do cruzamento, conforme a Figura 2.6 - Triângulo de Visibilidade.

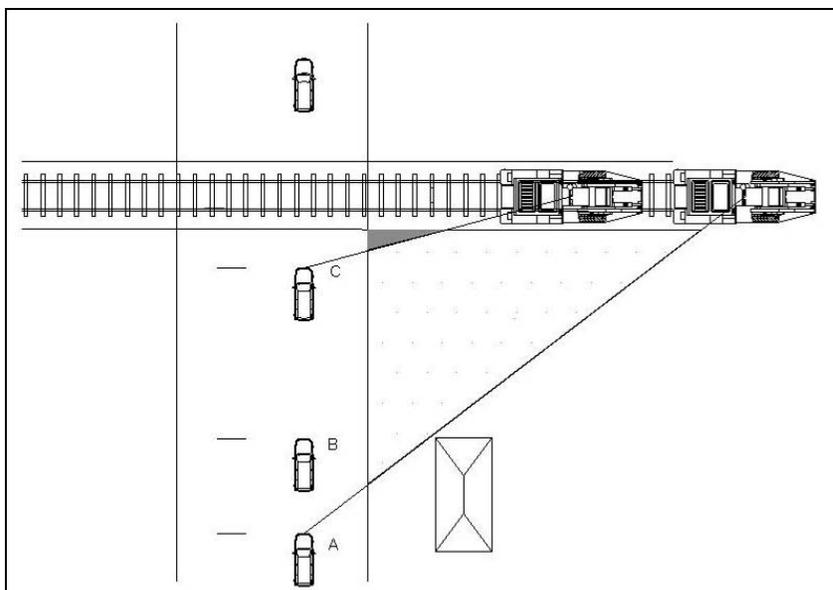


Figura 2.6 - Triângulo de Visibilidade

Fonte: DENATRAN (1987)

Para o *U.S. Department of Transportation* (2002), o motorista deve ser capaz de ver uma composição ferroviária se aproximando, independentemente do lado em que ela esteja (esquerdo ou direito), e seja capaz de frear o seu carro com segurança. Para que ele possa enxergar a aproximação do trem, a superfície deve ser livre de interferências, porém, em muitas situações, podem ser observadas imperfeições causadas pela topografia da região, vegetações ou até objetos móveis, como placas

modulares com propagandas à margem de vias públicas, por exemplo, que por estarem posicionadas inadequadamente, impedem a visibilidade do condutor.

Entretanto, o FHWA (2007) afirma que um dos lados do triângulo pode estar dentro de uma propriedade privada, principalmente, se este estiver localizado em áreas rurais, onde há muitas plantações e/ou cultivo de produtos alimentícios que atrapalham a visibilidade do motorista. Deste modo, sempre que possível as áreas devem ser limpas para que a visão do condutor não seja prejudicada. Muitas vezes, a plantação serve como barreira acústica, impedindo que o som causado pelo movimento do trem se propague; todavia, essa vegetação deve ser cortada freqüentemente, uma vez que a segurança dos usuários da via é mais importante.

O DNIT (2005) sugere que em função do tipo de dispositivo de proteção da PN (passagem em nível passiva ou ativa) e do triângulo de visibilidade o condutor deverá optar por seguir adiante com seu veículo, reduzir a velocidade ou parar. Entretanto, o Código de Trânsito Brasileiro (1997) adverte que todos os condutores devem parar os seus veículos antes de atravessar a passagem em nível. Caso este critério não seja cumprido, o motorista deve ser autuado, já que a ferrovia tem prioridade em relação aos automóveis, caminhões e ônibus.

O DENATRAN (1987) revela ainda que o triângulo de visibilidade é formado por dois lados: a distância longitudinal que permite que o condutor freie o veículo com segurança, trafegando na máxima velocidade permitida por Lei e a distância lateral, que possibilita que o motorista tenha condições de avistar cada trecho da ferrovia e ver a aproximação do trem. A velocidade de regulamentação dos automóveis podem variar de 0 a 120 km/h, enquanto a velocidade das composições ferroviárias podem atingir até 140 km/h, dependendo das características da via e material rodante. Embora a regulamentação permita a velocidade máxima de 140 km/h, os trens brasileiros não atingem tal velocidade, operando com velocidade média de 25 km/h.

De acordo com Senço (2008), a quantidade de triângulos de visibilidade dependerá das condições de tráfego da rodovia, isto é, para cada sentido da via, o

motorista deve ter um campo de visão dos lados esquerdo e direito da ferrovia; para rodovias com dois sentidos, mão-dupla, devem ser considerados quatro triângulos, um por quadrante.

O *U. S. Department of Transportation* (2007) descreve os principais pontos para um veículo rodoviário, conforme as nomenclaturas apresentadas na Figura 2.6 - Triângulo de Visibilidade.

- Ponto A: Zona de aproximação, neste ponto o motorista consegue notar a presença da passagem em nível e decidir qual decisão tomar. Geralmente, neste local, há a marcação no pavimento.

- Ponto B: Este local caracteriza o fim da zona de aproximação, neste ponto quando o condutor visualiza o trem se aproximando, ele deverá ser capaz de parar seu carro com segurança.

- Ponto C: Parada do automóvel. É a distância limite da qual o carro pode se aproximar do cruzamento com segurança. Esta distância deve respeitar as normas vigentes do país, pois pode haver alteração na tolerância de acordo com a bibliografia utilizada.

Para a distância longitudinal é somada a distância de visibilidade de parada e a distância de segurança (ponto C a o primeiro trilho). O DENATRAN (1987), recomenda que este comprimento seja de 6,0m. Enquanto o DNIT (2005) baseia-se no *U.S. Department of Transportation* (2007) e ambos recomendam 4,5m de distância de segurança.

2.3.5 Pavimento em uma passagem em nível

Conforme a NBR-15680 (ABNT, 2009b), a superfície das passagens em nível deve ser pavimentada em, pelo menos, 40 m de cada lado do boleto externo do trilho,

para a implantação da sinalização horizontal na superfície do pavimento, indicando a aproximação do cruzamento rodoferroviário, além de proporcionar segurança aos pedestres.

Segundo o DENATRAN (1987), devido ao grande fluxo nas passagens em nível, a superfície de rolamento deve ser mantida na melhor condição possível, para facilitar o deslocamento dos veículos rodoviários sobre a PN, uma vez que, a superfície em más condições de uso, provoca a redução na velocidade dos veículos e paradas indevidas sobre a travessia, além de desviar a atenção dos motoristas sobre o risco das passagens em nível.

O *U.S. Department of Transportation* (2007) revela que, nos Estados Unidos, o pavimento de suas passagens em nível é classificado em: “*monolithic*” (monolítico) e “*sectional*” (seccionado). Conforme esta literatura, o pavimento monolítico é realizado “in loco”, e não existe a manutenção sem a destruição e interrupção da via. Enquanto que os pavimentos seccionados são placas pré-fabricadas (painéis), instaladas no local, e podem ser removidos para a manutenção da via. No Brasil, não é utilizada esta denominação para a classificação do pavimento.

A NBR-15680 (ABNT, 2009b) afirma que não é permitida a colocação de qualquer material que reduza a capacidade de elasticidade e drenante da via dado que a superfície deve estar no mesmo nível dos trilhos, de modo que não provoque choque e redução de velocidade nos veículos que circulam pela PN. Na estrutura ferroviária deve ser colocado contratrilha para guiar as rodas dos trens no caso de descarrilamento e, se necessário, inserir mais contratrilhas na passagem em nível para segurança do usuário.

Carmo e Campos (2009a) apontam que, o pavimento com revestimento asfáltico é o mais utilizado nas passagens em nível no Brasil. Ele é o mais suscetível a degradação devido ao tráfego rodoferroviário e exige mais tempo necessário para sua manutenção já que a via deve ser interrompida para a execução dos serviços com

retirada de detritos e posterior preenchimento com lastro para a colocação de um novo material asfáltico.

Além do pavimento asfáltico, as placas de concreto pré-moldadas também são utilizadas. Este sistema tem placas internas (apoiadas nos dormentes e fixadas através de quatro parafusos) e placas externas (apoiadas entre os dormentes e a superfície de nivelamento), ambas as peças tem o mesmo comprimento e pesam cerca de uma tonelada. A instalação e a liberação duram aproximadamente um dia e necessitam de um guindaste para o transporte da placa. A remoção das placas, entretanto, é rápida cerca de 10 minutos após o posicionamento do guindaste e as placas estarem desparafusadas (CARMO e CAMPOS, 2009a).

Atualmente, o pavimento de borracha está em fase de implantação no Brasil, Borges, Freitas e Carmo (2010) explicam que esta superfície é composta por placas de borrachas pré-fabricadas conectadas por tirantes em toda sua extensão, por placas internas e externas, como os blocos de concreto. A superfície deste novo pavimento é resistente à abrasão e é anti-derrapante. O peso das placas é baixo e necessita apenas de quatro funcionários para o levantamento.

Ainda de acordo com Borges, Freitas e Carmo (2010), no processo de fabricação dessas placas são utilizados os resíduos de pneus, que seriam descartados, e que acabam sendo uma alternativa para a destinação deste material. As placas podem ser moldadas conforme a necessidade de aplicação, o autor afirma que o tempo de instalação é de aproximadamente 14 horas e com vida útil estimada de 15 anos.

Apesar de ser um material novo no mercado brasileiro, a Europa o aplica em larga escala, principalmente, em locais que utilizam veículos guiados por trilhos, onde não possuem vias segregadas. Assim nos semáforos, os automóveis podem cruzar as vias sem maiores restrições. Atualmente, a MRS Logistics S. A instalou no Brasil o pavimento de borracha em quatro de suas passagens em nível (Juiz de Fora, Barra do Piraí, Paraíba do Sul e São João do Meriti).

É válido ressaltar que a escolha do tipo de pavimento depende do tráfego que utiliza o cruzamento rodoferroviário. Isto é, para passagens com tráfego local e veículos de passeio pode ser utilizado uma superfície compatível com um valor menor de carga sobre o pavimento, enquanto que para travessias com um grande volume de veículos pesados como ônibus e caminhões, a superfície necessita de um maior reforço em sua estrutura, para que a durabilidade seja maior e não se torne corriqueira a interrupção da via para manutenção.

2.3.6 Iluminação

Segundo o *Michigan Department of Transportation* (2009), a função da iluminação nas vias que tem cruzamento rodoferroviário é tornar visíveis os dispositivos de aviso das passagens passiva e ativa, a superfície do pavimento e suas marcações. A iluminação deve ser alinhada de modo que torne os trilhos visíveis.

O DENATRAN (1987) afirma que a passagem em nível que tem iluminação adequada, proporciona mais segurança e visibilidade para os usuários durante a travessia. Na falta deste item, os cruzamentos se tornam mais escuros, podendo ocultar as condições perigosas existentes para os usuários da travessia.

Para o *U.S. Department of Transportation* (2007), a iluminação é eficaz para evitar colisões durante a noite, sendo imprescindível quando não há visibilidade na via. Os trens tem muitas composições e pouca iluminação e as passagens em nível recebem baixa circulação de trens ou as velocidades são reduzidas, resultando em um intervalo maior de ocupação da interseção em nível.

Ainda para o *U.S. Department of Transportation* (2007), levantamentos do histórico de acidentes entre os veículos rodoviário e ferroviário apontam que os motoristas costumam falhar na percepção da presença dos trens ou em identificar e compreender a sinalização durante a noite.

Wooldridge *et al* (2000), adverte que as luminárias devem ter a voltagem adequada, pois quando elas tem voltagem elevada podem ofuscar a visão dos condutores e falhar ao atingir seu objetivo principal de mostrar os dispositivos da via para os motoristas.

2.3.7 Trânsito de Pedestres

Segundo o *U.S. Department of Transportation* (2007), a principal diferença entre o pedestre e o motorista é a facilidade para entrar e sair da área de risco da passagem em nível. Em alguns casos, mesmo com a cancela abaixada e a aproximação do trem, os pedestres se arriscam para não esperar a passagem do trem sobre a passagem.

Para o DENATRAN (1987), os pedestres são mais indisciplinados e alheios aos riscos que estão expostos. Nos locais onde sua concentração é expressiva, são registrados maiores casos de imprudência, dado que os pedestres têm comportamentos imprevisíveis. Deste modo, a NBR-15680 (ABNT, 2009b) exige que as passagens em nível próximas a aglomerações urbanas tenham passeios de, no mínimo, 1,5 m de cada lado da travessia, evitando maiores transtornos com os veículos que ali circulam.

Conforme o *U.S. Department of Transportation* (2002), além de todos os dispositivos elaborados para os motoristas também devem ser feitas e instaladas placas de advertência para os pedestres, com o propósito de minimizar o tempo de travessia sobre a via.

A NBR-12180 (ABNT, 2009a) adverte que em vias com o fluxo elevado de pedestres deve ser instalado, no mínimo, um sinal sonoro em cada poste da via. Enquanto a NBR-15680 (ABNT, 2009b) informa que, nestes locais, a PN deve promover continuidade de seu pavimento para os pedestres, ou seja, o passeio deve ser pavimentado, deixando apenas o vão livre para os trilhos. Geralmente, a concentração

de pedestres se dá em áreas urbanas, perto das estações ferroviárias, escolas e parques e indústrias (DENATRAN, 1987).

O *U.S. Department of Transportation* (2007) sugere que algumas medidas sejam empregadas para prevenir os acidentes com pedestres, que apesar de ocorrerem em menor número que as colisões com automóveis, acarretam em danos físicos muito maiores. Entre essas medidas podemos encontrar:

- fechamento do direito de passagem dos pedestres, quando o aviso sonoro e o sinal luminoso entrarem em funcionamento;
- construção de passagem em desnível (passarelas) para os pedestres;
- programas de educação para os usuários da via.

De acordo com a América Latina Logística (ALL, 2013), a empresa criou em 2011 a campanha “Segurança na Linha Férrea”, na qual lista as passagens em nível mais críticas, através de critérios como visibilidade, histórico de acidentes, proximidade com escolas, circulação de veículos e distribuem materiais educativos para a população, a fim de conscientizá-los do risco ao tentar atravessar a PN durante o sinal de alerta.

2.4 Considerações finais do capítulo

A passagem em nível ainda é um assunto pouco explorado no Brasil, há poucas pesquisas realizadas por órgãos governamentais, além de estarem incompletas, como o levantamento realizado pelo PROSEFER, no qual analisou 50% da malha ferroviária existente no país e destacou as travessias rodoferroviárias que precisam de intervenção, pois são consideradas críticas e prioritárias. Assim, nota-se que não há nenhum estudo que informa o número total de PNs no Brasil.

Os documentos nacionais e internacionais majoritariamente tem como foco os acidentes ou estatísticas relacionadas as suas prevenções, sem abordar o fluxo rodoviário e ferroviário. Entretanto, a maior parte dos documentos brasileiros que normatizam a passagem em nível são traduções de normas americanas ou européias. As poucas normas brasileiras encontram-se em desuso ou são obsoletas.

Outro ponto que apresenta divergência é o Código de Trânsito Brasileiro e os Manuais do DENATRAN, DNIT, *U.S. Department of Transportation*, dado que, o CTB (Brasil, 2008) adverte que os veículos devem parar antes de atravessar o cruzamento rodoferroviário e os manuais afirmam que o triângulo de visibilidade deve ter os comprimentos livres para que o motorista julgue se deve parar o veículo antes de cruzar a via ou se podem passar pela travessia, se a via estiver livre.

Ao longo da dissertação não foi encontrada apenas esta discrepância, outros aspectos como o alinhamento horizontal foram levantados, isto porque em cada revisão bibliográfica os autores apresentam diferentes ângulos para a passagem em nível, porém, a norma brasileira fixa que o ângulo de cruzamento da ferrovia com a rodovia não deve ser inferior a 45°, para evitar colisões.

Ainda com relação a este subitem, o DNIT expõe dois casos e enaltece a necessidade de semáforos entre as vias A e B. É importante ressaltar que quando houver semáforos após a passagem em nível, estes devem ter algum dispositivo que o mantenham aberto na presença de automóveis, e ambos devem estar interligados. Isto é, eles nunca devem ser fechados se a travessia estiver ocupada por veículos rodoviários, pois representam um eminente risco para os usuários da via.

Outro ponto de discordância apresentado diz respeito ao alinhamento vertical da via férrea, a ABNT, o DNIT e o AREMA informam que os limites máximos de inclinação nas vias é, respectivamente, de 3% (ferrovia), 2% (rodovia) e 1% (rodovia). Se o responsável pela implantação de uma passagem em nível se encontrar em tal situação, a ABNT utiliza o valor mais permissivo entre as três fontes. Porém,

recomenda-se que seja o alinhamento mais plano possível no trecho equivalente ao comprimento do veículo com maior extensão que utiliza a via.

3. CAPACIDADE OPERACIONAL DAS PNS

3.1 Características relacionadas a capacidade de escoamento da rodovia

3.1.1 Interseção Rodoviária

Sabe-se que a PN é caracterizada pelo encontro de dois modais com características técnicas e operacionais distintas na qual a composição ferroviária, conceitualmente, tem o direito de passagem sobre a rodovia, assim, torna-se premente a elucidação da Interseção Rodoviária para que o conceito de PN seja amplamente compreendido.

Será descrito nesse item, uma breve explanação sobre a interseção rodoviária, para auxiliar o entendimento sobre uma PN, que nada mais é, do que uma interseção em nível, na qual, do outro lado do cruzamento encontra-se uma composição ferroviária, com direito de passagem sobre a rodovia.

O DNIT (2010) define interseção como: *“a área em que duas ou mais vias se unem ou se cruzam, abrangendo todo o espaço destinado a facilitar os movimentos dos veículos que por ela circulam”*.

As interseções rodoviárias em geral são trechos de descontinuidade da via e fundamentais para a composição de uma rede viária, pois sua velocidade é menor, a

capacidade e o nível de serviço são reduzidos e há maior instabilidade na segurança viária (DNIT, 2005).

De acordo com Senço (2008), as interseções podem ser separadas em dois grandes grupos: interseções em desnível e interseções em nível.

Senço (2008) define uma interseção em desnível como o sistema com uma ou mais vias com *greides* separados, no qual os conflitos são reduzidos, já que não ocorrem interferências ou redução de velocidade dos veículos que circulam pela rodovia.

As interseções em desnível, também conhecidas como passagem superior (PS) ou passagem inferior (PI), podem ser uma solução viável para o fim dos cruzamentos rodoferroviários em vias que possuem condições geométricas de recebê-las.

Para Demarchi e Setti (1997), as interseções em nível são aquelas em que fluxos distintos de tráfego devem convergir, divergir ou cruzar a via no mesmo nível, tornando necessário a priorização de movimentos, sendo sua implantação mais simples e menos onerosa que as interseções em desnível.

Esse tipo de cruzamento, de acordo com o DNIT (2010) pode ter as seguintes subdivisões:

Em função do número de ramos:

- Interseção com 3 ramos (conhecida, também, como interseção em T ou Y);
- Interseção com 4 ramos; ou
- Interseção com ramos múltiplos (mais de 5 entradas/saídas), SENÇO (2008).

Em função das soluções adotadas:

- Mínima (sem nenhum tipo de controle, geralmente para vias com baixo volume),
- rotatórias (o veículo se move em sentido anti-horário em torno de uma ilha). (DNIT, 2010).

Em função do tipo de controle de sinalização:

- Com sinalização semafórica, localizada em zonas urbanas, que apresentam maior densidade populacional, no qual o fluxo de veículos é controlado por semáforos; e
- Sem sinalização semafórica, onde o fluxo é controlado por sinalização horizontal e vertical, com inscrições tipo "PARE" e "DÊ A PREFERÊNCIA" no pavimento. Desta maneira, os usuários da via secundária decidem o instante em que vão entrar na via e realizar suas manobras (DEMARCHI E SETTI, 1997).

Esta última subdivisão com controle de sinalização, é o grupo que mais se assemelha com as PNs, dado que, a interseção em nível sem sinalização semafórica é comparada com a passagem em nível passiva. Isto porque, o cruzamento apresenta baixo volume rodoviário, placas de advertência e marcações no pavimento, enquanto as interseções em nível com sinalização semafórica são os cruzamentos ativos, onde o sinal verde é comparado ao fluxo livre (cancela aberta), o sinal amarelo é o momento em que a sinalização sonora e visual inicia seu funcionamento, as cancelas dão início ao processo de fechamento da via e o sinal vermelho é o instante em que o trem está passando pela via e não permite que os automóveis circulem pela rodovia.

O volume do tráfego rodoviário é o principal critério considerado na tomada de decisão sobre a utilização entre os dois tipos de cruzamentos mencionados, entretanto,

para contribuir com a definição a ser utilizada, apresenta-se a Tabela 3.1 – Diferenças entre as interseções que faz comparações simplificadas entre elas.

Tabela 3.1 – Diferenças entre as interseções

Interseção em nível	Interseção em desnível
Menor custo de implantação	Maior velocidade de tráfego
Adaptam com maior facilidade a geometria da via	Maior segurança ao condutor
Não alteram a arquitetura da cidade com elevados	Evitam a formação de fila no sentido da interseção

Fonte: Adaptado de DNER (1999)

3.1.2 Classificação Rodoviária

As interseções rodoviárias são elementos críticos para toda e qualquer via, provocando a descontinuidade no sistema urbano ou rural (DNIT, 2005) que contam com vias que se diferem pelas relações de densidade, uso do solo e a natureza das viagens. A AASHTO (1994) diferencia as áreas urbanas ou rurais de acordo com o número de habitantes. Deste modo, as áreas urbanas apresentam como critério pré-estabelecido pelo Estado, o agrupamento mínimo de 5.000 pessoas. O DNER (1999) adota o mesmo fundamento estabelecido nos Estados Unidos como parâmetro.

Para o DNIT (2005), a classificação funcional do sistema viário urbano agrupa as vias hierarquicamente, conforme o tipo de serviço, volume, escoamento do tráfego e velocidade. Para Senço (2008), a classificação prevê uma determinada elasticidade e pode ser reavaliada quando necessário, já que a via é agrupada através dos critérios de acessibilidade e mobilidade.

A classificação funcional utilizada para a via urbana segue o padrão da AASHTO (1994), DNER (1999) e DNIT (2010) e é dividida em 4 sistemas principais: Via Expressa, Via Arterial, Via Coletora e Via Local.

O artigo 60 do Código Brasileiro de Trânsito (Brasil, 2008) diz que, a classificação das vias é essencial para as diretrizes básicas de regulamentação de velocidade máxima permitida, ou seja, através dessas classificações são adotadas as velocidades das vias. O CTB (Brasil, 2008) também subdivide as vias em quatro classes, sendo elas:

- Via de Trânsito Rápido: caracterizada por acessos especiais com trânsito livre, interseções em desnível, ausência de semáforos com acessibilidade direta aos lotes lindeiros.

- Via Arterial: possui interseções em nível, pode ser controlada por semáforos, permitindo a acessibilidade aos lotes lindeiros, às vias locais e o trânsito entre as regiões da cidade.

- Via Coletora: possibilita a mobilidade dentro das cidades por meio da conexão e distribuição do tráfego das vias de trânsito rápido e arteriais, possibilitando a locomoção dentro das regiões da cidade.

- Via Local: possui vias com pequenas extensões, com características geométricas restritas para que o tráfego seja apenas local, não possui semáforo e as interseções são em nível.

Não há diferenças entre as classificações das vias, apenas a nomenclatura, isto é, a Via de Trânsito Rápido, normatizada perante os órgãos oficiais é comumente conhecida por via Expressa em órgão como DNIT, DER, etc.

As rodovias rurais, por sua vez, são freqüentemente classificadas de acordo com seus critérios técnicos, isto é, também consideram aspectos como a posição hierárquica dentro da classificação funcional, além de utilizar o volume médio diário, o nível de serviço e as características geométricas e operacionais mais semelhantes, ou seja, é um parâmetro mais rígido que a classificação funcional (DNER 1999). As cinco classes da classificação técnica da rodovia rural são apresentadas a seguir:

- Classe 0: rodovia com o mais alto padrão geométrico apresentado, no mínimo pista dupla, controle de acesso, interseção em desnível e bloqueado para pedestres, com velocidades e volume médio diário elevados;

- Classe I: rodovia com elevado fluxo de veículos, controle parcial de acesso, alto volume médio diário e velocidade de projeto até 100 km/h. A classe é subdivida em IA (para pista dupla) e IB (pista simples);

- Classe II: detém menor volume diário médio se comparado com as classes 0 e I (cerca de 1400 veículos), velocidade máxima de projeto de 100 km/h e conecta cidades de menor porte;

- Classe III: rodovia de pista simples, com volume diário médio de no máximo 700 veículos, velocidade máxima de projeto de 80 km/h e une cidades de secundárias;

- Classe IV: capacidade de escoamento reduzida, utilizada para atender o acesso local e, geralmente não pavimentada, com volume diário médio de 200 veículos e velocidade máxima de projeto de 80 km/h.

Embora a classificação técnica seja mais precisa, o artigo 60 do CTB (Brasil, 2008) classifica as vias rurais apenas em rodovias (vias rurais pavimentadas) e estradas (vias urbanas não pavimentadas).

A Tabela 3.2 - Resumo das classificações da via apresenta a correlação entre os sistemas viários, que mesmo contando com critérios diferentes quanto ao uso do solo, as características de escoamento de tráfego e velocidade são semelhantes.

De acordo com o DNER (1999), os padrões técnicos foram criados com a finalidade de compatibilização com o sistema funcional já existente e auxílio para projetar novos sistemas viários.

Tabela 3.2 - Resumo das classificações da via

Vias Urbanas		Vias Rurais	
Classificação Funcional	Classificação do CTB	Classificação Técnica	Classificação do CTB
Via Expressa	Vias de Trânsito Rápido	Classe 0 Classe IA Classe IB	Rodovias
Via Arterial Secundária	Via arterial	Classe II	-
Via Coletora	Via Coletora	Classe III	-
Via Local	Via Local	Classe IV	-
Via não Pavimentada			Estradas

Fonte: Adaptado do DNER (1999)

Cabe ressaltar que foi exposto os critérios de classificação de via, no entanto, em Vias de Trânsito Rápido, Classes 0, 1A e 1B e Rodovias não são permitidas a construção de passagens em nível, em caso de necessidade de transposição destas vias, deve ser construído uma passagem superior ou inferior.

3.1.3 Velocidade dos veículos rodoviários

A velocidade de regulamentação é a velocidade máxima permitida pelo Código de Trânsito Brasileiro (Brasil, 2008), para que todos os veículos trafeguem com segurança no sistema viário, é o fator mais importante em uma viagem, sendo a responsável por selecionar rotas e meios de transporte. O valor desta facilidade no transporte de pessoas e cargas tem reflexo direto na economia do país. (AASHTO, 1994).

A velocidade máxima é definida de acordo com as características geométricas da via, indicando os parâmetros operacionais a serem adotados, para isto é considerado tráfego livre. Contudo, fatores como a superfície do pavimento molhada e

rugosidade na pista são ponderadas para composição desta grandeza física (DER,1999).

O Artigo 43 do Código de Trânsito Brasileiro adverte que o condutor ao trafegar deve estar atento às condições físicas da via (manutenção e estado de conservação), condições climáticas, intensidade do tráfego e estado de conservação de seu veículo, pois em circunstâncias críticas, a velocidade utilizada pelo condutor deve ser menor que a velocidade máxima regulamentada, isto é denominado de velocidade operacional, ou seja, o motorista está operando na velocidade máxima favorável, sem comprometer a sua segurança.

Segundo o CONTRAN (2007), o Artigo 61 do Código de Trânsito Brasileiro regulamenta as velocidades máximas permitidas por Lei em função das características técnicas e operacionais, como condições de movimentos e conversões do pavimento, alinhamento vertical e horizontal, condições de trânsito, composição do tráfego (incidência de veículos grandes), número de pedestres e ciclistas ao longo da via. Para isto são fixadas as velocidades de acordo com a classificação da via, descrita a seguir:

➤ Vias urbanas:

- 80 km/h nas Vias de Trânsito Rápido;

- 60 km/h nas Vias Arteriais;

- 40 km/h nas Vias Coletoras:

- 30 km/h nas Vias Locais.

➤ Vias rurais:

- 110 km/h para automóveis, 90 km/h para ônibus ou microônibus e 80 km/h para caminhões nas Rodovias;

- 60 km/h nas estradas.

O CONTRAN (2007) adverte que, em vias que as placas de regulamentação são omitidas, o condutor deve trafegar de acordo com a classificação da via, quando for necessário redução de velocidade, haverão placas informando o gradual decréscimo.

A velocidade da via está regulamentada a começar do trecho no qual for inserido da sinalização vertical ou horizontal até a próxima orientação. As distâncias entre as placas de regulamentação em via urbana e rural, com velocidade menor que 80 km/h devem ser de 1,0 e 10 km, respectivamente, e para velocidade superior a 80 km/h, a distância máxima deve ser ampliada para 2,0 e 15 km.

A velocidade da rodovia e a distância de visibilidade de parada estão associadas, uma vez que, para a velocidade máxima da via é exigida uma determinada distância de frenagem. Carmo (2006), afirma que quanto maior a velocidade do veículo rodoviário, maior deverá ser a distância de segurança.

Vias com velocidades de projeto elevadas apresentam maior conforto e segurança ao usuário, no entanto, passagens em nível em vias expressas não podem existir.

As velocidades dos veículos sobre os cruzamentos rodoferroviários são condicionadas por alguns aspectos físicos da travessia, tais como o tipo de pavimento e suas condições, o número de vias férreas a transpor e o tipo de proteção da PN.

3.1.4 Volume

Segundo o DNIT (2010), o volume ou fluxo de tráfego é definido pelo número de veículos que passam por uma via ou faixa em uma determinada unidade de tempo. Ele pode ser calculado em veículos/hora, veículos/dia ou de acordo com o escopo do

estudo. A contagem pode ser realizada em um sentido de direção do tráfego, ou em ambos os sentidos da via.

Conforme o DNIT (2006), o volume pode ser composto pelo tráfego misto, representado pela “unidade de tráfego misto” (UTM), ou ainda, os veículos podem ser convertidos para a mesma unidade, denominada de equivalente carro. Assim, eles serão expressos como “unidades carro de passeio” (UCP), conceito tratado no item 3.1.10.

Para a AASHTO (1994), a unidade de medida de tráfego mais utilizada em uma rodovia é o volume médio diário (VDM) definido pelo volume de veículos que a utilizam durante um dia.

Contudo, o volume pode sofrer inúmeras variações, isto é, pode ser medido dentro de uma hora, dia, semana, mês e ano. Para os aspectos relacionados ao escoamento da passagem em nível é utilizado o volume de hora pico, uma vez que, neste período, a via recebe o maior volume de tráfego ao longo dia, podendo atingir a capacidade da via.

O volume de hora pico que transita por uma seção da via não é uniforme, para esta hora são separados quatro intervalos de 15 minutos consecutivos, sendo escolhido o período dentre a amostra com maior valor para o cálculo referido.

O DNIT (2006) esclarece que o intervalo com 1/4 de uma hora (15 minutos) é adequado para o dimensionado da via, dado que a divisão em períodos menores poderia superdimensionar a via e períodos maiores poderiam subdimensioná-las, proporcionando a saturação do sistema. O FHP, fator horário de pico, é responsável pela medição da flutuação do volume e apresenta o grau de flutuação do volume, conforme apresentado na equação 3.1.

$$FHP = \frac{V_{hp}}{4V_{15MAX}}$$

Equação 3.1

Onde:

FHP = fator horário de pico

V_{hp} = volume de hora de pico

V_{15MAX} = volume do período de quinze minutos com maior fluxo de tráfego dentro da hora de pico

O DNIT (2006) informa ainda que o fator de hora pico pode variar entre 0,25 (fluxo totalmente concentrado em um dos períodos de 15 minutos) a 1,00 (completamente uniforme). O valor de FHP das vias urbanas freqüentemente encontra-se entre 0,8 a 0,9. Resultados maiores que 0,95 implicam em grande volume de tráfego para o estudo mencionado.

3.1.5 Capacidade

O HCM (TRB, 2000) define a capacidade de uma via como o número máximo de veículos ou pessoas que cruzam uma seção ou trecho homogêneo de uma faixa, ou rodovia, em um período conforme as características e o tráfego da via. A capacidade da via é um valor que nunca será excedido sem que as condições da via sejam alteradas.

De acordo com o HCM (TRB, 2000), a capacidade não é um valor absoluto. Ela depende das características da rodovia, dos veículos e dos motoristas, além de sofrer alteração conforme a região, dia e condições climáticas.

Entretanto, o HCM (TRB, 2000) define que para uma pista simples, a capacidade da via é 1.700 carros de passeio por hora, enquanto que, para os dois sentidos de fluxo de tráfego a capacidade é superior a 3.200 carros de passeio por hora. Considerando condições ideais, elas são dadas a partir dos seguintes parâmetros:

- Largura mínima de 3,6m para as faixas de rolamento;
- Largura mínima do acostamento de 1,8m, totalmente desobstruído,
- Tráfego livre e fluxo exclusivamente composto por veículos de passeio;
- Pistas com permissão para ultrapassagem;
- Relevo plano ou ondulado;
- Não possuir trânsito de pedestres.

Os critérios para avaliar a capacidade distinguem-se de acordo com a via, no fluxo ininterrupto, os veículos não tem restrições de circulação, exceto, quando o próprio tráfego proporciona estas paradas, à medida que, no fluxo interrompido os automóveis não trafegam livremente, devido a fatores externos, como semáforos, por exemplo. Para conceituação dos elementos do fluxo interrompido são estudados o fluxo de saturação e o *headway*, espaçamento entre os veículos (TRB, 2000), apresentado na seção seguinte.

Para a dissertação, será estudado o fluxo interrompido, por se assemelhar com uma passagem em nível, pois os usuários da rodovia são obrigados a parar seus veículos para a passagem dos comboios ferroviários no cruzamento em nível.

3.1.6 Fluxo de saturação

A capacidade da via é também denominada de fluxo de saturação quando o número máximo de veículos é capaz de atravessar o cruzamento, na maior taxa possível, após a liberação da faixa de retenção, assim, a taxa de escoamento é igual ao fluxo de saturação (DENATRAN, 1984).

Segundo Luna (2003), o fluxo de saturação é determinado pelo tempo de verde oferecido pelo semáforo que bloqueia a via, ou seja, quanto maior o tempo em que este dispositivo estiver aberto, maior será o número de veículos que saem do sistema, e conseqüentemente, menor será a taxa de descarga de veículos acumulados pela retenção.

O DENATRAN (1984) afirma que, no começo da fase verde, os veículos demoram mais para iniciar sua movimentação e atingirem velocidade constante, nesse instante a taxa de escoamento dos veículos na via ainda é baixa. A medida que o verde permanece aberto o regime se torna constante, sendo denominado de fluxo de saturação. Quando o tempo de verde termina, o fluxo ainda se mantém máximo até iniciar a redução, que por sua vez depende de fatores ligados aos condutores.

Por este motivo, o HCM (TRB, 2000) esclarece que o fluxo de saturação é um parâmetro fictício, idealizador, que considera um fluxo constante obtido a partir da montante do cruzamento com tempo de sinal verde (fluxo ininterrupto), ou seja, é o grupo de veículos por hora por faixa que pode ser acomodado na rodovia assumindo que ela esteja 100% de tempo verde.

Entretanto, o DENATRAN (1984) adverte que, quando possível o fluxo de saturação deve ser obtido no local, através das medições diretas, pois o valor varia de acordo com largura da faixa. Se a pesquisa em campo não puder ser realizada, podem ser utilizados os valores da Tabela 3.3 – Relação fluxo de saturação x largura da faixa rodoviária.

Tabela 3.3 – Relação fluxo de saturação x largura da faixa rodoviária

Largura da faixa rodoviária (m)	3	3,3	3,6	3,9	4,2	4,5	4,8	5,2
Fluxo de Saturação (Veic./hora)	1.850	1.875	1.900	1.950	2.075	2.250	2.475	2.700

Fonte: DENATRAN (1984)

Para larguras não contempladas na Tabela 3.3 – Relação fluxo de saturação x largura da faixa rodoviária, o DENATRAN utiliza a seguinte expressão:

$$S = 525L$$

Equação 3.2

Onde:

S = fluxo de saturação em unidades de veículos de passeio por hora;

L = largura da aproximação, em metros

Contudo, Fornaciari (2010) afirma que, o fluxo de saturação é um valor empírico, importante para quantificar o fluxo máximo que cada cruzamento pode receber e apontar o volume que pode ser acomodado na via, bem como a capacidade correspondente ao fluxo contínuo.

Para o cálculo da capacidade e fluxo de saturação deve ser utilizado o equivalente carro, esta correlação é feita, visto que os veículos possuem características técnicas e operacionais distintas, assim, os ônibus, caminhões leves ou pesados recebem um fator de equivalência referente ao espaço ocupado com relação ao veículo padrão.

Há diversos estudos que contribuíram para estimar o fluxo de saturação. Todavia, nesta dissertação serão utilizados, no item 5.3.1 - Aplicação dos métodos, Webster (metodologia utilizada pelo DENATRAN e CET-SP, para dimensionamento de seus semáforos) e o HCM (TRB, 2000) - bibliografia americana, utilizada em muitos países como base para a Engenharia de Tráfego.

3.1.7 Tempo perdido

Segundo o DENATRAN (1984), o tempo perdido (*lost time*) é dado no início da fase verde e no fim da fase amarela, isto é, trata-se da adição entre as diferenças da abertura da fase verde e o início do deslocamento dos veículos somado ao instante em que o semáforo muda para a fase amarela até que os veículos parem de atravessar o

cruzamento até o fim efetivo desta fase (amarela), como pode ser observado na Figura 3.1 – Esquema do tempo perdido entre semáforos.

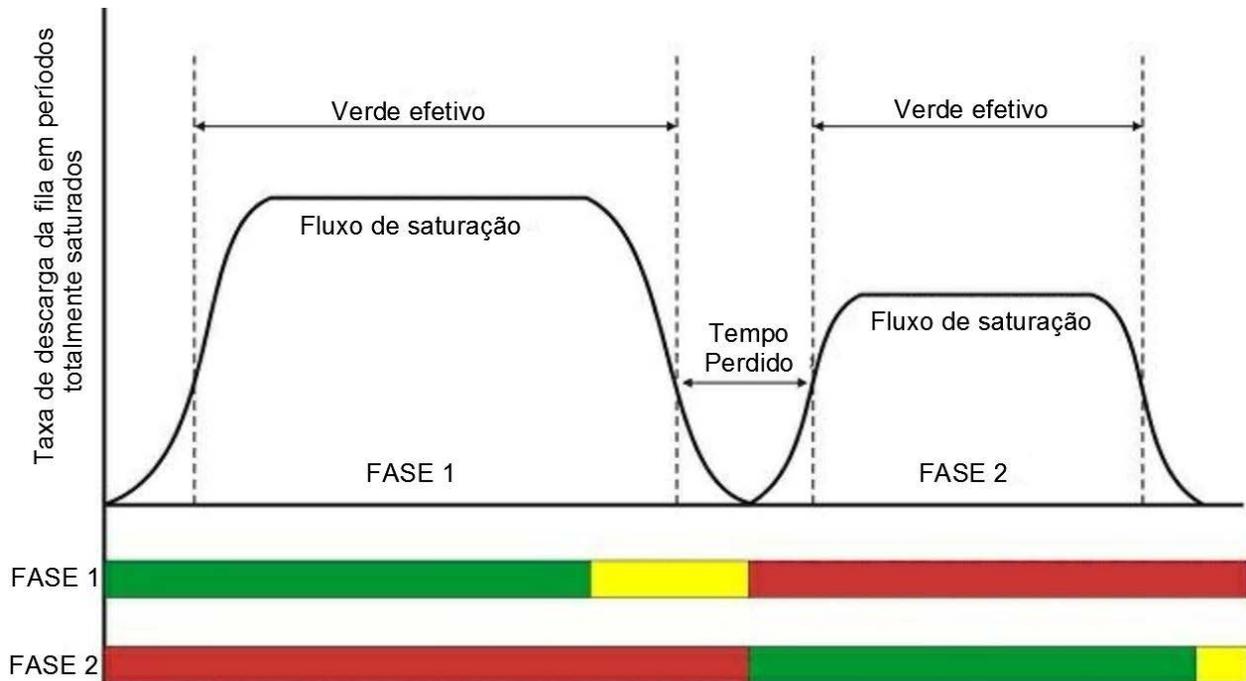


Figura 3.1 – Esquema do tempo perdido entre semáforos

Fonte: Adaptado do DENATRAN (1984)

Assim, o tempo perdido é definido como a perda inicial na fase verde junto ao tempo em que não é utilizada a fase amarela completa dos semáforos. A diferença se deve a fatores como percepção e reação dos condutores e aceleração e desaceleração dos automóveis.

Na Figura 3.1 – Esquema do tempo perdido entre semáforos são apresentados dois ciclos consecutivos através dos gráficos e diagramas unifilares na abscissa exibindo que após a abertura do verde do semáforo os veículos demoram em dar início ao seu deslocamento até atingir o fluxo de saturação, o mesmo ocorre com o sinal amarelo que não é totalmente utilizado, formando o tempo perdido. A ilustração será explicada com maior detalhamento no item 5.1.1 - Método Webster.

O HCM (TRB, 2000) adverte que nas fases verde e amarela há uma perda de aproveitamento, portanto, costuma-se definir o tempo de amarelo em 3 segundos (intervalo de segurança para os veículos que trafegam com velocidade de 30 a 40 km/h) e acrescentar 2 ou 3 segundos de vermelho coincidente com o vermelho de outro cruzamento, este critério também é realizado nos semáforos que não há a fase amarela, como na Europa.

A última versão do manual HCM (TRB, 2000) não apresenta o cálculo direto para o tempo perdido, ele é obtido através da medição do fluxo de saturação em campo, calculado através do *headway* médio para o desmanche da fila no período de saturação.

Entretanto, existem diferentes modelos matemáticos para a definição do tempo perdido, nesta dissertação, a aplicação será exibida na seção 5.3.1, através da diferença entre o início da abertura das cancelas e os primeiros veículos cruzarem a passagem em nível.

3.1.8 Nível de Serviço

Para Pontes Filho (1998), o volume ou fluxo de tráfego é afetado por inúmeros fatores, fazendo com que as situações encontradas na via alternem entre satisfatórias a indesejáveis. A partir destas informações, em 1965, o HCM (TRB, 2000) desenvolveu o conceito de Nível de Serviço.

Assim, a avaliação qualitativa das condições operacionais da via, faixa ou interseções é denominada de Nível de Serviço (NS), onde elementos relativos a Engenharia de Tráfego (velocidade, tempo de percurso, restrições, interrupções, liberdade do condutor, segurança, conforto e economia) são analisados (DNIT, 2010).

Senço (2008) afirma que o nível de serviço é ideal para pesquisar o comportamento do tráfego de uma determinada via, relacionando a capacidade com a

demanda para vias com fluxo contínuo. Desta forma, quando a demanda se aproxima da capacidade da via, as condições de operação para o motorista tornam-se ruins, com restrição de velocidade e mobilidade.

Conforme o DNIT (2010), a determinação do nível de serviço é desenvolvida com base na densidade, velocidade média, razão entre o volume e a capacidade (V/C) para vias ininterruptas. Para as interseções em nível é estudado o tempo de espera, o que permite ao Engenheiro Projetista a determinação do nível adequado. Entretanto, a AASHTO (1994) recomenda que em áreas urbanas deve ser utilizado até o nível de serviço C, pois acima deste nível (D, E e F) o sistema viário não apresenta boas condições de uso para os condutores.

Segundo o HCM (TRB, 2000), o Nível de Serviço é dado em unidade de passeio equivalente e apresenta seis categorias distintas, que variam entre o fluxo livre (Nível de Serviço A) até o trânsito forçado (Nível de Serviço F), conforme descrição a seguir.

- Nível de Serviço A: fluxo livre, a via apresenta bom traçado geométrico, o condutor pode escolher a velocidade, devido a baixa velocidade, não há restrição para manobras. As velocidades médias variam em torno de 90% do fluxo livre com os pelotões de carros de 2 a 3 veículos;
- Nível de Serviço B: fluxo estável, razoavelmente desimpedido, os condutores, ainda, tem liberdade para escolha da velocidade e faixa de circulação. As velocidades médias variam em torno de 70% do fluxo livre;
- Nível de Serviço C: faixa de fluxo estável, com crescimento da taxa de fluxo de tráfego e número dos pelotões, as manobras ficam mais difíceis devido ao volume de tráfego. As velocidades médias atingem cerca de 50% do fluxo livre;

- Nível de Serviço D: fluxo instável, volume de veículos elevado, ocasionando dificuldade para realização de manobras. As velocidades médias já são cerca de 40% da velocidade livre de tráfego;
- Nível de Serviço E: fluxo sensível, pode ocorrer paradas por alguns instantes, o tráfego é caracterizado pelo número de atrasos, as velocidades médias são de aproximadamente 33% da velocidade de projeto, com grande pelotões e a rodovia não apresenta mais espaços vazios; e
- Nível de Serviço F: fluxo forçado, a via encontra-se congestionada ou em colapso. A demanda superior a capacidade de escoamento da seção, em algumas situações a velocidade e o volume pode ser zero.

3.1.9 Atraso veicular ou tempo de espera

As filas são formadas no momento em que o número de veículos que chegam ao sistema rodoviário é maior que sua capacidade ou na presença de gargalos operacionais na via, como uma passagem em nível, por exemplo, que restringe o fluxo veicular.

Desta forma, o HCM (TRB, 2000) define o atraso veicular ou tempo de espera nas vias com tráfego interrompido como o tempo gasto pelo veículo para entrar no sistema, isto é, o tempo em que o usuário permanece na fila, esperando os automóveis que estão a sua frente, passar pela interseção em nível, para que ele inicie sua travessia.

Demarchi e Setti (1996) destacam que nas interseções em nível o tempo de espera é dado em função dos fatores de tráfego de ambas as vias.

O HCM (TRB, 2000) utiliza o tempo de espera como principal medida para avaliar as interseções que não apresentam fluxo contínuo. Através deste parâmetro qualitativo é mensurado o conforto do usuário, tempo de viagem, acréscimo causado pela interrupção do verde da via e desconforto dos condutores. Assim, os níveis de serviço apresentados para vias com fluxo interrupto são:

- Nível de Serviço A: a taxa de chegada é extremamente favorável aos condutores, visto que, os usuários se aproximam da interseção e praticamente não são obrigados a parar os veículos e esperar a abertura da via, os ciclos são curtos. A espera é inferior a 10 segundos/veículo (s/veíc).
- Nível de Serviço B: a taxa de chegada ainda é considerada boa, assim como o tempo de ciclo é curto, contribuindo para um baixo tempo de espera para o usuário. O tempo de espera encontra-se entre 10 a 20 s/veíc.
- Nível de Serviço C: é caracterizado pela maior taxa de chegada, além de ciclos mais longos. Falhas podem ser encontradas em alguns destes ciclos, devido ao grande número de veículos que ficam retirados no cruzamento, à espera da abertura da interseção em nível. O tempo de espera é de 20 a 35 s/veíc.
- Nível de Serviço D: definido por atrasos, no qual o congestionamento é visível. O tempo de espera é elevado, em torno de 35 a 55 s/veíc.
- Nível de Serviço E: os atrasos indicam que a relação volume / capacidade é muito elevada. Tempo de espera entre 55 a 80 s/veíc.
- Nível de Serviço F: a relação volume / capacidade é muito acentuada, apresentando taxa de chegada muito acentuada, excedendo a saturação

da via, este índice é considerado inaceitável pelo condutores, que por sua vez, contribuem para o aumento do atraso. O tempo de espera é superior a 80 s/veíc.

Segundo Demarchi e Setti (1997), o tempo de espera ou atraso veicular é um parâmetro representado pelo nível de serviço, que é uma análise qualitativa da via, deste modo, ainda que seja uma verificação subjetiva, os critérios para obtenção desta característica são mensuráveis, como: a duração do ciclo, a composição do tráfego e a capacidade (fluxo de saturação) da rodovia.

A aplicação deste parâmetro e os cálculos para o tempo de espera das passagens em nível estudadas encontram-se no item 5.3 - Aplicação dos métodos - desta dissertação.

3.1.10 Veículos e Fator de Equivalência

Atualmente, existem diferentes classificações para os veículos rodoviários, diferenciando-os conforme sua funcionalidade.

Assim a AASHTO (1994) e o DNER (1999) denominaram como "veículo padrão" o conjunto de veículos que representam uma categoria através de condições favoráveis de dirigibilidade, bem como, dimensionamento geométrico e estrutural do sistema viário. A divisão encontrada nesses órgãos conta com a seguinte nomenclatura: VR (veículos leves e operacionalmente similar a um automóvel), CO (veículos comerciais rígidos, não articulados, como os ônibus e caminhões que possuem dois eixos e seis rodas); O (veículos comerciais rígidos de dimensões maiores, geralmente, caminhões longos com mais de 3 eixos), e SR (veículos comerciais articulados, com uma unidade tratora simples e um semi-reboque).

No entanto, a capacidade e fluxo de saturação são definidos em função do número de veículos que circulam na via. Assim, um procedimento comum é a

conversão de veículos para unidade de veículo padrão, usualmente denominado de unidade de carro de passeio (ucp) (LUNA,2003).

O DENATRAN (1984) afirma que esta técnica é empregada, em consequência da instabilidade do fluxo veicular ao longo do dia, pois, vias que dispõem de maior número de veículos pesados apresentam capacidade reduzida.

Assim, o HCM (TRB, 2000) utiliza a seguinte divisão: carros de passeio (automóveis, vans e carros utilitários), ônibus (transporte mínimo de 20 pessoas), caminhões e motos. As motos não serão consideradas neste estudo.

Assim, a equivalência veicular é obtida em função do espaçamento e tempo de travessia de caminhões e ônibus em comparação com os carros de passeio. Demarchi e Setti (1996) ressaltam que não são apresentados detalhes matemáticos para estas equivalências, a Tabela 3.4 - Fator de equivalência veicular - apresenta os diferentes fatores de conversão de acordo com a bibliografia estudada.

Tabela 3.4 - Fator de equivalência veicular

Categoria veicular	Denatran ⁽¹⁾	CET ⁽²⁾	HCM ⁽³⁾	Webster ⁽⁴⁾
Automóvel de passeio	1,00	1,00	1,00	1,00
Caminhão leve	1,00	2,00	1,50	1,00
Caminhão médio ou pesado	1,75	2,00	1,50	1,75
Ônibus	2,25	2,00	2,00	2,25

Fonte: ⁽¹⁾ DENATRAN(1984); ⁽²⁾ CET(2012); ⁽³⁾ TRB(2000); ⁽⁴⁾ DENATRAN(1984)

Luna (2003) informa que a equivalência veicular permite conhecer o número de carros de passeio que cruzariam a via no período em que o tráfego misto o fez, além de permitir a análise comparativa com outros cruzamentos.

3.1.11 Faixas Rodoviárias

O Código de Trânsito Brasileiro define a faixa rodoviária como a subdivisão ou seção de uma via através de marcações longitudinais que tenham largura suficiente para a circulação de veículos automotores.

Para o HCM (TRB, 2000), o número de faixas de uma rodovia tem relação direta com sua capacidade. É evidente que a quantidade de faixas não é a única responsável pelo fluxo veicular da rodovia, junto a ela pode ser somado outros fatores já mencionados anteriormente, como a velocidade, tipo do veículo e a topografia do local.

Segundo o DNIT (2006), a classificação da via também é uma função do número de faixas que, por sua vez, define a circulação de veículos de grande porte e veículos comerciais no sistema viário.

De acordo com o DNER (1999), a largura das faixas também é outro item importante, visto que, ele pode alterar de acordo com sua classe. Rodovias com classes elevadas exibem faixas mais largas para proporcionar maior segurança aos usuários que trafegam com velocidades mais elevadas.

O DNER (1999) informa que a largura da faixa de rolamento é dada por intermédio da largura do veículo de projeto acrescido de uma margem de segurança que é uma função da velocidade máxima permitida e do nível de conforto que o usuário irá dispor na via. As medidas recomendadas para faixas variam em torno de 3,0 a 3,6m.

O DENATRAN (1987) revela que em algumas rodovias são ampliados os números de faixas por sentido, o que provoca o aumento na capacidade da via e conseqüentemente uma redução na visibilidade dos motoristas, prejudicando inclusive a sinalização. Quando existem passagens em nível, a situação se torna mais crítica,

pois o triângulo de visibilidade é reduzido, além de aumentar o número de veículos que estariam expostos aos riscos da travessia.

3.1.12 Pavimento rodoviário

O DNER (1998) diz que todo pavimento tem um determinado ciclo de vida, iniciando com ótimas condições de uso até atingir a sua degradação. O decréscimo funcional proporciona a perda de desempenho, fazendo com que o usuário não se sinta tão confortável ao utilizá-lo, devido a deterioração na superfície de rolamento.

Segundo a AASHTO (1994), a qualidade da superfície do pavimento está relacionada ao conforto do usuário, velocidade dos veículos e volume de tráfego que opera na via. Isto é, se a faixa de rolamento estiver em condições adequadas de uso, o motorista poderá trafegar na máxima velocidade de regulamentação. Caso esta premissa não seja atingida, o pavimento necessitará de manutenção.

Para o DNIT (2003), o estudo que pondera a capacidade de proporcionar conforto e suavidade ao usuário, independente da condição do tráfego, é denominada de avaliação funcional. Assim, o primeiro método utilizado para esta análise é a serventia atual.

Bernucci *et al* (2008) revela que o valor de serventia atual (VSA) é um conceito subjetivo, atribuído com base na observação realizada por avaliadores, as notas variam de 0 a 5 e são apresentadas na Tabela 3.5. Os valores de serventia atual sofrem redução em consequência do tráfego excessivo (principalmente se a via for solicitada por veículos pesados).

Bernucci *et al* (2008) informa que o Valor da Serventia Atual para vias com tráfego elevado é 2,5, enquanto para as demais vias é 2,0 (conforme a Figura 3.2 – VSA x tráfego ou tempo), isto é, quando o pavimento atingir este limite de aceitabilidade

e não houver intervenção para sua manutenção, ele se desgastará até atingir o VSA de 1,00 (limite de trafegabilidade).

Tabela 3.5 – Avaliação do VSA

Padrão do conforto ao rolamento	Conceito da Avaliação
Excelente	4,01 a 5,00
Bom	3,01 a 4,00
Regular	2,01 a 3,00
Ruim	1,01 a 2,00
Péssimo	0,00 a 1,00

Fonte: DNIT (2003)

Valores abaixo do limite de trafegabilidade implicam na reconstrução do pavimento, posto que os veículos desenvolvem velocidades extremamente reduzidas, tornando inviável o trânsito destes usuários, principalmente para as passagens em nível, onde os veículos precisam se deslocar com agilidade para que não fiquem expostos a nenhum tipo de acidente.

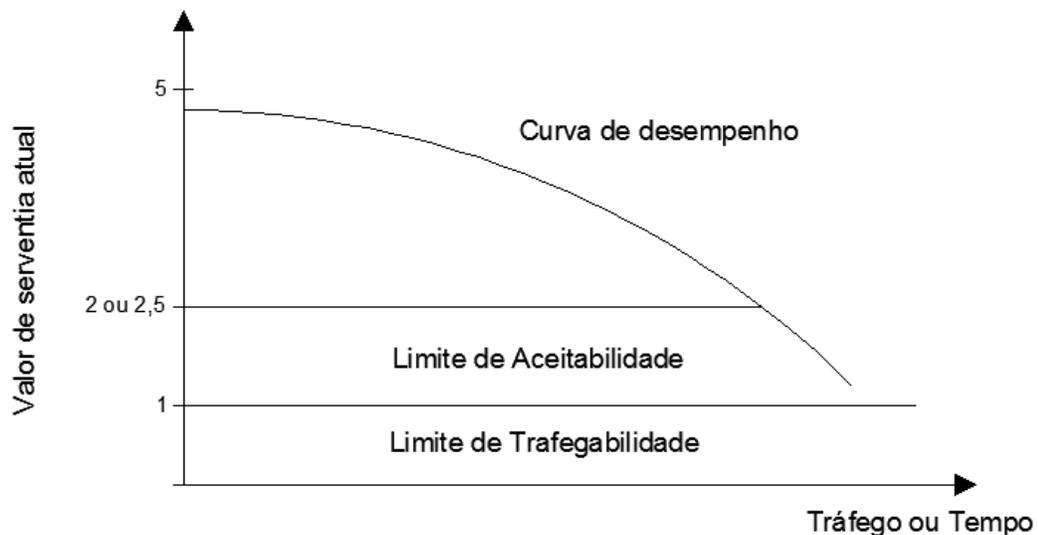


Figura 3.2 – VSA x tráfego ou tempo

Fonte: Bernucci *et al* (2008)

Entretanto, o Manual de Semáforos (DENATRAN,1984), sintetiza a aplicação dos índices, em apenas três estados do pavimento, apresentado no Tabela 3.6 – Características da via de acordo com o uso do solo.

É válido destacar, que apesar de menos conhecido este estudo é importante para a área de Engenharia de Tráfego, pois ele correlaciona a velocidade dos veículos sobre as interseções em nível, através do fluxo de saturação. Esta avaliação é utilizada pelo DENATRAN e CET-SP.

Tabela 3.6 – Características da via de acordo com o uso do solo

Tipo do local	Descrição	% de efeito médio no fluxo de saturação
Bom	<ul style="list-style-type: none"> * Sentidos de tráfego separados por canteiro central; * Pouca interferência de pedestres, veículos estacionados ou conversão à esquerda; * Boa visibilidade e raios de curvatura adequados; * Largura e alinhamentos adequados 	120
Médio	* Condições médias algumas características de local bom e outras local ruim	100
Ruim	<ul style="list-style-type: none"> * Velocidade média baixa; * Interferências de veículos parados, pedestres, e/ou conversão à esquerda; * Má visibilidade e/ou alinhamento; * Ruas de centros comerciais movimentadas 	85

Fonte: DENATRAN (1984)

No item 5.2 – Premissas de análise será exposto os dados encontrados a partir das pesquisas realizadas em campo e apresentadas as conclusões sobre a influência da superfície do rolamento nestes cruzamentos rodoferroviários.

3.2 Características da ferrovia relacionadas a capacidade de escoamento das PNs

3.2.1 Classificação e Velocidade Ferroviária

O transporte ferroviário opera em uma trajetória delimitada após sua concepção, os trens são guiados através de trilhos. Desta maneira, o modal não tem a mesma flexibilidade do rodoviário.

Para a elaboração do projeto ferroviário há a necessidade de fixar previamente alguns parâmetros, como raio horizontal mínimo, a superelevação, a curva vertical, a velocidade e etc. Entretanto, as características fundamentais da ferrovia relacionadas com a passagem em nível são a velocidade e o número de vias, descritas ao longo deste item.

As velocidades máxima e mínima de projeto estão relacionadas com as características geométricas da via, de tal maneira que a ferrovia ofereça segurança e conforto aos usuários. Assim, em lugares com condições de restrições física e operacional, a velocidade deve ser reduzida.

Rives, Pita e Puente (1977) afirmam que não é possível atingir velocidades médias significativas em trechos com muitas curvas horizontais e raios pequenos e/ou aclive, conseqüentemente, ocorre uma redução na velocidade média das viagens e o aumento do tempo total de viagem, já que não é exequível a compensação deste déficit nas regiões em tangente.

Conforme o *U.S Department of Transportation (2007)* a principal premissa para a classificação e divisão das vias férreas utilizada pela *Federal Railroad Administration (FRA)* é a velocidade máxima autorizada para transporte de carga e passageiros. Outros critérios como a manutenção da via, os veículos e os dispositivos de controle dos trens também são utilizados. A Tabela 3.7 - Classificação das vias

americanas traz os limites máximos de velocidade para cada classe, velocidades inferiores a classe 1, são permitidas apenas para os trens de carga, de modo que a mínima velocidade de regulamentação indicada para trens de passageiros é 16 km/h.

Enquanto Keefe (2006) define a primeira classe como vias de pequeno porte com ramais que dispõe de pequenas extensões, à medida que na segunda classe os ramais são secundários com operações turísticas e regionais.

A terceira classe é composta por ferrovias regionais e vias férreas da primeira classe intercalando estas composições ferroviárias. A quarta classe é predominante nos Estados Unidos, transportando passageiros e conectando os centros urbanos. A quinta já é tida como trem de alta velocidade e a sexta classe é encontrada apenas no percurso entre Nova York e Washington. As demais categorias não se aplicam até o momento.

Tabela 3.7 - Classificação das vias americanas

Classificação da Via	$V_{MÁX}$ carga (km/h)	$V_{MÁX}$ passageiro (km/h)
Classe 1	16	24
Classe 2	40	48
Classe 3	64	97
Classe 4	97	129
Classe 5	129	145
Classe 6	177	177
Classe 7	201	201
Classe 8	257	257
Classe 9	322	322

Autor: Adaptado do *U.S Department of Transportation* (2007)

Keefe (2006) ainda adverte que além da velocidade, uma das principais distinções realizadas pela FRA para definir as categorias da via é a manutenção, pois as vias principais devem ser inspecionadas pelo menos duas vezes por semana.

Entretanto, o *U.S. Department of Transportation* (2002) elucida que a classificação viária pode ser um substituto da classificação por volume de tráfego ferroviário, desta forma, quando determinada ferrovia é subdivida em categorias se necessário, as ferrovias podem receber investimento para aumentarem sua capacidade e conseqüentemente mudar de classe.

No Brasil, a antiga norma NB-476 - Dormente (ABNT, 1979) fornecia o espaçamento máximo dos dormentes de acordo com a Classe da Via (Classe I, II, III ou ainda via auxiliar com velocidade máxima de 30 km/h). A NB-476 (ABNT, 1979) foi substituída pela NBR-11709-Dormente de Concreto - Projeto, materiais e componentes (ABNT, 2010) e a classificação da via férrea foi suprimida da Norma.

A CNT (2013a) esclarece que mesmo com a necessidade da regulamentação do setor ferroviário, foi criado apenas em 2001, a Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT). A partir de 2011, foram publicadas novas resoluções que definiram os direitos e obrigações, os padrões de qualidade e as metas de produção por trecho com a finalidade de aumentar o escoamento da malha ferroviária.

Atualmente, está na fase de finalização uma norma que define a classificação da via, o estudo considera a velocidade operacional da ferrovia, bem como a capacidade de transporte, isto é, a quantidade de carga transportada por cada trecho. Assim, a classificação da via está condicionada a estes critérios.

A Norma tem como referência bibliográfica a *FRA – Part 213 – Track Safety Standards*, utilizada nos Estados Unidos, devido a compatibilidade em alguns aspectos, como transporte majoritariamente de cargas e peso por eixo aplicado sobre os trilhos.

Contudo, as velocidades médias operacionais no tráfego de carga são muito diferentes nos dois países. No Brasil, a velocidade média é de aproximadamente 25 km/h, enquanto, nos Estados Unidos é de 80 km/hm (CNT, 2013a).

Após o estudo realizado pela CNT (2011), foi revelado que a média operacional é fortemente atingida pelas invasões na faixa de domínio, visto que em trechos que a velocidade média era mantida em torno de 40 km/h, quando se aproxima destes locais críticos, a velocidade operacional sofre uma acentuada redução, isto é, os comboios ferroviários trafegam com cerca de 5 km/h. O mesmo problema ocorre com as passagens em nível.

3.2.2 Vias férreas e volume de trens

Os estudos sobre passagens em nível abordam desde as causas de acidentes, estatísticas até dispositivos de segurança da travessia. Os relatórios mencionam fatores que podem contribuir para a segurança de uma interseção em nível, como características da rodovia, número de faixas e tipo de proteção do cruzamento. Todavia, a maioria dos estudos não considera um aspecto relevante, o número de vias férreas do cruzamento.

Contudo, o DENATRAN (1987) revela que a análise do número de vias tem fundamental importância para a segurança do usuário, para o fluxo do tráfego rodoviário e ferroviário, pois se a ferrovia possui uma via única os pedestres e usuários têm maior controle sobre a existência do perigo ao atravessar o cruzamento, fato que não ocorre nos cruzamentos com duas ou mais linhas férreas, isto é, as situações de perigo podem não ser tão evidente aos usuários, quanto em uma via singela.

Ainda, segundo o DENATRAN (1987), nos cruzamentos com mais de duas vias férreas, as passagens devem oferecer proteção ativa, principalmente em PNs localizadas nos centros urbanos, uma vez que, quando o primeiro trem passa no cruzamento, os motoristas podem concluir que a travessia está disponível para o modal rodoviário e tentar transpor o cruzamento. Assim, se a passagem em nível estiver bloqueada, devido a aproximação do comboio ferroviário, não será permitido que os condutores ultrapassem a barreira de retenção (cancela ou portão).

Carmo e Campos (2009b) afirmam que o número de linhas férreas contribui significativamente para o tempo de ocupação no cruzamento rodoferroviário. A cada linha introduzida na rodovia, é necessário além do comprimento da bitola ferroviária, somar o comprimento da entrevia (distância de segurança entre os eixos de duas vias férreas), tornando a passagem em nível mais extensa.

A distância da entrevia não é um valor fixo, depende dos dados do projeto e da plataforma, entretanto, o valor mínimo utilizado é de 2,125 m (DER, 2005).

O número de vias é importante, pois, além de ser um dos fatores determinantes para o tempo de permanência dos veículos rodoviários sobre a superfície ferroviária, a quantidade de vias também influencia no fechamento da via (bloqueio da PN), pois como citado pelo DENATRAN (1987), a passagem pode receber mais de um trem por sentido, aumentando o tempo de ocupação da ferrovia no cruzamento.

Assim, o número de vias e a quantidade de trens que passam pelo cruzamento rodoferroviário constituem o volume de trens que utilizam a via. O tráfego ferroviário afeta diretamente a operacionalidade da travessia. Quanto maior a circulação de trens na via férrea, maior será o tempo que os condutores do modal rodoviário deixarão de utilizar a via.

A NBR-15680 (ABNT, 2009b) estabeleceu que para vias com *headway* abaixo de 30 minutos, a passagem em nível não é permitida. Assim, a transposição da via férrea deve ser através de uma passagem inferior ou passagem superior. O não comprimento desta premissa faz com que a via apresente níveis de serviço inadequados, proporcionando congestionamento aos seus condutores.

3.3 Normatização da ABNT

A NBR-7613 - Via férrea – Travessia rodoviária – Momento de circulação, grau de importância e índice de criticidade, foi inserida nesta dissertação por ser a única

referência de Norma brasileira a mencionar o fluxo que a PN recebe ao longo de um dia.

Em sua última revisão de 2011, foi incorporado ao documento a antiga NBR-10938 (ABNT, 1989) - Determinação do grau de importância de travessia rodoviária através de via férrea – Procedimento, e um novo item, o Índice de Criticidade foi introduzido.

A regulamentação utiliza parâmetros do tráfego rodoferroviário (o produto entre o número de trens e veículos rodoviários), com o objetivo de fornecer a proteção adequada para as PNs. Existem três maneiras de calculá-las, que embora semelhantes, apresentam fatores distintos, como pode ser evidenciado abaixo:

a) Grau de Importância

O grau de importância (G_i) é utilizado para caracterizar os fatores que afetam a segurança do cruzamento. Desta maneira, quando o G_i é superior a 20.000, recomenda-se a proteção ativa para a travessia rodoferroviária, calculado pela equação a seguir.

$$G_i = f \times T \times V \quad \text{Equação 3.3}$$

Onde:

T = quantidade de trens, em ambos os sentidos, por dia;

V = volume de veículos rodoviários, em ambos os sentidos, por dia.

f = fator representativo das condições de visibilidade, localização e trânsito da passagem em nível, calculado a partir da Tabela 3.8.

O fator representativo da Tabela 3.8 - Fator f para o cálculo do G_i é composto por nove itens descritos na coluna 1, sendo que cada um deles, conta com três subdivisões (coluna 2). A categoria deve ser eleita através das características da via, analisadas “in loco”, e o valor referente a esta classe é multiplicado pelo peso de importância (coluna 3). O resultado, por sua vez, pode ser anotado na quarta coluna. A somatória desta coluna é anotada no campo “total” da Tabela 3.8 - Fator f para o cálculo do G_i e o valor é dividido por 100, obtendo-se o f , fator que varia de 1 a 2.

Este fator funciona como um coeficiente de segurança, pois pode majorar o resultado em até 100%, aumentando a segurança viária.

a.1) Análise dos dados

Para a análise paramétrica dos volumes rodoferroviários que cruzam uma PN, foi utilizado o valor do Grau de Importância de 20.000, por ser a referência para o limite da Proteção Passiva.

Assim, a Tabela 3.9 - Análise paramétrica dos valores do G_i apresenta cinco estimativas para o número de composições ferroviárias e veículos rodoviários (expressos em ucp), alterando o f – fator representativo das condições de visibilidade, localização e trânsito da passagem em nível (calculado a partir da Tabela 3.8) de 1 a 2, valor mínimo e máximo para este coeficiente.

O objetivo desta análise é a representação do volume que a via recebe, bem como, a influência do f (fator característico) no fluxo necessário para a instalação da proteção ativa.

Tabela 3.8 - Fator f para o cálculo do Gi

Característica da travessia	Valor		Peso de importância	Valor final (2ª coluna x 3ª coluna)
(1ª coluna)	(2ª coluna)		(3ª coluna)	(4ª coluna)
Visibilidade	Acima de 300 m	2	10	
	(150 a 300) m	3		
	Abaixo de 150 m	4		
Rampa máxima de aproximação via pública	Abaixo de 3 %	2	7	
	(3 a 5) %	3		
	Acima de 5 %	4		
Velocidade máxima autorizada (VMA) do trem mais rápido	Abaixo de 40 km/h	2	7	
	(40 a 80) km/h	3		
	Acima de 80 km/h	4		
Número de vias férreas	Via simples	2	6	
	Via dupla	3		
	Via tripla ou mais	4		
VMA na via pública	Abaixo de 50 km/h	2	5	
	(50 a 80) km/h	3		
	Acima de 80 km/h	4		
Trânsito de ônibus	Até 5 %	2	5	
	(5 a 20) %	3		
	Acima de 20 %	4		
Trânsito de caminhões	Até 5%	2	4	
	(5 a 20)%	3		
	Acima de 20%	4		
Trânsito não habitual	Até 5 %	2	4	
	(5 a 20) %	3		
	Acima de 20 %	4		
Trânsito de pedestres	Até 5 %	2	2	
	(5 a 20) %	3		
	Acima de 20 %	4		
Total				

Fonte: Adaptado da NBR-7613 (2011)

Tabela 3.9 - Análise paramétrica dos valores do Gi

Gi Grau de Importância	f - fator representativo da PN	T Trens	V Veículos
20.000	1	5	4.000
20.000		10	2.000
20.000		20	1.000
20.000		40	500
20.000		50	400
20.000	2	5	2.000
20.000		10	1.000
20.000		20	500
20.000		40	250
20.000		50	200

b) Momento de Circulação

O Momento de Circulação (MC) é a representação numérica da intensidade dos veículos que utilizam o sistema ferroviário e rodoviário durante o período de 24 horas, dividindo-os de acordo com período (noturno e diurno) para fornecer a adequada proteção a via.

De acordo com o DENATRAN (1987), a separação deve ser realizada para ponderar às condições de risco da via e do tráfego, isto é, durante a noite, o volume rodoviário é menor. Entretanto, a iluminação para estes condutores é reduzida, se comparado com a iluminação natural. A equação a seguir, apresenta a composição do Momento de Circulação.

$$MC = (V_D \times T_D + 1,4V_N \times T_N) \times L \quad \text{Equação 3.4}$$

Onde:

V_D = volume de veículos rodoviários durante o dia;

V_N = volume de veículos rodoviários durante a noite;

T_D = volume de trens durante o dia;

T_N = volume de trens durante a noite;

L = fator de ajuste para o número de vias férreas;

$L = 1,0$ para vias singela;

$L = 1,3$ para via dupla;

$L = 1,5$ para via tripla ou mais.

O número total de trens deve ser considerado em ambos os sentidos de tráfego. Se houver um aumento sazonal (períodos facultativos), o valor deverá ser multiplicado por 1,25.

A NBR-15680 – Via férrea – Travessia rodoviária – Passagem em nível pública – Requisitos de projeto (ABNT, 2009b) estabelece que para a abertura de uma nova PN o projeto deverá ser composto por planta, perfil, desenho das proteções adotadas e estudo do tráfego rodoviário e ferroviário, realizados através do Momento de Circulação da via. Para melhoria dos cruzamentos existentes, deve ser analisado o MC das interseções em nível, visando a sua melhoria.

Ainda a NBR-7613 (2011a) apresenta a Tabela 3.10 - Proteção de acordo com o MC de área rural e a Tabela 3.11 - Proteção de acordo com o MC de área urbana, ou seja, é feita a distinção do tipo de proteção mediante a localização da travessia, dividindo-as em área rural e área urbana.

O DENATRAN (1987) afirma que o ambiente dos cruzamentos tem relação direta sobre a capacidade de identificar pontos perigosos e o comportamento do condutor. Assim, nas áreas urbanas os motoristas estão sujeitos a um maior número de exposições (distrações) e situações de conflitos (colisões), além de serem negligentes pela familiaridade do trajeto, enquanto, nas áreas rurais os condutores também podem ser imprudentes em consequência da velocidade que trafegam.

Com base nos valores calculados para o Momento de Circulação, as tabelas apresentam outra subdivisão: “sem energia elétrica” e “com energia elétrica”, após esta informação, o projetista seleciona a classificação rodoviária da via estudada e serão encontrados os caracteres que representam a proteção na PN. As designações dos equipamentos de proteção são descritos no item 2.3.1 Tipos de proteção da passagem em nível deste trabalho.

Tabela 3.10 - Proteção de acordo com o MC de área rural

Energia elétrica	MC x 10 ³	Classificação da rodovia				
		Classe 0	Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV
Sem energia elétrica	0 - 5	Para este tipo de via não é permitido PN. Caso isto aconteça, é necessário protegê-la com cancela até que a PN possa ser fechada com a construção de uma travessia em desnível	1b	1b	1a	1a
	05 - 25		2b	2b	2a	2a
	25 - 50		2c	2c	2a	2a
	50		2d	2d	2c	2b
Com energia elétrica	0 - 5		1b	1b	1a	1a
	05 - 25		3b ou 4	3b ou 4	2a	2a
	25 - 50		3c	3b ou 4	3b	3b
	50		5	5	3e	3e

Fonte: NBR-7613 (ABNT, 2011a)

Tabela 3.11 - Proteção de acordo com o MC de área urbana

Energia elétrica	MC x 10 ³	Classificação da via				
		Necessidade do pedestre	Vias expressas	Vias arteriais	Vias coletoras	Vias locais
Sem energia elétrica	0 - 10	Alto ou baixo	Para este tipo de via não é permitido PN. Caso isto aconteça, é necessário protegê-la com cancela até que a PN possa ser fechada com a construção de uma travessia em desnível	1b	1b	1a
	10 - 50			2c	1b	1a
	50 - 100			2c	2c	2a
	> 100			2d	2c	2b
Com energia elétrica	0 - 10	Baixo		1b	1b	1a
		Alto		3a	3a	3a
	10 - 50	Baixo		3b	3b	2c
		Alto		4	4	3c
	50 - 100	Baixo	4	4	3c	
		Alto	4	4	3d	
	> 100	Baixo	5	5	3e	
		Alto	5	5	3f	

Fonte: NBR-7613 (ABNT, 2011a)

b.1) Análise dos dados

Para a análise paramétrica dos volumes rodoferroviários que cruzam a passagem em nível foram adotados valores para o fluxo dos veículos rodoferroviários. O número de veículos rodoviários foi mantido constante ao longo do dia, alterando apenas o número das composições ferroviárias.

Os valores foram escolhidos e fixados aleatoriamente, de modo que, o Momento de Circulação seja similar aos resultados apresentados na segunda coluna da Tabela 3.11 - Proteção de acordo com o MC de área urbana

Assim, a Tabela 3.12 - Análise paramétrica dos valores do MC apresenta quatro estimativas para o número de composições ferroviárias e veículos rodoviários (expressos em ucp), alterando o L (fator de ajuste para as vias) entre 1 para vias singelas, 1,3 para duas vias e 1,5 para três ou mais vias.

Com esta simulação é possível perceber que o L - fator de ajuste é um coeficiente aplicado junto a equação do Momento de Circulação que delimita a proteção que deve ser utilizada na via. O número de vias férreas possui influencia sobre esta decisão, conforme descrito no item 3.2.2 desta dissertação.

Tabela 3.12 - Análise paramétrica dos valores do MC

MC Momento de Circulação	L Fator de Ajuste	T Trens (dia)	T Trens (noite)	V Veículos (dia)	V Veículos (noite)
10.000	1	2	1	4300	1000
50.000		10	5	4300	1000
100.000		20	10	4300	1000
150.000		30	15	4300	1000
13.000	1,3	2	1	4300	1000
65.000		10	5	4300	1000
130.000		20	10	4300	1000
195.000		30	15	4300	1000
15.000	1,5	2	1	4300	1000
75.000		10	5	4300	1000
150.000		20	10	4300	1000
225.000		30	15	4300	1000

c) Índice de Criticidade (IC)

O índice de criticidade (IC) da via foi acrescentado na última revisão da Norma, (dezembro de 2011). Este índice foi desenvolvido através das equações que envolvem os conceitos de Grau de Importância e Momento de Circulação (CAMPOS e CARMO, 2011).

Para Carmo (2007a), autora desta metodologia, a formulação manteve seis itens que compõem o fator representativo das condições de visibilidade (f) do Gi e substituem o trânsito de ônibus, trânsito de caminhões, trânsito não habitual, pelo número de faixas rodoviárias, condições do pavimento e iluminação. O novo critério é representado pela equação 3.5.

$$IC = f_c \times (V_D \times T_D + 1,4V_N \times T_N) \quad \text{Equação 3.5}$$

Onde:

V_D = volume de veículos rodoviários durante o dia;

V_N = volume de veículos rodoviários durante a noite;

T_D = volume de trens durante o dia;

T_N = volume de trens durante a noite;

f_c = fator representativo das condições físicas da PN.

De acordo com Carmo, Campos e Guimarães (2007b), o novo parâmetro é baseado nas duas metodologias existentes, mantendo os itens mais restritivos de cada uma delas, como a separação do tráfego por período (dia e noite) e o coeficiente f_c , no

qual é possível a majoração do resultado inicial em até 2 vezes, estes itens estão presentes, respectivamente, no Momento de Circulação e Grau de Importância.

Para Carmo, Campos e Guimarães (2007b), o novo fator representativo (f_c) é composto por nove itens, e calculado do mesmo modo que o Grau de Importância, ou seja, é escolhido um dos três atributos da passagem em nível na segunda coluna, o valor correspondente a esta característica deverá ser multiplicada pelo peso de importância (coluna 3) e o resultado é marcado na coluna 4. A somatória dos valores é anotada no campo "Total" e deve ser dividida por 100, para ser aplicada na equação 3.5, do mesmo modo que foi descrito no Gi.

Os novos pesos de importância para composição do f_c , foram atribuídos através de um questionário elaborado por Carmo e foi enviado para pessoas especializadas no setor ferroviário (Carmo, 2007a).

Os resultados das pesquisas e atribuições recebidas para o fator representativo das características físicas da PN estão expostos na Tabela 3.13 - Cálculo do fator f_c para o IC.

Após a obtenção do Índice de Criticidade, deverá ser utilizado a Tabela 3.10 - Proteção de acordo com o MC de área rural ou o Tabela 3.11 - Proteção de acordo com o MC de área urbana (conforme a região que o cruzamento rodoferroviário está instalado) para a obtenção do tipo de proteção que a via deve receber.

Desta maneira, o IC utiliza a formulação do Grau de Importância e os quadros do Momento de Circulação.

Tabela 3.13 - Cálculo do fator fc para o IC

Característica da travessia	Valor		Peso de importância	Valor final (2ª coluna x 3ª coluna)
(1ª coluna)	(2ª coluna)		(3ª coluna)	(4ª coluna)
Visibilidade	Acima de 300 m	2	10	
	(150 a 300) m	3		
	Abaixo de 150 m	4		
Rampa máxima de aproximação via pública	Abaixo de 3 %	2	7	
	(3 a 5) %	3		
	Acima de 5 %	4		
VMA do trem mais rápido	Abaixo de 40 km/h	2	7	
	(40 a 80) km/h	3		
	Acima de 80 km/h	4		
Número de vias férreas	Via simples	2	6	
	Via dupla	3		
	Via tripla ou mais	4		
VMA na via pública	Abaixo de 50 km/h	2	5	
	(50 a 80) km/h	3		
	Acima de 80 km/h	4		
Trânsito de pedestres	Até 5 %	2	2	
	(5 a 20) %	3		
	Acima de 20 %	4		
Número de Faixas Rodoviárias	1 faixa	2	5	
	2 faixas	3		
	3 faixas	4		
Condições do Pavimento	Regular	2	5	
	Irregular	3		
	Inexistente	4		
Iluminação	Eficiente	2	3	
	Insuficiente	3		
	Inexistente	4		
Total				

Fonte: NBR-7613 (ABNT, 2011a)

c.1) Análise dos dados

Para a análise paramétrica envolvendo os elementos que constituem o Índice de Criticidade foram utilizados os mesmos parâmetros da verificação realizada com o Momento de Circulação.

Assim, foram dados valores constantes para os veículos rodoviários que circulam na passagem em nível durante o dia e a noite ao longo das quatro análises para o fator característica igual a 1 e, posteriormente, para as outras quatro verificações envolvendo o fator equivalente a 2, variação máxima para este índice.

Com o resultado das análises exibidas na Tabela 3.14 pode-se observar os fatores máximo e mínimo em função do fator característico desenvolvido por Carmo (2006), no qual substitui a largura da via no Momento de Circulação, desta maneira, observa-se ainda que, quando o fator característico possui o mesmo valor que o a largura da via, o resultado é exatamente o mesmo assim como sugeriu a Carmo (2006).

Tabela 3.14 - Análise paramétrica dos valores do IC

IC Índice de Criticidade	f Fator Característico	T Trens (dia)	T Trens (noite)	V Veículos (dia)	V Veículos (noite)
10.000	1	2	1	4300	1000
50.000		10	5	4300	1000
100.000		20	10	4300	1000
150.000		30	15	4300	1000
20.000	2	2	1	4300	1000
100.000		10	5	4300	1000
200.000		20	10	4300	1000
300.000		30	15	4300	1000

3.4 Considerações finais do capítulo

Este capítulo de revisão bibliográfica foi desenvolvido separadamente do capítulo anterior, por tratar exclusivamente de fatores relacionados à capacidade operacional dos modais rodoviário e ferroviário.

Foram apresentados conceitos rodoviários pertinentes a Engenharia de Tráfego que serão utilizados para análise do fluxo da PN. Para esta pesquisa foi realizada uma analogia com as interseções em nível semaforizadas, no qual as fases verde, amarela e verde correspondem, respectivamente, as cancelas abertas, início do fechamento das cancelas (momento em que se dá início os avisos sonoros, luminosos e descida dos braços da cancela) e bloqueio da via.

As aplicações dos conceitos expostos ao longo deste capítulo são empregados no item 5.3 - Aplicação dos Métodos nos resultados obtidos através dos levantamentos em campo, nas seis passagens em nível observadas (Caieiras, Mogi das Cruzes, Capuava, Barra do Piraí, Barra do Piraí - Borracha e Águas da Prata).

Todos os itens mencionados influenciam na caracterização de uma passagem em nível, seja através do tipo de proteção, ou até mesmo, no atraso veicular que os usuários estão dispostos a enfrentar ao escolherem uma via que detém um cruzamento rodoferroviário.

Inclusive, a NBR-7613 (ABNT, 2011a), foi inserida na revisão bibliográfica por ser o único documento no Brasil que aborda o tráfego na passagem em nível, entretanto, esta regulamentação anuncia, exclusivamente, a proteção que o cruzamento rodoferroviário deve receber, baseado no volume que a via recebe ao longo do dia, não mencionando critérios para fluxo máximo diário para a viabilidade operacional de uma PN.

Nesta Norma são expostos três conceitos, entretanto, para o Grau de Importância, não é estabelecido qualquer definição e os critérios para utilização deste método, desta maneira, para seu entendimento foi necessário a consulta em outras referências bibliográficas, permitindo compreender sua aplicação.

Com relação ao Momento de Circulação alguns artigos não acadêmicos, expõe que os cruzamentos rodoferroviários não devem existir quando o resultado do MC for superior a 25.000, porém, a Norma não menciona este índice e, ainda, apresenta

valores acima de 25.000, fazendo com que este conceito que é erroneamente utilizado fora do meio acadêmico não seja procedente.

O último critério, incluído recentemente, Índice de Criticidade, considera aspectos relevantes para a segurança viária, como número de faixas, condições do pavimento e iluminação, que não são considerados no Grau de Importância e Momento de Circulação.

A NBR-7613 (ABNT, 2011a) não impõe limite para o fluxo de saturação em uma passagem em nível, porém, a NBR-15680 (ABNT, 2009b) não permite a existência de PN em vias nas quais o tráfego ferroviário seja inferior a 30 minutos.

Com base nas características ferroviárias que as vias apresentam, o Comitê Brasileiro de Normas Metroferroviárias está desenvolvendo uma nova regulamentação para a classificação das vias férreas.

A normatização das vias é essencial para o desenvolvimento do setor ferroviário brasileiro, visto que essas medidas delimitarão as velocidades máximas em determinados trechos, assim, em vias com capacidade reduzida não será permitido o tráfego acima da velocidade de regulamentação, como no caso das rodovias.

Deste modo, esta classificação poderia se tornar um incentivo para que as empresas concessionárias, responsáveis pela utilização das vias, mantenha as vias em boas condições de uso, para que as composições ferroviárias possam atingir velocidade maiores, esta premissa pode ser realizada pois a classificação da via não é estática, isto é, ela pode ser alterada com a realização de investimentos.

4. ESTUDO DE CASO

4.1 Considerações iniciais

Segundo Lakatos (1992), as pesquisas realizadas em campo podem ser classificadas como experimentos. Assim as mudanças são efetuadas propositalmente, com base nos dados de entrada para que respostas válidas e objetivas sejam obtidas.

Esta frase simboliza a finalidade deste capítulo e dos seguintes, pois a partir dos estudos de campo será desenvolvido um modelo matemático, baseado em situações reais encontradas, que definirá a viabilidade de uma passagem em nível.

É notório que não seria possível visitar todas as PNs brasileiras, desta maneira, as dúvidas iniciais para o desenvolvimento do experimento foram relacionadas às áreas de abrangência da pesquisa e ao volume dos dados coletados, isto é, o número de cruzamentos rodoferroviários que seriam analisados, pois, uma pesquisa com poucas amostras poderia distorcer a realidade.

Em resposta as dúvidas encontradas, a área de abrangência da pesquisa é a região Sudeste do país, totalizando 6 passagens em nível, das quais, três se encontram na Grande São Paulo (Caieiras, Mogi das Cruzes e Mauá), locais com alta densidade demográfica e predominância de trem de passageiros, com direito de passagem de empresas concessionárias, como a MRS e a ALL.

Os outros cruzamentos rodoferroviários estão na cidade de Águas de Prata, Estância Hidromineral, no interior de São Paulo, com trens exclusivamente de carga e

Barra do Pirai, Rio de Janeiro, importante entroncamento da MRS, onde foram analisadas duas travessias em nível.

Para composição do algoritmo foram escolhidas duas passagens em nível com diferentes características físicas e operacionais, contudo, ambas recebem alto volume de veículos rodoviários e composições ferroviárias, por este motivo as PNs foram escolhidas para uma pesquisa com 15 horas ininterruptas de gravações, contendo os horários de pico da manhã e tarde (início da noite), períodos que conceitualmente são conhecidos por possuírem maior volume de tráfego (DNIT, 2006).

As demais travessias foram estudadas para calibração do algoritmo e o número de observações foi definido para o nível de confiança de 95% e um erro relativo de $\pm 5\%$ (Barnes, 1977) para carros de passeio e caminhões e nível de confiança de 95% e um erro relativo de $\pm 10\%$ (Barnes, 1977) para ônibus.

A descrição e conceituação aplicada encontra-se no Anexo I - Apoio estatístico.

4.2 PNs estudadas

4.2.1 Caieiras

A passagem em nível analisada encontra-se ao lado da estação ferroviária no Município de Caieiras, na Rodovia Presidente Tancredo de Neves. Esta via fazia parte da Estrada Velha de Campinas antes da inauguração da Rodovia Anhanguera (SP-330).

Atualmente, o cruzamento rodoferroviário integra a Linha 7 – Rubi da Companhia Paulista de Trens Metropolitanos (CPTM), Luz – Francisco Morato, localiza-se em uma área urbana, predominante, com trens de passageiros, a MRS detém direito de passagem sobre a via.

Esta avenida apresenta um fluxo relevante de veículos para os munícipes e condutores, assim, quando o tráfego rodoviário é interrompido pela passagem do trem proporciona-se congestionamento no local. O número de caminhões e carros que transitam sobre a PN é elevado, ônibus também circulam no local, embora, em menor quantidade quando comparado com os dois primeiros.

Para minimizar o tráfego regional, a CPTM é responsável pela construção de um viaduto, que tem a finalidade de evitar conflitos característicos do cruzamento rodoferroviário, assim, os veículos não irão transpor a interseção no mesmo nível da ferrovia, evitando o congestionamento nesta localidade.

A passagem superior, ainda, inacabada (área branca da figura) é evidenciada na Figura 4.1 – Localização da PN de Caieiras.



Figura 4.1 – Localização da PN de Caieiras

Fonte: Google Earth (2013)

Para a PN em questão a data da pesquisa é importante, devido a construção do viaduto, pois quando terminada mudará a configuração do fluxo regional.

A coleta de dados foi realizada em 23 de novembro de 2012, sexta-feira, sem sazonalidade ocasionada no tráfego por feriados ou datas festivas.

A Tabela 4.1 – Características da PN de Caieiras apresenta uma síntese das peculiaridades desta interseção em nível e serão relacionadas abaixo:

Tabela 4.1 – Características da PN de Caieiras

PN 1 - Caieiras	
Comprimento PN:	22,40 m
Largura PN:	11,70 m
Linhas férreas:	2
Tipo de proteção:	4
Fluxo rodoviário:	2 sentidos
Faixas:	1 faixa por sentido
Pavimento	Concreto asfalto

O cruzamento rodoferroviário possui proteção tipo 4 com campainha, sinal luminoso e controle automático das cancelas, conforme descrito no item 2.3 deste trabalho. A travessia conta com gerador próprio para que os braços das cancelas continuem funcionando, quando houver interrupção de energia na região.

O pavimento da interseção em nível apresenta deterioração, em consequência do volume de caminhões que trafegam sobre a PN, mesmo com a manutenção da CPTM a superfície do pavimento se degrada rapidamente, em decorrência do número de veículos de grande porte que trafegam sobre o cruzamento rodoferroviário.

Cabe ressaltar que a largura total do cruzamento rodoferroviário é 11,70 m, contudo, para a passagem dos veículos é utilizado apenas 3,6 m para cada sentido. A largura restante é pavimentada para que os pedestres transitem com maior segurança.

A Figura 4.2 - Passagem em nível de Caieiras apresenta fotos retiradas no local para maior compreensão e visualização da PN e dos dados apresentados, como os sistemas de abertura e fechamento de via, em ambos os lados da travessia, o pavimento e o fluxo de veículos.



Figura 4.2 - Passagem em nível de Caieiras

A partir da disponibilização das filmagens, cedidas pelo setor de Segurança da CPTM, os elementos da pesquisa foram transcritos para uma planilha eletrônica através do auxílio do programa Microsoft Office - Excel 2010.

No registro é apresentado todo o fluxo que ocorre na passagem em nível ao longo das quinze horas de filmagem, com os horários de entrada e saída de cada veículo. A Tabela 4.2 – Base de dados Caieiras exibe a transcrição de uma amostragem dos dados coletados entre o período das 05h00 às 20h00.

Tabela 4.2 – Base de dados Caieiras

Entrada	Saída	Tipo de Veículo	Tempo de passagem
05:00:17	05:00:24	Carro de passeio	00:00:14
05:00:47	05:00:52	Carro de passeio	00:00:10
05:01:40	05:01:44	Carro de passeio	00:00:08
05:02:10	05:02:14	Carro de passeio	00:00:08
05:03:29	05:03:32	Carro de passeio	00:00:06
05:04:01	05:04:06	Carro de passeio	00:00:10
05:05:34	05:05:42	Caminhão	00:00:16
05:06:40	05:06:43	Caminhão	00:00:06
05:06:41	05:07:02	Fechamento de Cancela	
05:07:48	05:08:09	Trem: FMO -> Luz	
05:08:12	05:08:24	Abertura de Cancela	
05:08:16	05:08:20	Carro de passeio	00:00:08
05:08:19	05:08:24	Carro de passeio	00:00:10
05:08:29	05:08:48	Fechamento de Cancela	
05:10:09	05:10:40	Trem: FMO -> Luz	
05:11:49	05:12:08	Trem: Luz -> FMO	
05:12:11	05:12:24	Abertura de Cancela	
05:12:15	05:12:20	Carro de passeio	00:00:10
05:12:22	05:12:26	Carro de passeio	00:00:08
05:12:25	05:12:30	Carro de passeio	00:00:10
05:12:28	05:12:33	Carro de passeio	00:00:10
05:12:32	05:12:40	Carro de passeio	00:00:16
05:12:36	05:12:43	Carro de passeio	00:00:14
05:12:40	05:12:49	Caminhão	00:00:18
05:12:48	05:12:52	Carro de passeio	00:00:08
05:13:00	05:13:05	Carro de passeio	00:00:10
05:13:04	05:13:09	Carro de passeio	00:00:10
05:13:08	05:13:12	Carro de passeio	00:00:08
05:13:12	05:13:16	Carro de passeio	00:00:08
05:13:15	05:13:19	Carro de passeio	00:00:08
05:13:19	05:13:25	Caminhão	00:00:12
05:13:38	05:13:41	Carro de passeio	00:00:06

De acordo com a base de dados coletada, foi elaborada a Tabela 4.3 - Resumo horário do modal ferroviário, composto pelas seguintes colunas:

- Coluna 1: representa a divisão seqüencial da gravação de acordo com a faixa horária;

- Coluna 2: formado pelo número de composições ferroviárias que utilizam a passagem em nível no período mencionado na primeira coluna;
- Coluna 3: equivalente ao total de comboios ferroviários que são somadas ao longo do período de filmagem, assim, a cada nova hora é adicionado a somatória dos trens que já passaram na via ao longo da contabilização do experimento;
- Coluna 4: número de vezes em que as cancelas foram acionadas para a "Abertura/Fechamento", foram considerados as ações conjuntas, isto é, se o valor equivalente a "abertura/fechamento de cancela" é igual a 15, significa que a cancela foi aberta 15 vezes e fechada outras 15 vezes.
- Coluna 5: é composta pelo tempo em que a via está disponível para o modal ferroviário, este período é contabilizado a partir do instante em que as cancelas iniciam a sua descida, impedindo a passagem dos veículos rodoviário, somado ao tempo de disponibilidade ferroviária (intervalo de segurança no qual a via está ociosa e a espera da passagem dos trens e o tempo efetivo de uso ferroviário).

Tempo de Bloqueio da Via = Tempo de Fechamento de Cancela

+

Tempo de ferrovia

Equação 4.1

- Coluna 6: porcentagem referente ao uso ferroviário da passagem em nível ao longo de uma hora.

As últimas linhas da Tabela 4.3 estão relacionadas com as medidas de posicionamento (média e mediana) e dispersão (variância, desvio padrão, máximo e mínimo), explanadas no Anexo I - Apoio estatístico. O intervalo de confiança se faz necessário para a travessia de Caieiras por se tratar de uma análise com 15 horas de filmagem.

Tabela 4.3 - Resumo horário do modal ferroviário de Caieiras

Horário (1)	Ferrovia				
	Composições (2)	Somatória (3)	Abertura/ Fechamento de Cancela (4)	Tempo Bloqueio da Via (5)	% (6)
05:00:00 às 05:59:59	18	18	15	00:29:07	49%
06:00:00 às 06:59:59	21	39	15	00:33:46	56%
07:00:00 às 07:59:59	21	60	15	00:33:05	55%
08:00:00 às 08:59:59	18	78	15	00:29:48	50%
09:00:00 às 09:59:59	13	91	13	00:21:49	36%
10:00:00 às 10:59:59	16	107	14	00:23:01	38%
11:00:00 às 11:59:59	16	123	12	00:25:36	43%
12:00:00 às 12:59:59	16	139	9	00:21:17	35%
13:00:00 às 13:59:59	13	152	8	00:21:12	35%
14:00:00 às 14:59:59	13	165	13	00:23:51	40%
15:00:00 às 15:59:59	16	181	9	00:19:37	33%
16:00:00 às 16:59:59	15	196	12	00:21:41	36%
17:00:00 às 17:59:59	18	214	15	00:29:52	50%
18:00:00 às 18:59:59	19	233	13	00:27:55	47%
19:00:00 às 19:59:59	18	251	15	00:33:35	56%
Total	251	-	193	6:35:12	-
Média	17	-	13	0:26:21	-
Mediana	16	-	13	0:25:36	-
Variância	7	-	6	0:00:01	-
Desvio Padrão	3	-	2	0:04:58	-
Máximo	21	-	15	0:33:46	-
Mínimo	13	-	8	0:19:37	-

A Tabela 4.4 - Resumo horário do modal rodoviário, assim como a tabela anterior, é elaborada através da síntese das 15 horas de filmagem composta da seguinte maneira.

- Coluna 1: representa a divisão seqüencial da gravação de acordo com a faixa horária;

- Coluna 2: é composta pela somatória do número de veículos apresentados nas colunas 3 (número de carros de passeio), 4 (número de caminhões) e 5 (número de ônibus) que circulam ao longo de uma hora;
- Coluna 6: valor acumulado dos veículos que foram registrados na passagem em nível ao longo da filmagem;
- Coluna 7: é calculada com base no tempo disponível para o modal rodoviário em uma hora, subtraindo o valor apresentado na quinta coluna do quadro 19, como exibe a coluna a seguir.

$$\textit{TempoRodovia} = 1 : 00 : 00 - \textit{TempodeBoqueiodaVia} \quad \text{Equação 4.2}$$

- A coluna 8: porcentagem referente ao uso rodoviário da passagem em nível.

$$\%rodoviária = \frac{\textit{TempoRodovia}}{1 : 00 : 00}, \text{ ou simplesmente,}$$

$$\%rodoviária = 100\% - \%ferroviária \quad \text{Equação 4.3}$$

Tabela 4.4 - Resumo horário do modal rodoviário de Caieiras

Horário (1)	Rodovia						
	Veículos (2)	Automóvel (3)	Caminhões (4)	Ônibus (5)	Somatória (6)	Tempo Rodovia (7)	% (8)
05:00:00 às 05:59:59	159	130	6	23	159	00:30:53	51%
06:00:00 às 06:59:59	291	267	7	17	450	00:26:14	44%
07:00:00 às 07:59:59	340	318	10	12	790	00:26:55	45%
08:00:00 às 08:59:59	350	329	7	14	1.140	00:30:12	50%
09:00:00 às 09:59:59	371	356	8	7	1.511	00:38:11	64%
10:00:00 às 10:59:59	287	276	0	11	1.798	00:36:59	62%
11:00:00 às 11:59:59	337	315	11	11	2.135	00:34:24	57%
12:00:00 às 12:59:59	380	365	5	10	2.515	00:38:43	65%
13:00:00 às 13:59:59	423	408	2	13	2.938	00:38:48	65%
14:00:00 às 14:59:59	469	448	7	14	3.407	00:36:09	60%
15:00:00 às 15:59:59	395	382	4	9	3.802	00:40:23	67%
16:00:00 às 16:59:59	393	382	0	11	4.195	00:38:19	64%
17:00:00 às 17:59:59	410	395	5	10	4.605	00:30:08	50%
18:00:00 às 18:59:59	350	334	6	10	4.955	00:32:05	53%
19:00:00 às 19:59:59	296	285	2	9	5.251	00:26:25	44%
Total	5.251	4.990	80	181	-	8:24:48	-
Média	350	333	5	12	-	0:33:39	-
Mediana	350	334	6	11	-	0:34:24	-
Variância	5.387	5.767	11	15	-	0:00:01	-
Desvio Padrão	73	76	3	4	-	0:04:58	-
Máximo	469	448	11	23	-	0:40:23	-
Mínimo	159	130	0	7	-	0:26:14	-

Após a compilação dos dados exibidos na Tabela 4.3 e Tabela 4.4 é apresentada a Figura 4.3 – Gráfico Veículos x Hora, onde se evidencia o número de veículos que atravessam a passagem em nível, conforme a hora descrita na abscissa e a Figura 4.4 – Gráfico do tipo de veículos x Hora é um complemento da ilustração anterior, caracterizando a composição do fluxo rodoviário ao longo da filmagem.

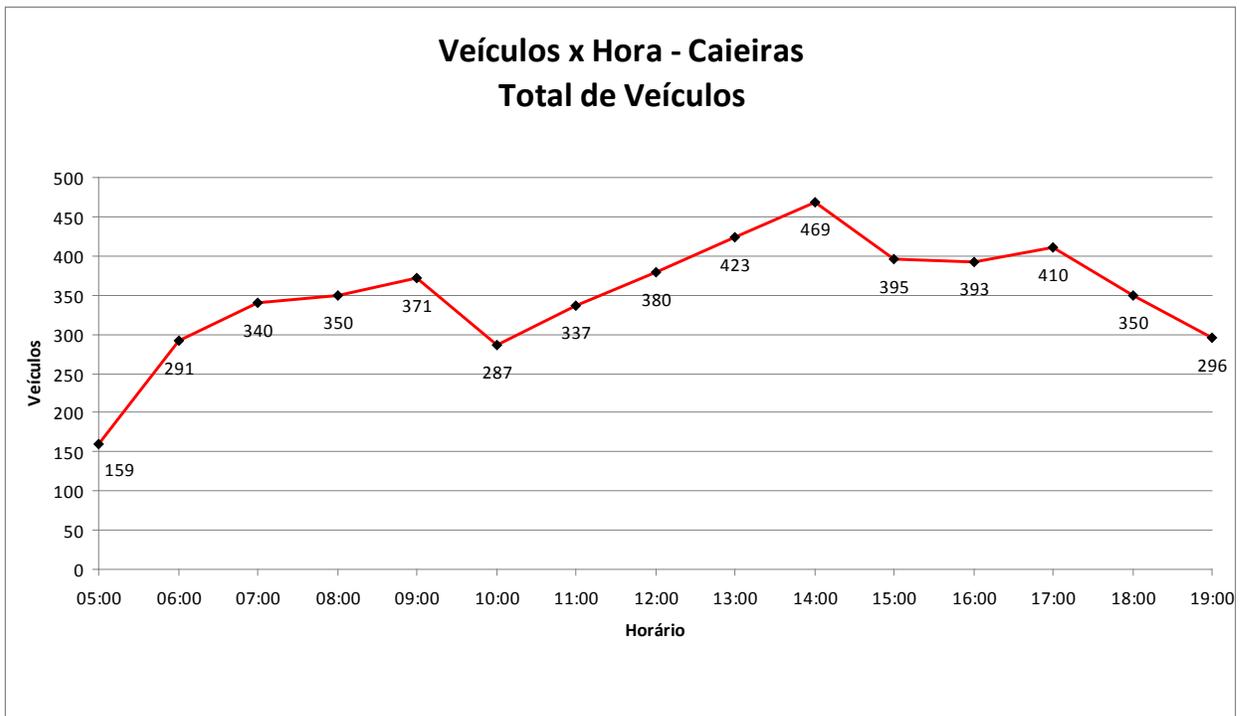


Figura 4.3 – Gráfico Veículos x Hora

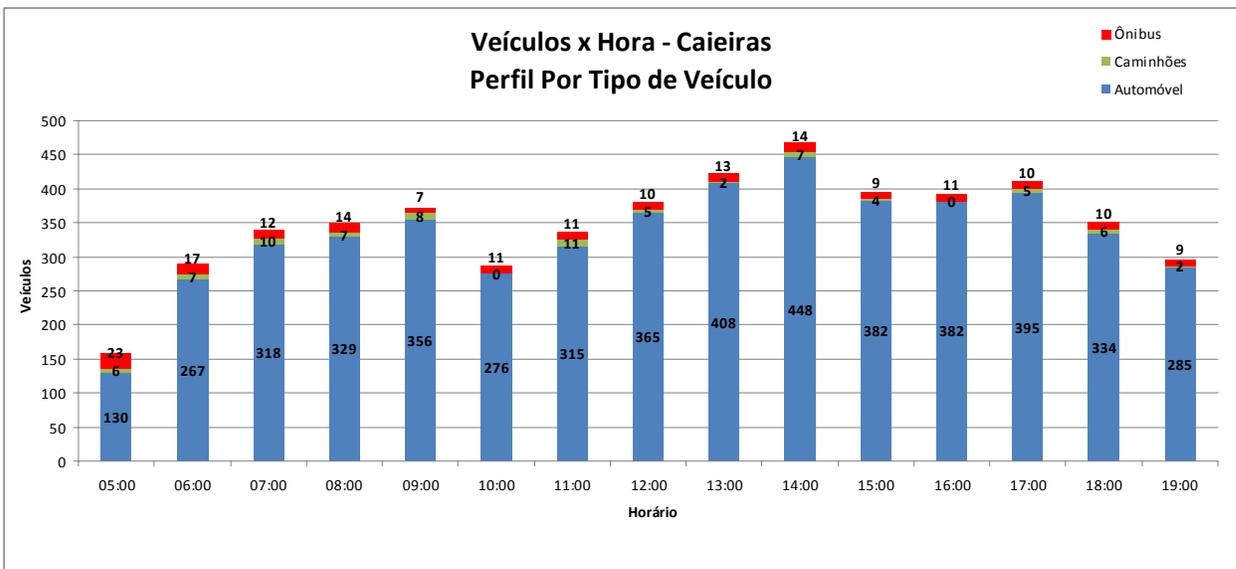


Figura 4.4 – Gráfico do tipo de veículos x Hora

Após a análise das planilhas e gráficos apresentados, a Figura 4.5 – Tempo de bloqueio da via evidencia que o volume do tráfego rodoviário não é constante ao longo do dia, assim como, a porcentagem em que esta via se mantém aberta, esta última variável está relacionado com o tempo de ocupação da via férrea.

É salientado que, a soma dos tempos de bloqueio da via e o tempo de rodovia deve ser igual a 100%, representando o intervalo de uma hora.

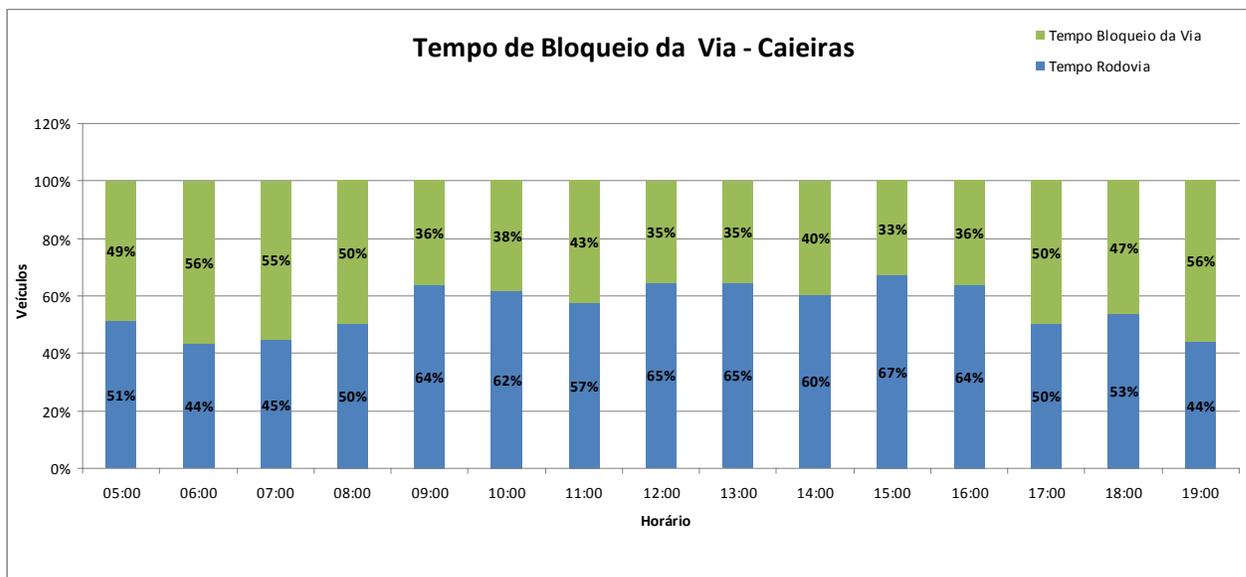


Figura 4.5 – Tempo de bloqueio da via

4.3.2 Mogi das Cruzes

A região é conhecida por exibir muitas passagens em nível, deste modo. A PN localizada na Rua Cabo Diogo foi escolhida por apresentar maior fluxo rodoviário das imediações, uma vez que se situa no centro da cidade, próximo ao comércio e a estação ferroviária, conforme ilustra a Figura 4.6 - Localização da PN de Mogi das Cruzes.

O cruzamento rodoferroviário integra a linha 11 – Coral, Luz – Guaianazes, da Companhia Paulista de Trens Metropolitanos (CPTM), a concessionária MRS possui direito de passagem sobre a via férrea.

O volume do tráfego rodoviário é composto por carros de passeio e ônibus. Caminhões também circulam, porém em menor quantidade.



Figura 4.6 - Localização da PN de Mogi das Cruzes
Fonte: Google Earth (2013)

A CPTM disponibilizou para esta PN uma passagem superior para o uso dos pedestres. Entretanto a PS é pouco utilizada, mesmo nas situações em que a via está fechada para a rodovia, as pessoas esperam pela abertura dos portões.

Nesta PN há um fato não recomendado pelo DNIT (2005), conforme exposto no item 2.4, (instalação de semáforos nas proximidades das PNs), caso esta premissa não seja cumprida, o semáforo deve ser interligado ao fechamento da via através de sensores no pavimento, de modo que, os veículos que foram retidos pelo sinal vermelho não fiquem estacionados sobre os trilhos da ferrovia, devido ao iminente perigo que os condutores estão expostos.

A Tabela 4.5 - Características da PN de Mogi das Cruzes expõem as peculiaridades desta travessia em nível.

Tabela 4.5 - Características da PN de Mogi das Cruzes

PN 2 - Mogi das Cruzes	
Comprimento PN:	21,30 m
Largura PN:	12,80 m
Linhas férreas:	3
Tipo de proteção:	3f
Fluxo rodoviário:	2 sentidos
Faixas:	1 faixa por sentido
Pavimento	Concreto asfalto

A largura total do cruzamento rodoferroviário é 12,80 m, contudo, para a passagem dos veículos é utilizado apenas 3,6 m para cada sentido. A largura restante é pavimentada para que os pedestres transitem com maior segurança.

A proteção da passagem em nível é classificada como 3c, isto é, a campainha e os sinais luminosos são acionados automaticamente, contudo, para o fechamento do portão, o agente de trânsito deve pressionar um botão, para iniciar o bloqueio da via. A travessia possui gerador próprio, para que os equipamentos da proteção continuem funcionando, quando houver falta de energia.

A passagem em nível possui três agentes de trânsito, no qual, enquanto dois auxiliam a população, o terceiro permanece em uma cabine ao lado das linhas férreas para o acionamento da abertura e fechamento dos portões. Os funcionários são treinados e fazem revezamento durante seus turnos, ou seja, em um momento o agente está na cabine no outro está auxiliando a travessia dos usuários ao lado da PN. Cada turno é composto por uma jornada de 8 horas para três agentes de trânsito, totalizando nove funcionários ao longo do dia.

A manutenção neste cruzamento rodoferroviário é realizada constantemente, segundo informações dos técnicos da CPTM; conseqüentemente, o pavimento

permanece em bom estado de conservação, pois os caminhões que utilizam a travessia são menores e com menor carga por eixo.

A Figura 4.7 – Passagem em nível de Mogi das Cruzes ilustra algumas características da PN, como fechamento da via e o trabalho dos agentes de trânsito, a travessia de pedestres após a abertura dos portões e a evidência da não utilização da passarela, o fluxo de veículos e os equipamentos de segurança da interseção em nível.



Figura 4.7 – Passagem em nível de Mogi das Cruzes

A pesquisa em campo foi realizada no dia 30 de novembro de 2012, sexta-feira, sem nenhuma alteração no tráfego, isto é, não antecedia feriado, comemorações festivas ou evento que gerasse perturbação no entorno.

O cruzamento rodoferroviário Cabo Diogo também foi estudado através da disponibilização das filmagens cedidas pela equipe de Segurança da CPTM, a Tabela 4.6 - Base de dados - Mogi das Cruzes é exibido para elucidar a disposição dos elementos coletados entre o período das 05h às 20h00.

Tabela 4.6 - Base de dados - Mogi das Cruzes

Entrada	Saída	Evento	Tempo estimado
05:00:11	05:00:29	Fechamento de Cancela	
05:01:02	05:01:16	Estudantes -> Luz	
05:01:20	05:01:34	Abertura de Cancela	
05:01:33	05:01:36	Ônibus	00:00:07
05:02:02	05:02:04	Carro de Passeio	00:00:05
05:02:11	05:02:14	Ônibus	00:00:07
05:02:18	05:02:22	Carro de Passeio	00:00:10
05:03:22	05:03:24	Carro de Passeio	00:00:05
05:03:43	05:03:58	Fechamento de Cancela	
05:04:53	05:05:20	Estudantes -> Luz	
05:05:21	05:05:38	Abertura de Cancela	
05:05:33	05:05:35	Carro de Passeio	00:00:05
05:05:39	05:05:45	Carro de Passeio	00:00:15
05:05:44	05:05:47	Carro de Passeio	00:00:07
05:05:49	05:06:03	Fechamento de Cancela	
05:07:06	05:07:22	Luz -> Estudantes	
05:07:26	05:07:42	Abertura de Cancela	
05:07:38	05:07:42	Carro de Passeio	00:00:10
05:07:41	05:07:42	Carro de Passeio	00:00:02
05:07:43	05:07:46	Carro de Passeio	00:00:07
05:08:42	05:08:44	Carro de Passeio	00:00:05
05:09:20	05:09:22	Carro de Passeio	00:00:05
05:09:48	05:09:53	Ônibus	00:00:12
05:11:16	05:11:20	Ônibus	00:00:10
05:11:59	05:12:02	Ônibus	00:00:07
05:12:04	05:12:20	Fechamento de Cancela	
05:13:23	05:13:40	Estudantes -> Luz	
05:15:21	05:15:38	Luz -> Estudantes	
05:15:42	05:15:59	Abertura de Cancela	
05:15:59	05:16:02	Carro de Passeio	00:00:07
05:16:02	05:16:07	Carro de Passeio	00:00:12
05:16:09	05:16:12	Carro de Passeio	00:00:07
05:16:20	05:16:22	Carro de Passeio	00:00:05
05:16:38	05:16:42	Carro de Passeio	00:00:10
05:16:54	05:16:56	Carro de Passeio	00:00:05

Conforme apresentação da coleta de dados da PN de Mogi das Cruzes foi elaborada a Tabela 4.7 - Resumo horário do modal ferroviário e a Tabela 4.8 - Resumo horário do modal rodoviário.

Tabela 4.7 - Resumo horário do modal ferroviário de Mogi das Cruzes

Horário (1)	Ferrovia				
	Composições (2)	Somatória (3)	Abertura/ Fechamento de Cancela (4)	Tempo Bloqueio da Via (5)	% (6)
05:00:00 às 05:59:59	16	16	11	00:22:40	38%
06:00:00 às 06:59:59	12	28	10	00:18:35	31%
07:00:00 às 07:59:59	12	40	9	00:20:47	35%
08:00:00 às 08:59:59	15	55	13	00:22:21	37%
09:00:00 às 09:59:59	12	67	10	00:21:48	36%
10:00:00 às 10:59:59	16	83	11	00:28:08	47%
11:00:00 às 11:59:59	16	99	12	00:28:00	47%
12:00:00 às 12:59:59	17	116	12	00:28:39	48%
13:00:00 às 13:59:59	17	133	10	00:27:08	45%
14:00:00 às 14:59:59	12	145	9	00:20:08	34%
15:00:00 às 15:59:59	15	160	11	00:29:26	49%
16:00:00 às 16:59:59	14	174	11	00:19:31	33%
17:00:00 às 17:59:59	13	187	9	00:25:23	42%
18:00:00 às 18:59:59	15	202	11	00:25:03	42%
19:00:00 às 19:59:59	13	215	11	00:21:33	36%
Total	215	-	160	5:59:10	-
Média	14	-	11	0:23:57	-
Mediana	15	-	11	0:22:40	-
Variância	4	-	1	0:00:01	-
Desvio Padrão	2	-	1	0:03:39	-
Máximo	17	-	13	0:29:26	-
Mínimo	12	-	9	0:18:35	-

Tabela 4.8 - Resumo horário do modal rodoviário de Mogi das Cruzes

Horário	Rodovia						
	Veículos	Automóvel	Caminhões	Ônibus	Somatória	Tempo Rodovia	%
05:00:00 às 05:59:59	93	76	0	17	93	00:37:20	62%
06:00:00 às 06:59:59	274	243	12	19	367	00:41:25	69%
07:00:00 às 07:59:59	480	448	12	20	847	00:39:13	65%
08:00:00 às 08:59:59	537	512	9	16	1.384	00:37:39	63%
09:00:00 às 09:59:59	514	492	7	15	1.898	00:38:12	64%
10:00:00 às 10:59:59	523	495	13	15	2.421	00:31:52	53%
11:00:00 às 11:59:59	504	484	3	17	2.925	00:32:00	53%
12:00:00 às 12:59:59	554	530	8	16	3.479	00:31:21	52%
13:00:00 às 13:59:59	518	501	3	14	3.997	00:32:52	55%
14:00:00 às 14:59:59	551	533	5	13	4.548	00:39:52	66%
15:00:00 às 15:59:59	569	547	8	14	5.117	00:30:34	51%
16:00:00 às 16:59:59	570	551	1	18	5.687	00:40:29	67%
17:00:00 às 17:59:59	667	648	3	16	6.354	00:34:37	58%
18:00:00 às 18:59:59	658	635	6	17	7.012	00:34:57	58%
19:00:00 às 19:59:59	556	537	2	17	7.568	00:38:27	64%
Total	7.568	7.232	92	244	-	9:00:50	-
Média	505	482	6	16	-	0:36:03	-
Mediana	537	512	6	16	-	0:37:20	-
Variância	20.744	20.895	17	4	-	0:00:01	-
Desvio Padrão	144	145	4	2	-	0:03:39	-
Máximo	667	648	13	20	-	0:41:25	-
Mínimo	93	76	0	13	-	0:30:34	-

As tabelas 4.7 e 4.8 foram desenvolvidas com o mesmo *layout* e formatação das tabelas apresentadas em Caieiras (tabelas 4.3 e 4.4), isto porque, para comparação entre elementos é necessário base de dados semelhante, assim, a formulação desenvolvida é equivalente em ambas às tabulações, desta forma, esses quadros fundamentaram o desenvolvimento da Figura 4.8 – Gráfico Veículos x Hora para enfatizar o volume de veículos que utilizaram a travessia durante as quinze horas de gravações, à medida que a Figura 4.9 – Gráfico do tipo de veículos x Hora foi inserida para ressaltar o perfil dos usuários que trafegam sobre o cruzamento.

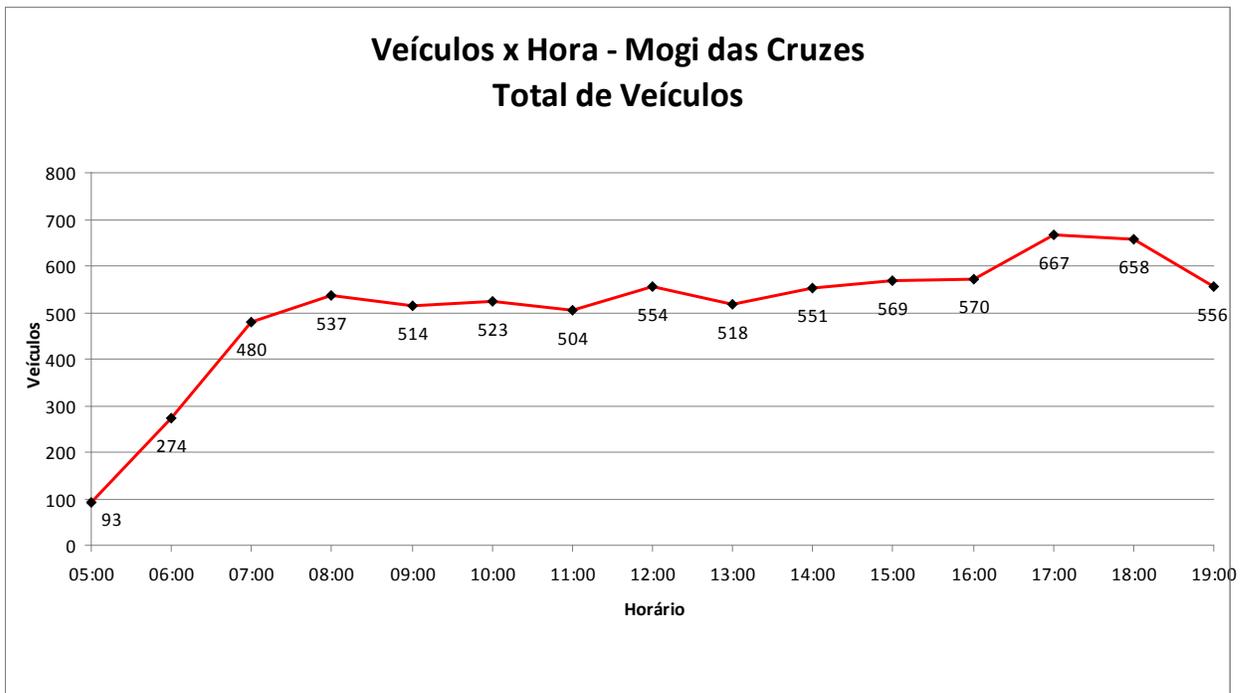


Figura 4.8 – Gráfico Veículos x Hora

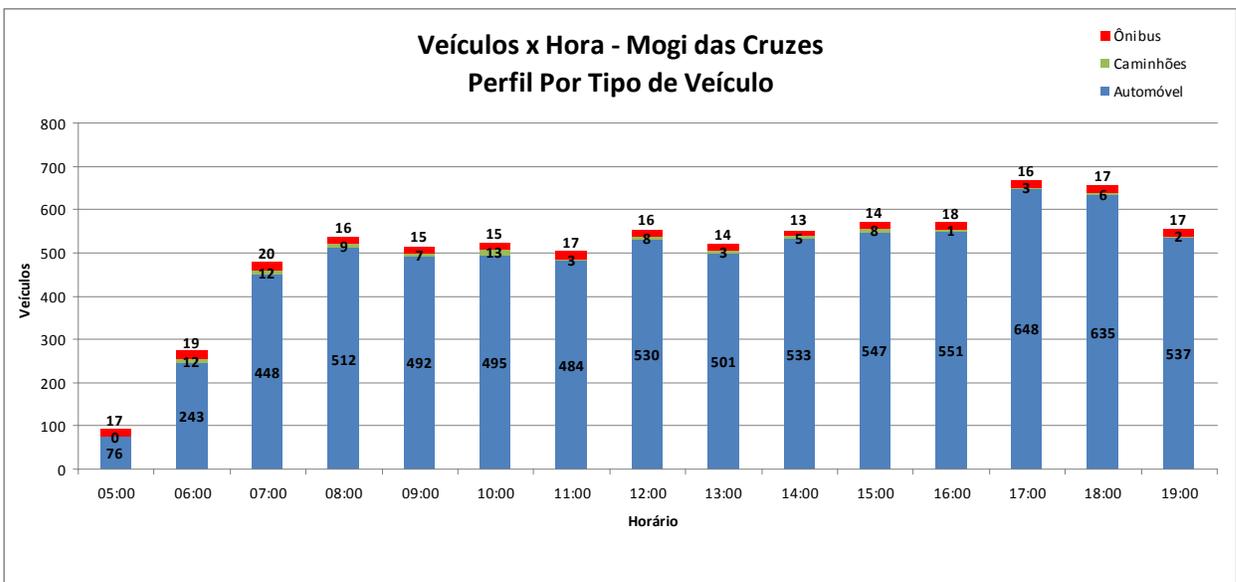


Figura 4.9 – Gráfico do tipo de veículos x Hora

A Figura 4.10 – Tempo de bloqueio da via exibe a porcentagem em que a via é utilizada por cada modal. Através do tempo de disponibilidade rodoviária é calculado o fluxo de saturação da via, calculado no item 5.3.1 desta dissertação.

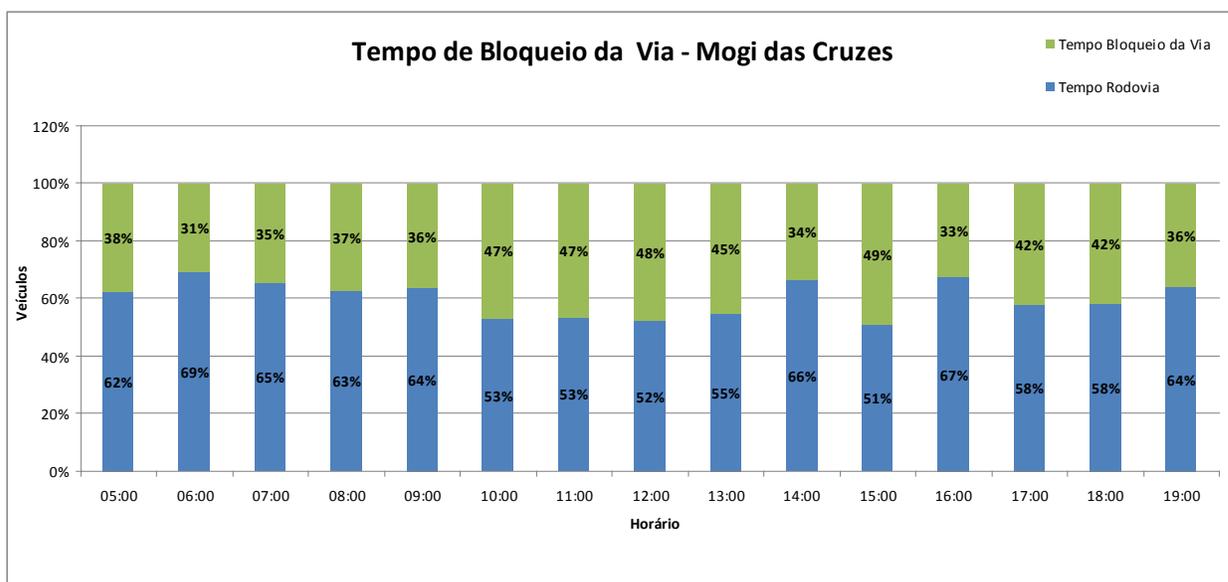


Figura 4.10 – Tempo de bloqueio da via

4.3.3 Capuava

A passagem em nível encontra-se ao lado da estação de Capuava, na Avenida Manoel de Nóbrega s/n, no município de Mauá, conforme a Figura 4.11 - Localização da PN de Capuava. A travessia integra a linha 10 – Turquesa, Companhia Paulista de Trens Metropolitanos (CPTM), interligando Brás a Rio Grande da Serra.

Foi inaugurado em 21 de junho de 2008, o Complexo Viário Cassaquera, viaduto que conecta as Avenidas dos Estados e Giovanni Battista Pirelli. Esta estrutura localiza-se cerca de um quilômetro da travessia estudada. Todavia, quando a PN de Capuava precisou ser fechada para manutenção, inviabilizando a travessia dos veículos rodoviários, em junho de 2009, houve um grande apelo por parte da população para sua reabertura, pois, ainda que, o viaduto fosse próximo, os motoristas não queriam se deslocar até o mesmo.

A região abriga muitas indústrias e fábricas. Sendo assim, é elevado o número de caminhões longos e com muita carga por eixo. Circulam também diversos veículos

de passeio na travessia, o que faz com que o pavimento necessite de constante manutenção.



Figura 4.11 - Localização da PN de Capuava
Fonte: Google Earth (2013)

A via recebe majoritariamente trens de passageiros da CPTM. Todavia, a MRS tem direito de passagem. Esta linha é importante para a companhia, pois, os trens de carga que ali trafegam partem da Luz com destino ao Porto de Santos para exportação dos produtos agrícolas e minérios.

A Tabela 4.9 - Características da PN de Capuava exibem as propriedades coletadas em campo.

Tabela 4.9 - Características da PN de Capuava

PN 3 - Capuava	
Comprimento PN:	11,00 m
Largura PN:	12,36 m
Linhas férreas:	2
Tipo de proteção:	4
Fluxo rodoviário:	2 sentidos
Faixas:	1 faixa por sentido
Pavimento	Concreto asfalto

A PN de Capuava exibe a proteção tipo 4, com campainha, sinal luminoso e controle automático. Porém não há gerador próprio, isto faz com que no caso de falta de energia, os braços das cancelas devam permanecer na posição horizontal, favorecendo a segurança dos usuários da rodovia.

A Figura 4.12 – Passagem em nível de Capuava exibe quatro fotos retiradas na travessia. A primeira faz referencia ao fechamento do cruzamento rodoferroviário, retirada em 2009, conforme citado anteriormente. As outras figuras mostram a vista lateral da passagem, as condições de pavimento com as barras transversais funcionando como redutor de velocidade e o fluxo de veículos rodoviários no momento em que a cancela está sendo aberta.

Para esta travessia, foi anotado o tempo de ocupação da via pelos veículos rodoviários, separando-os em carros de passeio, caminhões e ônibus. A pesquisa foi realizada em 01 de fevereiro de 2013, sexta-feira, no período da manhã, sem problemas relacionados a sazonalidade no tráfego (véspera de feriado ou acidentes que podem causar congestionamento).

O experimento foi realizado em um dia útil, pois durante o fim de semana os motoristas de automóveis tendem a ficar mais relaxados, na ausência de compromissos profissionais.



Figura 4.12 – Passagem em nível de Capuava

A Tabela 4.10 – Tempo de ocupação da via para os carros de passeio em Capuava apresenta 120 observações de carros de passeio. Entretanto, para o intervalo de confiança de 95% e erro relativo de $\pm 5\%$, eram necessárias apenas 88 amostras. Foram exibidas 120 apenas para padronizar e organizar a coleta de dados.

O mesmo acontece com os caminhões, na Tabela 4.10 – Tempo de ocupação da via para os carros de passeio em Capuava, no qual eram necessárias 39 marcações mas o número de amostras para este tipo de veículo foi padronizado em 40 observações.

Tabela 4.10 – Tempo de ocupação da via para os carros de passeio em Capuava

Observação	Capuava		Observação	Capuava	
	t(s)	v(km/h)		t(s)	v(km/h)
1	3,10	12,77	36	4,16	9,52
2	4,23	9,36	37	3,47	11,41
3	4,10	9,66	38	4,10	9,66
4	4,21	9,41	39	3,14	12,61
5	4,55	8,70	40	3,51	11,28
6	2,85	13,89	41	4,49	8,82
7	3,14	12,61	42	5,18	7,64
8	3,36	11,79	43	3,87	10,23
9	4,12	9,61	44	5,16	7,67
10	4,36	9,08	45	4,15	9,54
11	3,85	10,29	46	5,16	7,67
12	3,16	12,53	47	2,48	15,97
13	3,37	11,75	48	5,16	7,67
14	3,18	12,45	49	4,16	9,52
15	3,09	12,82	50	6,25	6,34
16	3,26	12,15	51	4,16	9,52
17	4,15	9,54	52	4,48	8,84
18	4,54	8,72	53	3,85	10,29
19	3,64	10,88	54	2,96	13,38
20	3,29	12,04	55	4,65	8,52
21	4,10	9,66	56	5,16	7,67
22	3,59	11,03	57	4,09	9,68
23	4,27	9,27	58	5,12	7,73
24	3,80	10,42	59	5,46	7,25
25	4,68	8,46	60	2,56	15,47
26	2,98	13,29	61	4,12	9,61
27	6,12	6,47	62	4,16	9,52
28	6,68	5,93	63	4,18	9,47
29	5,86	6,76	64	3,65	10,85
30	3,12	12,69	65	3,96	10,00
31	4,15	9,54	66	4,06	9,75
32	3,19	12,41	67	3,00	13,20
33	3,18	12,45	68	3,87	10,23
34	2,78	14,24	69	5,12	7,73
35	5,12	7,73	70	4,69	8,44

Continuação – Tabela 4.10 - Tempo de ocupação da via para os carros de passeio em Capuava

Observação	Capuava		Observação	Capuava	
	t(s)	v(km/h)		t(s)	v(km/h)
71	5,10	7,76	106	5,29	7,49
72	4,78	8,28	107	4,15	9,54
73	3,65	10,85	108	5,36	7,39
74	5,16	7,67	109	4,15	9,54
75	3,05	12,98	110	3,12	12,69
76	3,16	12,53	111	1,97	20,10
77	2,98	13,29	112	4,21	9,41
78	4,15	9,54	113	4,16	9,52
79	3,87	10,23	114	5,24	7,56
80	3,48	11,38	115	3,38	11,72
81	4,15	9,54	116	3,28	12,07
82	3,56	11,12	117	3,54	11,19
83	3,20	12,38	118	3,24	12,22
84	3,78	10,48	119	7,12	5,56
85	2,85	13,89	120	5,86	6,76
86	2,78	14,24			
87	3,25	12,18	Média	4,04	10,33
88	3,15	12,57	Mediana	4,08	9,72
89	2,98	13,29	Variância	0,91	5,99
90	2,16	18,33	Desvio Padrão	0,95	2,45
91	3,78	10,48	Máximo	7,12	20,10
92	4,01	9,88	Mínimo	1,97	5,56
93	3,98	9,95			
94	5,02	7,89	Intervalo de Confiança	Nº de Observações	
95	3,47	11,41	95%	88	
96	4,73	8,37			
97	6,08	6,51			
98	4,15	9,54			
99	4,51	8,78			
100	3,87	10,23			
101	6,17	6,42			
102	3,46	11,45			
103	4,12	9,61			
104	4,51	8,78			
105	3,26	12,15			

Tabela 4.12 - Tempo de ocupação da via para os ônibus de passeio em Capuava

Observação	Capuava	
	t(s)	v(km/h)
1	5,61	7,06
2	5,12	7,73
3	4,77	8,30
4	5,69	6,96
5	3,91	10,13
6	4,41	8,98
7	4,97	7,97
8	4,00	9,90
9	5,46	7,25
10	6,85	5,78
11	3,44	11,51
12	6,37	6,22
13	3,45	11,48
14	4,54	8,72
15	6,10	6,49
16	4,98	7,95
17	5,83	6,79
18	6,70	5,91
19	4,12	9,61
20	6,20	6,39

Média	5,13	8,06
Mediana	5,05	7,84
Variância	1,09	3,06
Desvio Padrão	1,04	1,75
Máximo	6,85	11,51
Mínimo	3,44	5,78

Intervalo de Confiança	Nº de Observações
95%	16

Como já mencionado, o único tipo de veículo rodoviário que apresentará um erro relativo de $\pm 10\%$ para o mesmo intervalo de confiança (95%) é o ônibus.

Em muitas passagens em nível o número de ônibus é reduzido. Algumas empresas optam por o trajeto destes veículos a expor seus funcionários e clientes ao risco de atravessar um cruzamento rodoferroviário. Desta maneira o número de amostras necessária para esta dispersão é de 16 observações e a exibição do quadro foi padronizado em 20 amostras para todas as PNs.

4.3.4 Barra do Piráí

Barra do Piráí é um município localizado no sul do estado do Rio de Janeiro, distante 100 km da capital fluminense. Seus dois vizinhos mais conhecidos são Volta Redonda e Barra Mansa.

Na cidade encontra-se um dos maiores entroncamentos ferroviários da América Latina, possibilitando o acesso ao Rio de Janeiro, São Paulo e Minas Gerais. Atualmente, este trecho faz parte da concessão administrada pela MRS. Segundo dados do anuário CNT (2011), este entroncamento tem velocidade média de 25,6 km/h, acima da média nacional que é de 25 km/h.

Esta cidade foi escolhida para análise por receber elevado volume de tráfego ferroviário, além de contar com uma das quatro passagens em nível com pavimento de borracha no país.

Assim, serão analisadas duas travessias no município, a primeira com pavimento de borracha e segunda o pavimento de concreto asfáltico convencional. Segue uma breve explanação das características de cada interseção em nível.

a) Barra do Piráí com Pavimento de Borracha

O cruzamento rodoferroviário com pavimento de borracha esta localizado entre as ruas Tiradentes e Moreira dos Santos, unindo dois lados da cidade segregados pela ferrovia e pelo rio, como pode ser observado na Figura 4.13 - Localização da PN de borracha de Barra do Piráí.



Figura 4.13 - Localização da PN de borracha de Barra do Piraí
Fonte: Google Earth (2013)

Contudo, o acesso à travessia é restrito para os caminhões de grande porte, devido à geometria da via, que tem um raio de curva pequeno para os veículos que vão em direção ao centro da cidade.

A PN tem inclinação acima da permitida pela NBR-15680 (ABNT, 2009b), pois a Norma exige que a passagem em nível seja plana, pelo menos, no comprimento do maior veículo rodoviário que utilizar a travessia, DNIT (admite-se inclinação máxima de 2% para a rodovia) e AREMA (a partir das faces externas do boleto, seja respeitada 0,60 plano, para permitir uma inclinação de 1%), como foi descrito no item 2.4.2 deste trabalho.

Conforme os apontamentos levantados em campo, estima-se que esta PN tenha 6% de inclinação para os veículos rodoviários, enquanto a ferrovia se mantém plana. Acredita-se que, somado a esses fatores e a rápida manutenção para o pavimento de borracha fizeram com que a empresa utilizasse este novo pavimento na travessia de Barra do Piraí. A Tabela 4.13 - Características da PN de Barra do Piraí com pavimento de borracha apresenta as outras particularidades encontradas no local.

Tabela 4.13 - Características da PN de Barra do Piraí com pavimento de borracha

PN 4 - Barra do Piraí com pavimento de borracha	
Comprimento PN:	10,00 m
Largura PN:	10,00 m
Linhas férreas:	1
Tipo de proteção:	4
Fluxo rodoviário:	2 sentido
Faixas:	1 faixa por sentido
Pavimento	Pavimento de borracha

A passagem em nível apresenta proteção tipo 4, com campainha, sinal luminoso e controle automático, além de ter gerador próprio para que as cancelas continuem trabalhando no caso de falta de energia.

A travessia apresenta apenas uma linha férrea, proporcionando maior segurança para os usuários da via, pois as pessoas estão sujeitas a menos riscos de acidentes ao atravessar a interseção em nível.

A Figura 4.14 – Passagem em nível Barra do Piraí com pavimento de borracha exibe: as cancelas automáticas em funcionamento, a travessia dos veículos rodoviários sobre a PN, o pavimento de borracha que permite ao usuário maior conforto ao passar sobre as rodas dos trilhos e, por último, a inclinação da via, que pode ser nitidamente observada em um dos lados da via, enquanto o outro lado do cruzamento rodoferroviário é plano.

A passagem em nível foi visitada em 03 de maio de 2013, sexta-feira, a coleta foi realizada do mesmo modo que Capuava, isto é, foram anotados os tempos em que cada veículo utilizava a travessia em nível.



Figura 4.14 – Passagem em nível Barra do Piraí com pavimento de borracha

A Tabela 4.14 – Tempo de ocupação da via para os carros de passeio na PN de Barra do Piraí com pavimento de borracha e Tabela 4.15 – Tempo de ocupação da via para caminhões na PN de Barra do Piraí com pavimento de borracha apresentam o número de amostras necessárias para o intervalo de confiança de 95% e erro relativo de ± 5 . Enquanto a Tabela 4.16 – Tempo de ocupação da via para os ônibus na PN de Barra do Piraí com pavimento de borracha apresenta o valor necessário para o erro relativo de ± 10 , conforme os recursos matemáticos utilizados e explicados no Anexo I - Apoio Estatístico.

Tabela 4.14 – Tempo de ocupação da via para os carros de passeio na PN de Barra do Pirai com pavimento de borracha

Observação	Barra do Pirai - Borracha		Observação	Barra do Pirai - Borracha	
	t(s)	v(km/h)		t(s)	v(km/h)
1	6,55	5,50	36	3,50	10,29
2	4,81	7,48	37	5,22	6,90
3	6,28	5,73	38	3,19	11,29
4	6,22	5,79	39	4,04	8,91
5	6,32	5,70	40	5,25	6,86
6	4,03	8,93	41	5,26	6,84
7	8,12	4,43	42	3,09	11,65
8	5,37	6,70	43	5,64	6,38
9	4,03	8,93	44	3,00	12,00
10	5,12	7,03	45	3,69	9,76
11	4,22	8,53	46	5,53	6,51
12	3,88	9,28	47	6,19	5,82
13	6,19	5,82	48	3,53	10,20
14	4,21	8,55	49	4,50	8,00
15	3,03	11,88	50	3,43	10,50
16	3,56	10,11	51	3,97	9,07
17	4,19	8,59	52	4,04	8,91
18	4,60	7,83	53	2,94	12,24
19	4,59	7,84	54	2,28	15,79
20	4,85	7,42	55	4,32	8,33
21	4,97	7,24	56	4,28	8,41
22	5,15	6,99	57	3,47	10,37
23	4,35	8,28	58	5,19	6,94
24	3,47	10,37	59	5,97	6,03
25	3,44	10,47	60	2,93	12,29
26	5,37	6,70	61	4,91	7,33
27	5,34	6,74	62	3,90	9,23
28	4,37	8,24	63	3,53	10,20
29	4,18	8,61	64	3,85	9,35
30	4,59	7,84	65	3,84	9,38
31	5,94	6,06	66	2,94	12,24
32	8,19	4,40	67	3,59	10,03
33	3,63	9,92	68	4,60	7,83
34	4,81	7,48	69	3,50	10,29
35	3,88	9,28	70	4,91	7,33

Continuação - Tabela 4.14 - Tempo de ocupação da via para os carros de passeio na PN de Barra do Pirai com pavimento de borracha

Observação	Barra do Pirai - Borracha		Observação	Barra do Pirai - Borracha	
	t(s)	v(km/h)		t(s)	v(km/h)
71	2,81	12,81	106	2,93	12,29
72	4,87	7,39	107	3,16	11,39
73	5,16	6,98	108	4,09	8,80
74	5,43	6,63	109	3,65	9,86
75	5,00	7,20	110	4,03	8,93
76	6,38	5,64	111	4,53	7,95
77	4,19	8,59	112	2,50	14,40
78	4,79	7,52	113	3,28	10,98
79	2,69	13,38	114	2,78	12,95
80	3,18	11,32	115	4,75	7,58
81	3,75	9,60	116	2,88	12,50
82	2,31	15,58	117	3,41	10,56
83	5,44	6,62	118	5,22	6,90
84	3,19	11,29	119	3,97	9,07
85	4,00	9,00	120	2,85	12,63
86	4,50	8,00			
87	2,69	13,38	Média	4,32	8,94
88	7,28	4,95	Mediana	4,19	8,59
89	3,28	10,98	Variância	1,37	5,72
90	3,88	9,28	Desvio Padrão	1,17	2,39
91	5,84	6,16	Máximo	8,19	15,79
92	4,75	7,58	Mínimo	2,28	4,40
93	3,90	9,23			
94	4,57	7,88	Intervalo de Confiança	N° de Observações	
95	4,68	7,69	95%	117	
96	3,15	11,43			
97	6,07	5,93			
98	2,81	12,81			
99	4,34	8,29			
100	4,41	8,16			
101	4,44	8,11			
102	2,62	13,74			
103	2,84	12,68			
104	5,40	6,67			
105	3,63	9,92			

Tabela 4.15 – Tempo de ocupação da via para caminhões na PN de Barra do Pirai com pavimento de borracha

Observação	Barra do Pirai - Borracha		Observação	Barra do Pirai - Borracha	
	t(s)	v(km/h)		t(s)	v(km/h)
1	5,63	6,39	36	5,98	6,02
2	3,85	9,35	37	5,12	7,03
3	5,50	6,55	38	4,99	7,21
4	4,81	7,48	39	4,63	7,78
5	6,27	5,74	40	3,82	9,42
6	4,25	8,47			
7	6,01	5,99	Média	5,18	7,14
8	4,44	8,11	Mediana	5,41	6,65
9	5,78	6,23	Variância	0,65	1,50
10	5,48	6,57	Desvio Padrão	0,81	1,23
11	5,01	7,19	Máximo	6,33	10,03
12	5,86	6,14	Mínimo	3,59	5,69
13	3,59	10,03			
14	6,28	5,73	Intervalo de Confiança	N° de Observações	
15	6,03	5,97	95%	38	
16	5,43	6,63			
17	5,97	6,03			
18	5,60	6,43			
19	4,10	8,78			
20	3,80	9,47			
21	6,20	5,81			
22	5,60	6,43			
23	4,10	8,78			
24	4,30	8,37			
25	5,80	6,21			
26	6,12	5,88			
27	4,65	7,74			
28	4,87	7,39			
29	6,33	5,69			
30	4,05	8,89			
31	5,42	6,64			
32	5,39	6,68			
33	5,67	6,35			
34	4,99	7,21			
35	5,40	6,67			

Tabela 4.16 – Tempo de ocupação da via para os ônibus na PN de Barra do Pirai com pavimento de borracha

Observação	Barra do Pirai - Borracha	
	t(s)	v(km/h)
1	7,00	5,14
2	3,56	10,11
3	5,97	6,03
4	4,15	8,67
5	4,40	8,18
6	4,94	7,29
7	6,80	5,29
8	6,02	5,98
9	7,12	5,06
10	4,70	7,66
11	5,38	6,69
12	5,06	7,11
13	4,22	8,53
14	3,89	9,25
15	4,15	8,67
16	4,56	7,89
17	3,78	9,52
18	3,87	9,30
19	5,55	6,49
20	4,30	8,37
Média	4,97	7,56
Mediana	4,63	7,78
Variância	1,23	2,38
Desvio Padrão	1,11	1,54
Máximo	7,12	10,11
Mínimo	3,56	5,06
Intervalo de Confiança	Nº de Observações	
95%	19	

b) Barra do Pirai com pavimento de concreto

A cidade de Barra do Pirai se desenvolveu ao redor da ferrovia, desta maneira, a cidade é segregada pela via férrea, justificando o grande número de PNs no município.

A segunda passagem em nível de Barra do Pirai a ser estudada, encontra-se na área central do município, entre as ruas Aurelino Garcia e Gabriel Vilela Sobrinho,

ao lado da estação rodoviária, no local da antiga estação ferroviária de Barra do Piraí, como pode ser observado na Figura 4.15 - Localização da PN Barra do Piraí.



Figura 4.15 - Localização da PN Barra do Piraí
Fonte: Google Earth (2013)

Como a travessia está localizada no centro da cidade recebe maior volume de veículos que a passagem em nível com pavimento de borracha. Entretanto, no cruzamento não há a transposição de ônibus. O transporte público utiliza uma ponte que está a poucos metros do local.

A Tabela 4.17 – Características da PN de Barra do Piraí exhibe as propriedades observadas no cruzamento rodoferroviário. Esta é a única travessia que apresenta mão única de direção. Todas as demais apresentam dois sentidos de direção.

Outra peculiaridade é o aparelho de mudança de via (AMV), localizado na interseção em nível, que pode apresentar maior desconforto aos usuários, devido ao número de trilhos a serem transpostos, e, conseqüentemente, maior tempo de permanência na via, além de exigir maior manutenção com o pavimento de concreto, o que não chega a ser um problema, pois, devido a proximidade com Centro de Controle auxiliar da MRS, há constante inspeção dos funcionários da empresa.

Tabela 4.17 – Características da PN de Barra do Pirai

PN 5 - Barra do Pirai	
Comprimento PN:	6,00 m
Largura PN:	12,36 m
Linhas férreas:	1
Tipo de proteção:	4
Fluxo rodoviário:	1 sentido
Faixas:	1 faixa por sentido
Pavimento	Concreto asfalto

A Figura 4.16 - Passagem em nível de Barra do Pirai corrobora com as descrições já realizadas desta travessia, dado que, as fotos exibem a passagem em nível, bem como o aparelho de mudança de via, exposto nas quatro imagens e o pavimento, que se apresenta em um bom estado de conversação.

Esta passagem em nível, assim como a outra que se localiza em Barra do Pirai com pavimento de borracha, também foi visitada em 03 de maio de 2013. As duas passagens distam aproximadamente 1,0km.

A Tabela 4.18 - Tempo de ocupação da via para carros de passeio em Barra do Pirai e a Tabela 4.19 – Tempo de ocupação da via para caminhões em Barra do Pirai apresentam as coletas realizadas em campo para os dois tipos de veículos. O número de coletas necessárias para validar a pesquisa, de acordo com as medidas de dispersão, intervalo de confiança de 95% e erro relativo de ± 5 , eram de 118 para automóveis e 38 para caminhões.

Como dito anteriormente, como a circulação de linhas com transporte coletivo não é permitida, nesta passagem em nível, não haverá a apresentação do quadro relativo as amostras de ônibus.



Figura 4.16 - Passagem em nível de Barra do Pirai

Tabela 4.18 - Tempo de ocupação da via para carros de passeio em Barra do Pirai

Observação	Barra do Pirai		Observação	Barra do Pirai	
	t(s)	v(km/h)		t(s)	v(km/h)
1	2,41	9,02	36	3,56	6,11
2	2,56	8,49	37	2,50	8,70
3	2,47	8,80	38	3,29	6,61
4	2,65	8,21	39	1,69	12,87
5	2,32	9,37	40	2,56	8,49
6	4,41	4,93	41	3,19	6,82
7	2,69	8,08	42	2,00	10,87
8	2,63	8,27	43	2,25	9,66
9	4,59	4,74	44	2,69	8,08
10	2,18	9,97	45	2,38	9,14
11	2,00	10,87	46	2,81	7,74
12	2,43	8,95	47	2,16	10,07
13	4,09	5,32	48	2,16	10,07
14	2,87	7,58	49	2,18	9,97
15	2,72	7,99	50	2,03	10,71
16	2,72	7,99	51	3,53	6,16
17	2,69	8,08	52	3,34	6,51
18	2,47	8,80	53	2,25	9,66
19	2,91	7,47	54	2,90	7,50
20	1,91	11,38	55	2,81	7,74
21	2,00	10,87	56	3,22	6,75
22	2,34	9,29	57	2,38	9,14
23	1,68	12,94	58	2,34	9,29
24	3,09	7,04	59	1,68	12,94
25	1,91	11,38	60	2,28	9,54
26	2,94	7,40	61	2,88	7,55
27	2,78	7,82	62	2,50	8,70
28	2,03	10,71	63	2,44	8,91
29	3,31	6,57	64	2,50	8,70
30	3,03	7,18	65	3,43	6,34
31	3,25	6,69	66	2,22	9,79
32	2,88	7,55	67	1,72	12,64
33	3,22	6,75	68	2,59	8,40
34	2,40	9,06	69	2,47	8,80
35	2,34	9,29	70	3,19	6,82

Continuação – Tabela 4.18- Tempo de ocupação da via para os carros de passeio em Barra do Pirai

Observação	Barra do Pirai		Observação	Barra do Pirai	
	t(s)	v(km/h)		t(s)	v(km/h)
71	2,21	9,84	106	3,31	6,57
72	7,47	2,91	107	2,50	8,70
73	3,59	6,06	108	2,12	10,26
74	4,79	4,54	109	2,13	10,21
75	3,31	6,57	110	2,97	7,32
76	3,15	6,90	111	3,25	6,69
77	3,22	6,75	112	2,12	10,26
78	2,69	8,08	113	2,06	10,56
79	3,41	6,38	114	2,97	7,32
80	2,65	8,21	115	2,63	8,27
81	4,53	4,80	116	3,37	6,45
82	2,66	8,17	117	2,66	8,17
83	2,66	8,17	118	2,22	9,79
84	2,25	9,66	119	2,10	10,35
85	2,65	8,21	120	1,97	11,04
86	2,44	8,91			
87	2,47	8,80			
88	2,62	8,30			
89	2,47	8,80			
90	3,12	6,97			
91	2,62	8,30			
92	2,66	8,17			
93	4,03	5,40			
94	2,88	7,55			
95	2,19	9,93			
96	2,07	10,50			
97	1,97	11,04			
98	2,72	7,99			
99	2,28	9,54			
100	3,00	7,25			
101	2,72	7,99			
102	2,38	9,14			
103	2,41	9,02			
104	3,75	5,80			
105	2,66	8,17			

Média	2,73	8,40
Mediana	2,63	8,27
Variância	0,56	3,27
Desvio Padrão	0,75	1,81
Máximo	7,47	12,94
Mínimo	1,68	2,91

Intervalo de Confiança	Nº de Observações
95%	118

Tabela 4.19 – Tempo de ocupação da via para caminhões em Barra do Pirai

Observação	Barra do Pirai		Observação	Barra do Pirai	
	t(s)	v(km/h)		t(s)	v(km/h)
1	3,48	6,25	36	3,86	5,63
2	3,21	6,77	37	4,21	5,16
3	3,74	5,81	38	3,96	5,49
4	4,80	4,53	39	3,63	5,99
5	2,89	7,52	40	3,95	5,50
6	3,10	7,01			
7	3,84	5,66			
8	2,54	8,56	Média	3,69	6,03
9	3,65	5,96	Mediana	3,64	5,97
10	3,40	6,40	Variância	0,33	0,84
11	4,16	5,23	Desvio Padrão	0,57	0,91
12	5,21	4,17	Máximo	5,21	8,56
13	4,82	4,51	Mínimo	2,54	4,17
14	4,01	5,42			
15	3,12	6,97			
16	3,29	6,61	Intervalo de Confiança	Nº de Observações	
17	3,15	6,90	95%	38	
18	3,74	5,81			
19	3,21	6,77			
20	4,10	5,30			
21	3,38	6,43			
22	4,13	5,26			
23	3,12	6,97			
24	3,25	6,69			
25	3,80	5,72			
26	4,68	4,65			
27	4,25	5,12			
28	3,15	6,90			
29	3,61	6,02			
30	4,12	5,28			
31	3,15	6,90			
32	3,45	6,30			
33	3,62	6,01			
34	3,01	7,22			
35	3,66	5,94			

4.3.5 Águas da Prata

Águas da Prata é um município localizado no interior de São Paulo, a 230 km da capital paulista.

A passagem em nível estudada encontra-se ao lado da antiga estação ferroviária, Irineu Trentin Júnior, em Águas da Prata, na rua Dr. Wolgran Junqueira Ferreira s/n, no centro da cidade. É passagem obrigatória para os motoristas que partem da cidade turística de Poço de Caldas com destino a São Paulo (Figura 4.17 - Localização da PN de Águas da Prata).



Figura 4.17 - Localização da PN de Águas da Prata
Fonte: Google Earth (2013)

Atualmente, esta via férrea é operada pela Ferrovia Centro-Atlântica, FCA, com trens exclusivamente de carga, após a extinção da linha de passageiros em 1976. Diariamente passam sobre a passagem em nível vagões carregados de minério de bauxita.

A Tabela 4.20 - Características físicas da PN de Águas da Prata apresenta as especificidades desta travessia.

Tabela 4.20 - Características físicas da PN de Águas da Prata

PN 6 - Águas da Prata	
Comprimento PN:	22,40 m
Largura PN:	11,70 m
Linhas férreas:	2
Tipo de proteção:	4
Fluxo rodoviário:	2 sentidos
Faixas:	1 faixa por sentido
Pavimento	Concreto asfalto

Este cruzamento rodoferroviário é o único nesta pesquisa que tem passagem em nível passiva, tipo 1b, apenas com sinalização de advertência (luz piscante), além da sinalização horizontal e vertical indicada pela ANBT.

Para os veículos rodoviários a passagem disponibiliza apenas uma faixa por sentido de direção, entretanto, devido a largura da via (20,80m), ela pode acomodar mais de um veículo por faixa, sem maiores preocupações.

A Figura 4.18 - Passagem em nível de Águas da Prata ilustra a travessia para os usuários que partem de Poços de Caldas sentido São Paulo, a vista lateral, o pavimento rodoviário da interseção em nível e a vista para quem chega à cidade.



Figura 4.18 - Passagem em nível de Águas da Prata

A pesquisa em campo foi realizada em 19 de abril de 2013, sexta-feira, com condições normais no tráfego regional. A coleta é apresentada na Tabela 4.21 - Tempo de ocupação da via para carros de passeio em Águas da Prata e Tabela 4.22 - Tempo de ocupação da via para caminhões em Águas da Prata e Tabela 4.23 - Tempo de ocupação da via para ônibus em Águas da Prata, como realizado nas outras pesquisas, o intervalo de confiança é o mesmo para todos os veículos rodoviários, 95%, e o erro relativo é de ± 5 para carros de passeio e caminhões, enquanto que para ônibus é ± 10 , devido ao seu reduzido número de amostras.

Tabela 4.21 - Tempo de ocupação da via para carros de passeio em Águas da Prata

Observação	Águas da Prata		Observação	Águas da Prata	
	t(s)	v(km/h)		t(s)	v(km/h)
1	4,32	8,33	36	4,32	8,33
2	3,56	10,11	37	3,16	11,39
3	4,86	7,41	38	4,21	8,55
4	4,67	7,71	39	2,34	15,38
5	3,59	10,03	40	4,68	7,69
6	2,68	13,43	41	4,21	8,55
7	3,52	10,23	42	2,38	15,13
8	4,56	7,89	43	3,47	10,37
9	4,65	7,74	44	3,83	9,40
10	3,62	9,94	45	3,18	11,32
11	3,98	9,05	46	4,63	7,78
12	3,16	11,39	47	3,52	10,23
13	2,29	15,72	48	3,41	10,56
14	2,54	14,17	49	3,86	9,33
15	4,02	8,96	50	3,12	11,54
16	3,25	11,08	51	4,39	8,20
17	4,50	8,00	52	3,54	10,17
18	3,12	11,54	53	3,67	9,81
19	2,60	13,85	54	5,08	7,09
20	2,37	15,19	55	2,63	13,69
21	2,34	15,38	56	4,19	8,59
22	4,54	7,93	57	2,36	15,25
23	3,94	9,14	58	4,12	8,74
24	4,12	8,74	59	3,56	10,11
25	2,23	16,14	60	3,15	11,43
26	2,05	17,56	61	3,68	9,78
27	3,15	11,43	62	2,24	16,07
28	4,23	8,51	63	3,10	11,61
29	4,48	8,04	64	2,64	13,64
30	5,08	7,09	65	4,58	7,86
31	2,28	15,79	66	2,41	14,94
32	3,27	11,01	67	2,10	17,14
33	4,59	7,84	68	4,88	7,38
34	4,67	7,71	69	2,79	12,90
35	2,19	16,44	70	5,12	7,03

Tabela 4.22 - Tempo de ocupação da via para caminhões em Águas da Prata

Observação	Águas da Prata		Observação	Águas da Prata	
	t(s)	v(km/h)		t(s)	v(km/h)
1	5,81	6,20	36	4,83	7,45
2	5,99	6,01	37	4,87	7,39
3	6,11	5,89	38	5,09	7,07
4	5,61	6,42	39	4,98	7,23
5	4,96	7,26	40	4,99	7,21
6	6,23	5,78			
7	4,89	7,36			
8	5,13	7,02			
9	4,53	7,95			
10	3,85	9,35			
11	6,83	5,27			
12	6,00	6,00			
13	4,38	8,22			
14	5,05	7,13			
15	5,03	7,16			
16	6,42	5,61			
17	5,07	7,10			
18	7,63	4,72			
19	4,97	7,24			
20	5,77	6,24			
21	4,79	7,52			
22	7,47	4,82			
23	4,88	7,38			
24	4,47	8,05			
25	5,73	6,28			
26	5,68	6,34			
27	6,33	5,69			
28	5,50	6,55			
29	4,79	7,52			
30	4,98	7,23			
31	4,67	7,71			
32	4,73	7,61			
33	5,70	6,32			
34	4,60	7,83			
35	5,64	6,38			

Média	5,37	6,84
Mediana	5,06	7,11
Variância	0,66	0,92
Desvio Padrão	0,81	0,96
Máximo	7,63	9,35
Mínimo	3,85	4,72

Intervalo de Confiança	Nº de Observações
95%	36

Tabela 4.23 - Tempo de ocupação da via para ônibus em Águas da Prata

Observação	Águas da Prata	
	t(s)	v(km/h)
1	4,31	8,35
2	5,77	6,24
3	4,74	7,59
4	4,56	7,89
5	4,72	7,63
6	4,22	8,53
7	4,79	7,52
8	3,54	10,17
9	3,54	10,17
10	6,76	5,33
11	3,61	9,97
12	5,66	6,36
13	3,71	9,70
14	4,23	8,51
15	5,59	6,44
16	5,25	6,86
17	5,71	6,30
18	3,88	9,28
19	3,70	9,73
20	6,78	5,31

Média	4,75	7,89
Mediana	4,64	7,76
Variância	1,05	2,56
Desvio Padrão	1,02	1,60
Máximo	6,78	10,17
Mínimo	3,54	5,31

Intervalo de Confiança	Nº de Observações
95%	18

4.3.6 Considerações finais do capítulo

Foram estudadas seis passagens em nível, três da CPTM, onde o tráfego ferroviário é predominantemente de passageiros, todas localizadas na grande São Paulo, as outras três PNs recebem, exclusivamente, trens de cargas, sendo duas na cidade de Barra do Piraí e uma em Águas da Prata.

Os cruzamentos rodoferroviários podem possuir aspectos em comum, como a proteção, localidade, finalidade, entre outros, contudo, as passagens são constituídas pela junção das características físicas e operacionais da ferrovia e da rodovia, tornando cada travessia única.

Após a pesquisa realizada em campo fica evidenciado que muitas passagens em nível descumprem algumas indicações da ABNT, tais como, travessias no mesmo nível mesmo quando o *headway* dos trens é inferior a trinta minutos, passagens que não respeitam o limite do alinhamento horizontal e vertical mínimos, com curvas próximas as interseções ou desnível entre os lados da travessia e quando o pavimento não se encontram em boas condições de uso.

Outro aspecto preocupante é com relação ao comportamento dos condutores, visto que alguns usuários tendem a acelerar seus veículos após o início do processo de fechamento da via, outros são mais imprudentes fazendo o movimento em “S” na pista, quando as cancelas já foram fechadas no sentido de direção do tráfego, percorrendo o trecho da travessia em nível na contramão, evitando aguardar a liberação da via.

Portanto, para a abertura de novas passagens em nível deve ser realizada uma criteriosa análise dos parâmetros geométricos e de trafegabilidade da via. Para as PNs existentes devem ser mantidas as condições exigidas para a abertura através da constante manutenção no sistema rodoviário e ferroviário.

Programas de educação no trânsito devem ser realizados para mostrar os perigos ao se negligenciar a importância de um cruzamento rodoferroviário.

5. MÉTODOS, ANÁLISES E RESULTADOS

5.1 Métodos

Ainda que haja um grande número de estudos sobre as características relacionadas à capacidade de escoamento em interseções rodoviárias descritas no item 3.1 desta dissertação, serão apresentados três métodos que abordam este assunto.

Os dois primeiros critérios abordados são Webster e HCM, estudos empíricos, amplamente conhecidos e discutidos por pesquisadores e profissionais que trabalham com Engenharia de Tráfego.

Assim, a passagem em nível será analisada como um semáforo, onde o tempo de disponibilidade da ferrovia será considerado como o “sinal vermelho” para o fluxo rodoviário, que deverá ceder o direito de passagem para a via férrea, como exige o CTB (Brasil, 2008), para não ocasionar conflitos nas interseções. Neste caso cada passagem do trem será analisada separadamente por cada evento.

A última metodologia baseada no artigo de Okitsu *et al* (2010) aborda o atraso total dos veículos rodoviários ao cruzar uma passagem em nível.

Okitsu *et al* (2010) foi inserido na dissertação por apresentar um estudo específico para passagens em nível, diferenciando das outras metodologias utilizadas em interseções rodoviárias.

5.1.1 Método Webster

O método de Webster foi desenvolvido na Inglaterra em 1958 e sua formulação matemática tem como princípio estimar o fluxo de saturação de uma via e o tempo médio de espera (ou atraso veicular) em semáforos isolados (com operação independente dos demais semáforos), considerando a largura da pista como fator predominante. Passados 56 anos da criação desta metodologia outros critérios foram desenvolvidos, entretanto, o procedimento de cálculo pode ser considerado simplista e preciso, por esta razão, órgãos brasileiros como o DENATRAN e a CET-SP o utilizam até hoje.

Desta maneira, o semáforo é um dispositivo de controle de tráfego, introduzido nos cruzamentos, capaz de transmitir aos motoristas e pedestres a indicação da autorização ou proibição de movimento nas interseções, através de seus três focos luminosos (verde, amarelo e vermelho) padronizados internacionalmente (DENATRAN, 1984).

O tempo do semáforo afeta o fluxo do tráfego nos cruzamentos, assim, quando o sinal vermelho for extenso, veículos podem se acumular na faixa de retenção, proporcionando longa fila na região, por outro lado, se o tempo do sinal verde for maior que o adequado, a via permanecerá ociosa por um longo período.

Segundo Webster (1964), seu método busca um modo para otimização do atendimento (fluxo) de entrada de uma interseção, através da temporização de semáforos isolados, baseado na estimativa de atraso, pois seria inviável a contagem direta dos elementos obtidos em campo. Deste modo, para a criação do algoritmo, realizado através da análise computacional, Webster incluiu variáveis da engenharia de tráfego, como o tempo de verde, tempo de ciclo, fluxo de tráfego, fluxo de saturação ou capacidade máxima da via, isto é, sua formulação abrangeu praticamente todas as situações possíveis para o tempo de espera dos veículos. Assim, a primeira resposta

para o desmanche de fila, a partir da abertura dos semáforos, é encontrada na Figura 5.1 - Método de Webster para cálculo do verde.

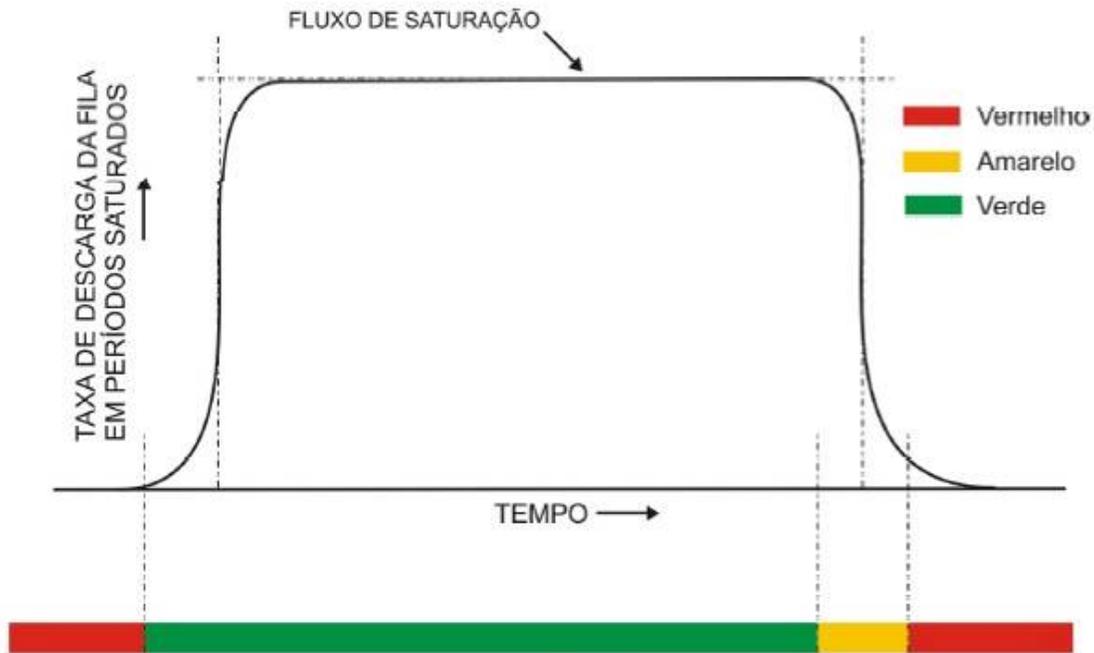


Figura 5.1 - Método de Webster para cálculo do verde

Fonte: Adaptado de Luna (2003)

Na Figura 5.1 - Método de Webster para cálculo do verde é apresentado o fluxo de saturação do sistema, após alguns instantes da abertura do semáforo, supõe-se que o patamar de saturação para a passagem dos veículos é constante, sendo assim um modelo simplificado que adota o mesmo headway para entrada dos veículos, após a retenção dos veículos no semáforo vermelho.

Webster (1964) afirma que, no momento em que o período de verde se inicia os primeiros veículos levam um determinado tempo para iniciar seu deslocamento, porém, este tempo é eliminado após o fluxo entrar em seu regime contínuo de escoamento.

Para este fato, o próprio autor propõe uma simplificação de seu diagrama. Assim, as discrepâncias entre o real e o modelo matemático são ajustadas pelo parâmetro tempo perdido, isto é, o modelo compensa a perda do período inicial, com

um avanço no período final de descarga da fila, como pode ser visto na Figura 5.2 - Método de Webster simplificado.

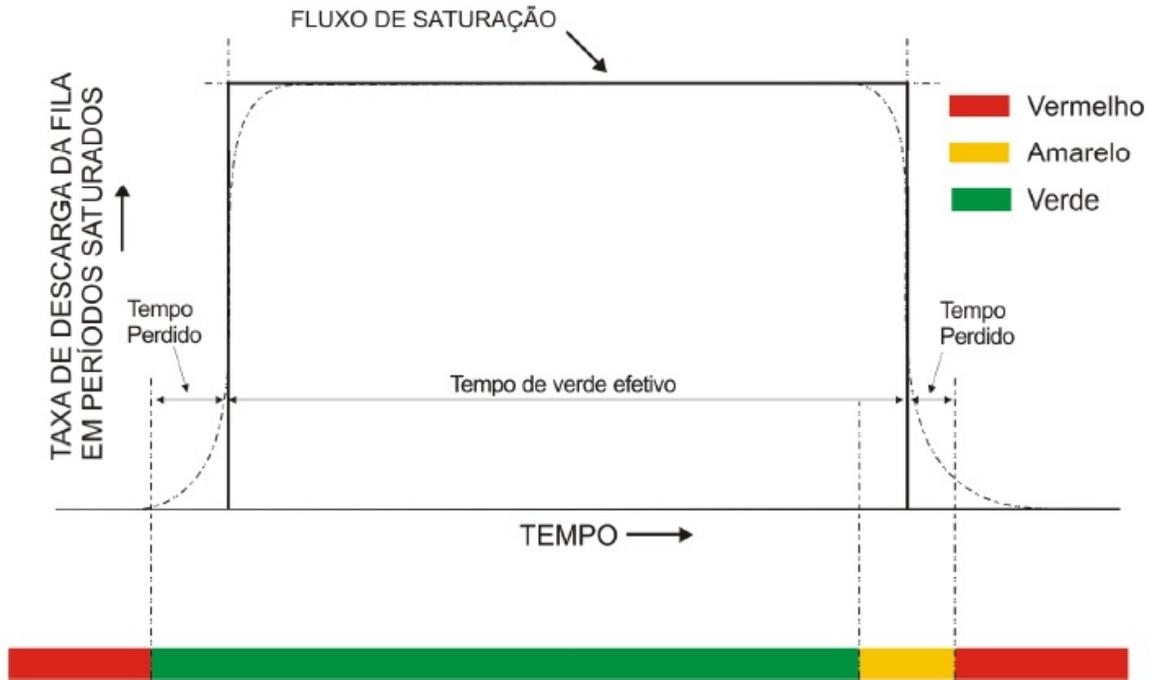


Figura 5.2 - Método de Webster simplificado

Fonte: Adaptado de Luna (2003)

O tempo de verde efetivo não é o mesmo tempo que o semáforo dispõe para a passagem dos automóveis. Entretanto, é possível perceber que o verde efetivo também se estende sobre o tempo amarelo do semáforo (LUNA, 2003).

Com base nas afirmações acima, Webster (1964) desenvolveu a equação 5.1, que fornece o tempo de atraso médio por veículo na aproximação.

$$d = \frac{c(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} - 0,65 \left(\frac{c}{q^2} \right)^{\frac{1}{3}} * x^{(2+5\lambda)} \quad \text{Equação 5.1}$$

Onde:

d = atraso médio por veículo na interseção (s);

c = tempo de ciclo do semáforo (s);

λ = relação entre o verde efetivo e tempo de ciclo do semáforo;

q = fluxo de tráfego (veículos/hora);

x = grau de saturação da via.

O primeiro termo da equação representa a taxa de uniformidade da via, isto é, o atraso que os veículos estão sujeitos chegando ao cruzamento com headway constante em fluxo contínuo. Enquanto o segundo termo é equivalente a chegada aleatória dos veículos, nele contém os possíveis atrasos que podem ocorrer quando o tempo de verde não for suficiente para o escoamento de todos os veículos, acumulando fila de um ciclo para outro. E o terceiro, e último termo é o resultado das simulações computacionais realizadas por Webster, podendo variar entre zero até o valor do segundo componente desta formulação (LUNA, 2003).

Webster (1964) avalia que seu método tem algumas limitações, tais como, na presença de faixa de estacionamento na via, em locais no qual as conversões à esquerda são permitidas ou se o fluxo de saturação não for constante, pois este critério irá superestimar ou subestimar o atraso veicular, comprometendo o cálculo da capacidade da via, assim outra análise formulação deverá ser empregada.

Entretanto Luna (2003) expõe que outros métodos não contribuíram substancialmente para o atraso veicular, assim, este método é ideal para o tratamento de interseções isoladas, aplicado quando o pelotão de veículos chegarem de maneira aleatória no cruzamento.

5.1.2 Método HCM

O HCM (TRB, 2000) define o atraso veicular como a principal ferramenta para mensurar o nível de serviço nas interseções. O conceito utilizado para o tempo de espera das vias com tráfego Interupto ou Ininterrupto é o mesmo, diferenciando-o somente com relação aos valores estipulados para cada faixa equivalente do NS.

Para a determinação do atraso é considerado o tempo de espera total dos veículos no período da análise, inclusive o último veículo que chegou ao sistema sem que o primeiro da fila tenha se deslocado.

Segundo o HCM (TRB, 2000) o atraso veicular inclui ainda, a redução de velocidade ou parada dos veículos na aproximação das interseções, sendo calculada pela seguinte equação:

$$d = d_1(PF) + d_2 + d_3 \quad \text{Equação 5.2}$$

onde:

d = atraso veicular por veículo (s/veic.);

d_1 = atraso uniforme assumindo chegadas constantes (s/veíc.);

PF = fator de ajuste da progressão do atraso uniforme;

d_2 = incremento do atraso para chegadas randômica, não uniformes (s/veic.);

d_3 = atraso inicial da fila, no qual conta com o atraso de todos os veículos no principio da análise do período estudado.

Para o cálculo do atraso uniforme assumindo chegadas constantes, d_1 , o próprio HCM (TRB, 2000) revela que esta equação baseia-se no primeiro termo do algoritmo de Webster, amplamente aceito para chegadas uniformes.

$$d_1 = \frac{0,5c\left(\frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X)\frac{g}{C}\right]} \quad \text{Equação 5.3}$$

onde:

C = tempo de ciclo da interseção (s);

g = tempo efetivo de verde por sentido na interseção (s);

X = relação entre o verde efetivo e tempo de ciclo do semáforo;

Cheng et al (2003) revela que, o atraso para as chegadas não uniformes, d_2 , apresenta diferenças com a metodologia proposta por Webster, pois, enquanto no HCM este termo se aproxima de 1,00, em Webster, o valor tende ao infinito.

$$d_2 = 900T \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{cT}} \right] \quad \text{Equação 5.4}$$

Onde:

T = duração do período de análise (h);

k = fator de incremento de análise ($k=0,5$);

l = fator de ajuste, incorporado para regular as medições feitas a montante das interseções, $l = 1$, para interseções isoladas;

c = capacidade da faixa (veic./h);

X = relação entre o verde efetivo e tempo de ciclo do semáforo.

O fator de ajuste de progressão é considerado $PF = 1$ para os casos de interseções isoladas. Neste estudo, o fator avalia o número de veículos que chegam ao sistema no período de verde, para uma boa regressão representa uma taxa elevada de automóveis na verde da interseção.

Por fim, o último termo do método apresentado pelo HCM (TRB, 2000), atraso inicial da fila, d_3 , analisa a hipótese da fila não ser extinta, formar um novo bloqueio na via, fazendo com que os veículos esperem mais de uma abertura para atravessar a interseção em nível. Quando este cenário não for evidenciado, o valor para $d_3 = 0$.

5.1.3 Método baseado no Atraso veicular nas PNs (Okitsu *et al*, 2010)

O artigo, “Simulation-free Railroad grade crossing delay calculations”, foi apresentado no Annual Meeting and Exhibit, para o Institute of Transportation Engineers (ITE), entre 27 a 30 de junho de 2010.

A pesquisa foi realizada em 33 passagens em nível, da cidade de Los Angeles, na região de San Gabriel Valley, na Alameda Corridor East Construction Authority, onde cada travessia teve seu fluxo rodoviário e ferroviário filmado ao longo de 24 horas. O resultado foi entregue às autoridades responsáveis pela circulação dos veículos rodoviário e ferroviário, de modo que seja possível utilizar esta análise para futuras projeções do tráfego no entorno destas PNs, fazendo com que os veículos permaneçam o menor tempo possível na fila gerada pelo bloqueio das vias

Segundo Okitsu et al (2010), o objetivo principal deste experimento é o cálculo do "tempo de bloqueio da via", que também pode ser chamado de atraso veicular, como mencionado anteriormente no item 3.1.9 desta dissertação.

Desta maneira, este artigo foi inserido na dissertação, por abordar, exclusivamente as passagens em nível e mensurar o tempo que os veículos ficam retidos quando as cancelas estão baixadas, esta metodologia contribuirá para esta pesquisa.

Para o desenvolvimento de uma nova metodologia, o experimento baseou-se no critério de atraso uniforme derivado da Teoria de Filas, no qual é estimado o tempo em que os usuários da rodovia ficam retidos no bloqueio e são impedidos de cruzá-la, causado pela passagem do trem. A metodologia considera os seguintes parâmetros:

a) Fechamento do portão ou cancela

As informações para composição deste subitem foram obtidas através das filmagens das PNs, assim, Okitsu et al (2010) revela que, após analisar as gravações pode-se atribuir comportamentos característicos para os condutores, tais como, atravessar a via durante o tempo de execução dos avisos sonoros e luminosos e não transpor a interseção em nível no momento em que o fechamento da via foi iniciado.

Outra observação importante para a composição deste critério é o comportamento dos motoristas perante uma passagem em nível, pois os usuários não esperam a abertura total das cancelas ou portões para iniciar seu deslocamento, movimentando seus veículos simultaneamente com a liberação da via.

Para o cálculo do atraso veicular o tempo do fechamento da via é considerado no instante em que as cancelas começam a ser fechadas. O fechamento da via é expresso em segundos.

b) Taxa de chegada veicular

A taxa de chegada veicular é representada pelo número de veículos que chegam à passagem em nível em um determinado período. No estudo de caso, o autor considerou a taxa de chegada por hora, dividindo os veículos de acordo com sua funcionalidade.

Para o cálculo do atraso é utilizado o momento em que os veículos chegam à rodovia e são impedidos de passar, devido ao fechamento do portão ou cancela, retirados da gravação.

c) Taxa do fluxo de saturação veicular

A taxa do fluxo de saturação veicular é o número máximo de veículos por faixa que atravessam a passagem em nível imediatamente após a liberação da via. Nesta taxa é excluída a perda de tempo para deslocamento e a dissipação dos veículos após a abertura das cancelas ou portões.

Okitsu et al (2010) ressalta que caminhões e os demais veículos de grande porte influenciam no fluxo de saturação do sistema viário, pois têm capacidade de locomoção limitada em comparação com os automóveis, por este motivo foi utilizado o fator de equivalência de 2,0 para caminhões e ônibus, para compensar esta deficiência dos veículos pesados.

d) Tempo perdido

O tempo perdido é definido como a perda inicial da fase verde e final da amarela para semáforos, Okitsu et al (2010), adaptou este conceito para as passagens em nível.

Pode-se dizer que, após a abertura das cancelas os automóveis e os condutores levam tempos distintos para que efetuem seu deslocamento, este fenômeno, é o tempo perdido para as passagens em nível.

Baseado nas horas das filmagens foi considerado 2 segundos como tempo perdido.

e) Fila máxima total

A fila máxima é considerada na eminência da passagem do primeiro veículo após a abertura da cancela, pois a partir deste instante a via começa a se dissipar, até entrar em fluxo constante de escoamento.

f) Tempo de fila

O tempo de fila máxima é estimado após a abertura do bloqueio, até a dissipação deste pelotão que foi impedido de atravessar a rodovia devido a utilização da ferrovia, isto é, é o tempo para acabar com a fila máxima, Okitsu et al (2010), define a duração de fila através da equação 5.5:

$$t_f = \frac{(t_b + t_p)}{\left[1 - \frac{T_{cv}}{T_{fs}}\right]}$$

Equação 5.5

Onde:

t_f = Tempo de fila (s);

t_b = Tempo de fechamento do bloqueio da via (s);

t_p = Tempo perdido (s);

T_{cv} = Taxa de chegada veicular (veículo/hora);

T_{fs} = Taxa do fluxo de saturação (veículo/hora);

g) Atraso veicular

O atraso veicular é dado pela junção dos itens expostos anteriormente e pode ser calculado através da equação 5.6.

É importante ressaltar que, o autor utilizou esta equação para as passagens em nível isoladas, fundamentado no método de Teoria de Filas.

$$Atraso = \frac{[T_{cv} \times t_f \times (t_b + t_p)]}{2} \quad \text{Equação 5.6}$$

Após esse estudo, o autor afirma que as interseções adjacentes a passagem em nível atrapalham o estudo do tráfego, apresentando um verdadeiro desafio para os modelos matemáticos, sendo este método não considera essas perdas de tempo.

Por fim, o Okitsu et al (2010) conclui que esta metodologia é consistente com os resultados encontrados nas pesquisas de campo efetuadas em Los Angeles.

5.2 Premissas da análise

5.2.1 Fator de Equivalência

O fator de equivalência, conforme descrito no item 3.1.10 desta dissertação, converte os veículos que possuem diferentes características físicas em um equivalente veicular, denominado de unidade de carro de passeio (ucp).

Segundo, o HCM (TRB, 2000), os veículos pesados influenciam na capacidade da via. Entretanto, ainda não existe um consenso entre os pesquisadores para a conversão de veículos de grande porte, ônibus, motocicletas e bicicletas para a unidade de carro de passeio.

Luna (2003) informa que, para o cálculo do fluxo de saturação é utilizado a unidade de carro de passeio, ou seja, se o tráfego observado possuir muitos veículos com desempenho inferior a unidade de carro de passeio, o fluxo observado é abaixo do teórico ideal, devendo ser utilizado um fator de redução na equivalente veicular. A mesma correção deverá ser realizada se houver veículos acima do equivalente veicular.

Desta maneira, o equivalente veículo sofre alteração de acordo com o sistema viário analisado, assim, a Tabela 5.1 - Equivalente veicular das PNs estudadas, exibe o resultado das medições obtidas em campo, referente às pesquisas realizadas, no qual foi utilizado o tempo de ocupação dos veículos sobre o cruzamento rododiferroviário para a comparação do fator de equivalência veicular para cada tipo de veículo. A base para relacionar os diferentes tipos de veículo é o carro de passeio.

Tabela 5.1 - Equivalente veicular das PNs estudadas

Veículo	Mogi das Cruzes	Caieras	Capuava	Barra do Pirai	Barra do Pirai Borracha	Águas da Prata	Fator de Equivalência médio
Carro de Passeio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Caminhão	1,53	1,82	1,57	1,35	1,20	1,58	1,51
Ônibus	1,72	1,71	1,27	-	1,15	1,40	1,45

Com base no resultado obtido para cada passagem em nível observada, pode ser calculado o fator de equivalência médio entre eles, exposto na última coluna da Tabela 5.1.

Deste modo, a Tabela 5.2 – Comparação entre os fatores de equivalência expõe a equivalência média encontrada entre as PNs e os valores apresentados na bibliografia estudada.

Tabela 5.2 – Comparação entre os fatores de equivalência

Veículo	Fator de Equivalência médio	Denatran ⁽¹⁾	CET ⁽²⁾	HCM ⁽³⁾	Webster ⁽⁴⁾
Carro de Passeio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Caminhão	1,51	1,75	2,00	1,50	1,75
Ônibus	1,45	2,25	2,00	2,00	2,25

Fonte: ⁽¹⁾ DENATRAN(1984); ⁽²⁾ CET(2012); ⁽³⁾ TRB(2000); ⁽⁴⁾ DENATRAN(1984)

Para caminhões o valor encontrado situa-se no limite inferior entre as bibliografias, próximo a medida apresentada pelo HCM (TRB, 2000). Enquanto que para os ônibus, a média encontra-se abaixo de todos os valores das referências bibliográficas. O que é justificado pela diferente gama de veículos observados, tais como, micro-ônibus e ônibus rodoviários, além da tendência dos condutores permanecerem o menor tempo possível sobre a passagem em nível.

Entretanto para validar as pesquisas desenvolvidas nas passagens em nível faz-se necessário que novas coletas sejam realizadas para verificar os fatores de equivalência resultantes e confrontá-los com as referências bibliográficas utilizadas. Assim, as novas medições foram realizadas na Avenida dos Bandeirantes, na cidade de São Paulo. Via com relevante fluxo rodoviário, onde trafegam todos os tipos de veículos peculiares a classe rodoviária.

As amostras foram coletadas em um sábado para que o fluxo estivesse desobstruído (sem congestionamento), permitindo mensurar o tempo de ocupação da via sem interrupções causadas pelo elevado volume do tráfego. Foram coletadas também amostras dos veículos no instante em que a interseção semaforizada é aberta (sinal verde), pois os primeiros veículos destes pelotões apresentam velocidade reduzida e maior tempo de ocupação da via devido a interrupção do fluxo da via causado pelo semáforo.

Os resultados obtidos no estudo realizado na Avenida dos Bandeirantes encontram-se na Tabela 5.3.

Com a síntese destes valores é possível concluir que para as duas situações os números apresentados também estão abaixo das referências estudadas (expostas na Tabela 5.2), validando os fatores de equivalência das passagens em nível pesquisadas e reforçando o conceito que o fator de equivalência pode ser alterado de acordo com as características geométricas e operacionais da via.

Tabela 5.3 - Fator de Equivalência coletados na Avenida dos Bandeirantes

Veículo	Av. dos Bandeirantes (fluxo livre)	Av. dos Bandeirantes (após a interseção em nível)
Carro de Passeio	1,00	1,00
Caminhão	1,23	1,31
Ônibus	1,22	1,28

O Anexo II apresenta as pesquisas realizadas na Avenida Bandeirantes, bem como o número de amostras solicitadas para o nível de confiança de 95% e um erro relativo de $\pm 5\%$ para carros de passeio e caminhões e o nível de confiança de 95% e um erro relativo de $\pm 10\%$ para ônibus, seguindo os mesmos critérios estabelecidos para as amostras das quatro passagens em nível que ajudaram a compor o fator de equivalência para a passagem em nível.

5.2.2 Pavimento

Sabe-se que a superfície do pavimento influencia diretamente na qualidade de rolamento fornecida ao usuário, bem como, na capacidade de escoamento da via, AASSHTO (1994)

Também é conhecido que quanto maior o valor de serventia atual, maior será a velocidade exercida pelo condutor, e para valores do VSA abaixo de 2,5, a superfície do pavimento necessita de intervenção para reparo, proporcionando perda de velocidade para o motorista.

Com base nestas afirmações, o DENATRAN (1984) utiliza um coeficiente para o estado de conservação do pavimento, isto é, para boas condições da superfície de rolamento, o fluxo de saturação é majorado em 20%, enquanto que, a camada superficial em condição de degradação sofre redução de 15%, conforme foi elucidado na Tabela 3.6 – Características da via de acordo com o uso do solo, capítulo 3.1.12, desta dissertação.

Desta forma, foi levantada as velocidades médias de cada PN e comparado com a Tabela 3.6 – Características da via de acordo com o uso do solo, onde os valores variam de 85% a 120%, respectivamente, para superfície boa e ruim, assim, é atribuído os mesmos coeficientes para os pavimentos com melhor e pior velocidade média, para o cálculo dos valores intermediários foi realizado a interpolação.

Os resultados são apresentados na Tabela 5.4 - Comparação entre tipos de pavimento.

Tabela 5.4 - Comparação entre tipos de pavimento

Descrição		Mogi das Cruzes	Caieiras
Imagem			
Velocidade (km/h)	Carro de Passeio	8,20	4,55
	Caminhão	5,36	2,50
	Ônibus	4,75	2,65
Correlação DENATRAN (1984)	Carro de Passeio	98,9%	85,0%
	Caminhão	106,6%	85,0%
	Ônibus	98,6%	85,0%

Continuação - Tabela 5.4 - Comparação entre tipos de pavimento

Descrição		Capuava	Barra do Pirai
Imagem			
Velocidade (km/h)	Carro de Passeio	10,36	8,34
	Caminhão	6,41	6,03
	Ônibus	8,06	-
Correlação DENATRAM (1984)	Carro de Passeio	107,2%	99,4%
	Caminhão	114,5%	111,6%
	Ônibus	120,0%	
Descrição		Barra do Pirai - Borracha	Águas da Prata
Imagem			
Velocidade (km/h)	Carro de Passeio	8,94	13,73
	Caminhão	7,14	6,84
	Ônibus	7,56	7,89
Correlação DENATRAM (1984)	Carro de Passeio	101,7%	120,0%
	Caminhão	120,0%	117,7%
	Ônibus	116,8%	118,9%

Com base nos resultados obtidos, pode-se concluir que a condição da superfície não implica diretamente na velocidade dos veículos, dado que o pavimento de Águas da Prata classificado como a melhor superfície de rolamento conforme a correlação do DENATRAM (1984), visualmente não apresenta boas condições em relação aos outros.

Enquanto o pavimento de borracha, que oferece melhores condições para o usuário através de um rolamento mais suave não apresentou o melhor resultado.

Desta maneira, pode ser concluído que outros fatores influenciam no pavimento, tais como, os fatores já elucidados ao longo desta dissertação.

5.3 Aplicação dos métodos

Neste subitem, os critérios para cálculo do atraso veicular, indicados na seção 5.1 – Métodos, foram aplicados para analisar os resultados obtidos em campo para o estudo de viabilidade das passagens em nível, comparando os critérios já indicados para conhecer a aderência entre os métodos nos sistemas pesquisados (Mogi das Cruzes e Caieiras).

Serão, ainda, consolidados os conceitos apresentados ao longo do capítulo 3 através da aplicação das formulações matemáticas para composição da Tabela 5.5, conforme descrição a seguir:

- Coluna 1: registra-se o número de todos os eventos ao longo das 15 horas de filmagens para a passagem em nível de Mogi das Cruzes.

Entende-se por evento um ciclo completo, que compreende o início do fechamento da cancela, o tempo de ferrovia, abertura da via, passagem dos veículos rodoviários até a iminência do próximo fechamento.

- Coluna 2: exibe o momento em que a via começa a ser bloqueada através do fechamento dos portões;
- Coluna 3: a duração do evento é o tempo, expresso em segundos de todo o ciclo;
- Coluna 4: o tempo disponível para a ferrovia é dado no instante em que os portões iniciam seu fechamento até sua abertura.

- Coluna 5: o tempo de rodovia é o tempo em que os automóveis podem utilizar a travessia;
- Coluna 6 a 10: corresponde aos elementos da “taxa de chegada de veículos por hora”, contabilizando o número de veículos que chegam ao evento por ciclo, assim, a coluna 6, 7, 8, 9 e 10, correspondem, respectivamente, a chegada dos carros, caminhões, ônibus, o total (somatório dos veículos) e a somatória dos veículos utilizando o fator de equivalência veicular.

Este fator de equivalência veicular foi utilizado conforme descrição no item 5.2.1, isto é, para cada carro de passeio o valor correspondente em caminhões e ônibus é de, respectivamente, 1,51 e 1,45. Os coeficientes foram obtidos na pesquisa realizada em campo.

As colunas 11 a 15 foram elaboradas com base no artigo “atraso veicular nas passagens em nível”. Critério novo e específico para PNs, no qual Okitsu *et al* (2010) utilizaram os dados que o autor obteve em campo durante suas pesquisas. Com isto, este método será confrontado com as referências bibliográficas já conhecidas, conforme explicado anteriormente.

- Coluna 11: obtida através dos dados retirados da pesquisa em campo, desta forma, o tempo perdido é compreendido a partir da abertura das cancelas até a passagem do primeiro veículo, que por sua vez, aguardava a liberação da via para entrar no cruzamento rodoferroviário que estava bloqueado em função da passagem dos trens.

Para esta definição foi feita uma analogia com a metodologia de Webster (1964), assim, o instante em que as cancelas começam a ser abertas, é considerado como “verde efetivo”. Em Okitsu *et al* (2010), a mesma analogia foi realizada,

entretanto, o autor optou pelo tempo perdido “lost time” médio de 2 segundos para todos os eventos.

Para esta dissertação foi calculado separadamente por cada evento, com os valores retirados da base de dados.

- Coluna 12: é composta pelo número de veículos que estão na fila para entrar no cruzamento rodoferroviário no instante em que a dianteira do primeiro veículo está na eminência de ingressar no sistema, nesta situação também são contabilizados os veículos que chegarão durante o tempo perdido.

A fila máxima é obtida através de uma proporção simples entre a taxa de chegada veicular por hora multiplicada pelo tempo em que a via permaneceu bloqueada para os veículos rodoviários (tempo de ferroviária), assim, o primeiro evento é exemplificado abaixo.

$$Fila_{máxima} = \frac{100 \text{veiculos / hora}}{3600 \text{hora}} \times 69 = 1,91 \cong 2$$

O valor para os veículos sempre é um número inteiro.

- Coluna 13: o tempo de fila representa o tempo total para dissipar a fila formada pela utilização do modal ferroviário sobre a passagem em nível, para o cálculo foi utilizada a equação matemática apresentada no artigo, no qual está exemplificada com os valores encontrados no primeiro evento.

$$t_f = \frac{(t_b + t_p)}{\left[1 - \frac{T_{cv}}{T_{fs}}\right]} = \frac{(69 + 13)}{\left[1 - \frac{100}{1617}\right]} = 87s$$

Onde:

t_f = Tempo de fila (s);

t_b = Tempo de bloqueio da via (s), também denominado por tempo da ferrovia, pois, é o tempo em que a via férrea tem total prioridade sobre a rodovia;

t_p = Tempo perdido, diferença entre a disponibilidade para a rodovia e a sua utilização efetiva;

T_{cv} = Taxa de chegada veicular (veículo/hora);

T_{fs} = Taxa do fluxo de saturação (veículo/hora);

- Coluna 14: o fluxo de saturação, assim como Okitsu *et al* (2010) baseou-se nas medições realizadas em campo, para esta dissertação não será diferente, desta maneira, foi empregada uma fórmula expedita do capítulo 7 do HCM (TRB, 2000), descrita a abaixo:

$$S = 3600 \times \frac{n - 4}{\sum_{i=1}^n h_i - \sum_{i=1}^4 h_i} \text{ (veículos / hora)}$$

Onde:

S = fluxo de saturação, em veículos por hora de tempo verde;

n = número de ordem do último veículo da fila ao iniciar o tempo de verde;

h_i = *headway* do veículo de ordem i , em segundos.

Esta expressão matemática é utilizada sempre que for possível obter os dados reais de campo, desprezando os quatro primeiros veículos que cruzam a interseção em nível após a abertura das cancelas. Deve ser excluído também as eventuais contagens nas quais apresentam um grande intervalo sem a aproximação de veículos na travessia, pois, o fluxo de saturação, conforme discutido anteriormente, é por definição a descarga máxima de veículos considerando que não possua nenhum bloqueio que impeça o cruzamento dos automóveis durante o período desejado.

- Coluna 15: Para o atraso veicular é empregado o algoritmo criado por Okitsu *et al* (2010), na seção 5.1.3 desta dissertação.

$$Atraso = \frac{[T_{cv} \times t_f \times (t_b + t_p)]}{2}$$

As colunas 16 e 17 são calculadas através da metodologia criada por Webster (1964).

- Coluna 16: para o fluxo de saturação desenvolvido por Webster, a principal relação variável estudada é a largura da via. Atualmente esta fórmula é utilizada pelo Denatran e pela CET-SP.

$$S = 525L = 525 \times 3,6 = 1890 \text{ veículos/hora}$$

Onde:

S = Fluxo de saturação (veículos por hora);

L = Largura da via, em metros, na qual se deseja obter o fluxo de saturação.

- Coluna 17: apresenta o atraso veicular, calculado para cada evento através da seguinte expressão:

$$d = \frac{c(1-\lambda)^2}{2(1-\lambda x)} + \frac{x^2}{2q(1-x)} - 0,65 \left(\frac{c}{q^2} \right)^{\frac{1}{3}} * x^{(2+5\lambda)}$$

Onde:

d = atraso médio por veículo na interseção (s);

c = tempo de ciclo do semáforo ou duração total do evento, como descrito no quadro resumo (s);

λ = relação entre o verde efetivo e tempo de ciclo do semáforo, para as passagens em nível foi utilizado a relação entre o tempo de rodovia e o tempo total do evento;

q = fluxo de tráfego (veículos/hora) é razão entre a taxa de chegada veicular pela duração do evento;

x = grau de saturação da via, é obtido através da seguinte expressão:

x = tempo de verde efetivo / (proporção de verde efetivo*fluxo de saturação), sendo que o tempo de verde efetivo é o resultado da subtração entre o verde total e o tempo perdido.

As colunas 18 e 19 apresentam como referência bibliográfica o HCM (TRB, 2000).

- Coluna 18: para o fluxo de saturação para tráfego com vias interruptas é utilizada a seguinte equação:

$$s = s_o N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{Lpb} f_{Rpb}$$

s = fluxo de saturação (veículos/hora);

s_o = base para a taxa do fluxo de saturação por faixa;

N = número de faixas por grupo de faixas;

f_w = fator de ajuste para a largura da faixa, como esta referência bibliográfica considera a pista ideal com largura equivalente a 3,6m, este fator é utilizado para corrigir o comprimento das pistas que não possuam esta dimensão, deste modo, o f_w , pode variar entre 2,4 a 4,8m, se a faixa possuir o comprimento superior a 4,8m, deve ser considerado duas faixas.

Assim temos $f_w = 1 + \frac{(W - 3,6)}{9}$ em metros, onde W é a largura da via.

f_{HV} = fator de ajuste para veículos pesados em movimento no tráfego, é utilizado a seguinte expressão: $f_{HV} = 100 / [100 + \%HV(E_T - 1)]$, no qual $\%HV$ refere-se a porcentagem de veículos pesados por faixa, a medida que o E_T , é o fator de equivalência igual a 2,0, já discutido nas seções anteriores.

f_g = fator de ajuste para a declividade na travessia; onde $f_g = 1 - \frac{\%G}{200}$, sendo o $\%G$ a inclinação do viário no qual varia de $-6 \leq \%G \leq +10$. O sinal negativo é utilizado para descidas e o positivo para subidas.

f_p = fator de ajuste para faixas de estacionamento, $f_p = 1$ para as passagens em nível, dado que não é permitido que tenha estacionamento próximo aos cruzamentos rodoferroviários;

f_{bb} = fator de ajuste para ônibus que bloqueiam as interseções, este fator é utilizado para as interseções em nível que possuem paradas de ônibus próximas, contudo, mesmo nas PNs próxima a estações ferroviárias, não são locados pontos para os veículos coletivos nestes locais, devido ao grande risco de colisões;

f_a = fator de ajuste para o tipo de área. Para distritos comerciais, no qual possui muitos táxis, estacionamentos, veículos manobrando e corredores de ônibus, o fator deve ser ajusto para 0,9, para as demais áreas o valor considerado é 1,0.

f_{LU} = fator de ajuste por utilização da faixa, utilizado quando há faixas que recebem maior densidade de veículos que outras, quando isto não acontecer deve ser utilizado $f_{LU} = 1$;

f_{LT} = fator de ajuste para conversão a esquerda ;

f_{RT} = fator de ajuste para conversão a direita;

f_{Lpb} = fator de ajuste pra conversões à esquerda de pedestres;

f_{Rpb} = fator de ajuste para conversões à direita de pedestres e bicicletas.

Os demais fatores f_{LT} , f_{RT} , f_{Lpb} e f_{Rpb} não se aplicam para as passagens em nível, são utilizadas para as vias interruptas em áreas urbanas, com conversões à direita, à esquerda e nas situações em que pedestres e ciclistas fazem parte do estudo.

Nos cruzamentos rodoferroviários serão considerados apenas o fluxo de carros, caminhões e ônibus, as motocicletas também não se enquadram no escopo deste trabalho.

- Coluna 19: apresenta o atraso veicular explanado no item 5.1.2 desta dissertação.

$$d = d_1(PF) + d_2 + d_3$$

onde:

d = atraso veicular por veículo (s/veic.);

d_1 = atraso uniforme assumindo chegadas constantes (s/veíc.);

PF = fator de ajuste da progressão do atraso uniforme;

d_2 = incremento do atraso para chegadas randômica, não uniformes (s/veic.);

d_3 = atraso inicial da fila, no qual conta com o atraso de todos os veículos no principio da análise do período estudado.

Após a elaboração da Tabela 5.5, no qual apresenta as características da PN de Mogi das Cruzes, os mesmo critérios e formulações foram aplicadas para a PN de Caieiras, como pode ser observado na Tabela 5.6, apresentada na sequência dos resultados de Mogi das Cruzes.

Tabela 5.5 - Aplicação das metodologias para a PN de Mogi das Cruzes

Evento (1)	Início (2)	Duração do Evento (s) (3)	Tempo de Ferrovia (s) (4)	Tempo de Rodovia (s) (5)	Taxa de Chegada de Veículos por Hora				
					Carro (6)	Caminhão (7)	Ônibus (8)	Total (9)	Eq. Veículo (10)
1	05:00:11	212	69	143	51	0	34	85	100
2	05:03:43	126	98	28	86	0	0	86	86
3	05:05:49	375	97	278	48	0	29	77	90
4	05:12:04	295	218	77	73	0	0	73	73
5	05:16:59	199	83	116	54	0	0	54	54
6	05:20:18	345	91	254	21	0	21	42	51
7	05:26:03	528	209	319	89	0	34	123	138
8	05:34:51	511	128	383	85	0	21	106	115
9	05:43:22	469	148	321	100	0	8	107	111
10	05:51:11	427	134	293	118	0	8	126	130
11	05:58:18	312	85	227	81	23	23	127	149
12	06:03:30	391	100	291	83	9	18	110	123
13	06:10:01	130	106	24	55	0	0	55	55
14	06:12:11	571	68	503	208	13	19	240	255
15	06:21:42	227	96	131	143	16	0	159	167
16	06:25:29	389	123	266	176	0	56	231	256
17	06:31:58	388	105	283	306	19	0	325	334
18	06:38:26	535	161	374	397	13	13	424	437
19	06:47:21	420	134	286	334	9	26	369	385
20	06:54:21	287	123	164	426	13	13	452	464
21	06:59:08	308	99	209	397	0	47	444	465
22	07:04:16	183	111	72	413	0	20	433	442
23	07:07:19	346	121	225	603	10	21	635	649
24	07:13:05	148	108	40	195	0	0	195	195
25	07:15:33	409	80	329	414	9	18	440	453
26	07:22:22	522	204	318	448	21	14	483	500
27	07:31:04	693	185	508	416	16	26	457	477
28	07:42:37	518	144	374	535	14	14	563	576
29	07:51:15	475	190	285	447	15	15	477	492
30	07:59:10	213	104	109	406	17	17	439	456
31	08:02:43	169	87	82	511	21	0	533	543
32	08:05:32	280	131	149	476	13	13	501	514
33	08:10:12	280	200	80	283	0	26	309	320
34	08:14:52	292	100	192	703	0	12	715	721
35	08:19:44	376	102	274	517	10	38	565	587
36	08:26:00	180	87	93	400	0	0	400	400
37	08:29:00	380	110	270	540	19	28	587	610
38	08:35:20	160	98	62	495	23	0	518	529
39	08:38:00	336	98	238	504	0	11	514	519
40	08:43:36	407	109	298	495	9	9	513	522
41	08:50:23	222	31	191	730	16	0	746	754
42	08:54:05	235	115	120	506	0	31	536	550
43	08:58:00	435	73	362	745	41	25	811	843
44	09:05:15	304	134	170	474	0	0	474	474
45	09:10:19	151	98	53	358	0	0	358	358
46	09:12:50	160	106	54	315	0	23	338	348
47	09:15:30	658	97	561	646	0	27	673	685
48	09:26:28	272	98	174	701	0	13	715	721
49	09:31:00	504	235	269	364	0	21	386	395
50	09:39:24	286	84	202	390	0	0	390	390
51	09:44:10	188	105	83	249	0	19	268	277
52	09:47:18	395	95	300	538	0	0	538	538
53	09:53:53	463	256	207	303	23	8	334	350
54	10:01:36	564	220	344	555	38	26	619	650
55	10:11:00	361	136	225	479	0	20	499	508

Continuação - Tabela 5.5 - Aplicação das metodologias para a PN de Mogi das Cruzes

Evento (1)	Okitsu <i>et al</i> (2010)			Okitsu <i>et al</i> (2010)		Webster (1964)		HCM (TRB, 2000)	
	Tempo Perdido (s) (11)	Fila Máxima (12)	Duração da Fila (s) (13)	Fluxo de Saturação (14)	Atraso por Veículo (s) (15)	Fluxo de Saturação (16)	Atraso por Veículo (s) (17)	Fluxo de Saturação (18)	Atraso por Veículo (s) (19)
1	13	2	87	1.617	0,89	1.890	1,02	1.819	1,01
2	12	3	116	1.617	1,36	1.890	1,70	1.819	1,70
3	12	3	115	1.617	1,41	1.890	2,02	1.819	1,96
4	17	5	246	1.617	5,27	1.890	7,96	1.819	7,95
5	13	1	99	1.617	0,64	1.890	1,38	1.819	1,36
6	11	1	105	1.617	0,68	1.890	1,80	1.819	1,69
7	11	8	241	1.617	9,10	1.890	8,23	1.819	8,15
8	13	5	152	1.617	3,07	1.890	3,65	1.819	3,52
9	11	5	171	1.617	3,75	1.890	4,37	1.819	4,28
10	11	5	158	1.617	3,71	1.890	3,54	1.819	3,49
11	12	4	107	1.617	1,92	1.890	1,51	1.819	1,50
12	11	4	120	1.617	0,72	1.890	2,09	1.819	2,05
13	18	2	128	1.617	0,39	1.890	2,14	1.819	2,15
14	09	5	91	1.617	0,79	1.890	1,26	1.819	1,20
15	09	5	117	1.617	0,90	1.890	1,65	1.819	1,65
16	12	10	160	1.617	2,44	1.890	2,96	1.819	2,97
17	13	11	149	1.617	2,57	1.890	2,29	1.819	2,30
18	16	21	243	1.617	8,23	1.890	5,43	1.819	5,48
19	12	16	192	1.617	4,72	1.890	3,50	1.819	3,52
20	15	18	193	1.617	5,43	1.890	2,88	1.819	2,90
21	14	15	159	1.617	3,66	1.890	1,99	1.819	2,00
22	11	15	168	1.617	2,60	1.890	2,14	1.819	2,14
23	13	24	224	1.617	5,60	1.890	2,82	1.819	2,85
24	15	7	140	1.617	0,96	1.890	2,13	1.819	2,13
25	12	12	128	1.617	1,53	1.890	1,44	1.819	1,46
26	13	30	314	1.617	9,78	1.890	7,85	1.819	7,91
27	13	26	281	1.617	7,62	1.890	7,52	1.819	7,60
28	14	25	245	1.617	6,42	1.890	4,33	1.819	4,38
29	13	28	292	1.617	8,38	1.890	6,72	1.819	6,78
30	09	14	157	1.617	2,33	1.890	1,88	1.819	1,88
31	07	14	142	1.617	1,65	1.890	1,28	1.819	1,28
32	08	20	204	1.617	3,31	1.890	2,91	1.819	2,92
33	11	19	263	1.617	4,05	1.890	6,43	1.819	6,44
34	09	22	197	1.617	3,52	1.890	1,83	1.819	1,85
35	07	18	171	1.617	2,49	1.890	1,94	1.819	1,96
36	12	11	132	1.617	1,19	1.890	1,42	1.819	1,43
37	03	19	181	1.617	2,85	1.890	2,08	1.819	2,11
38	07	15	156	1.617	1,97	1.890	1,58	1.819	1,58
39	08	15	156	1.617	1,96	1.890	1,79	1.819	1,81
40	05	17	168	1.617	2,28	1.890	2,16	1.819	2,18
41	04	7	66	1.617	0,39	1.890	0,19	1.819	0,20
42	08	19	186	1.617	2,87	1.890	2,24	1.819	2,25
43	09	19	171	1.617	2,70	1.890	1,17	1.819	1,20
44	09	19	202	1.617	4,18	1.890	3,11	1.819	3,13
45	06	10	134	1.617	1,52	1.890	1,54	1.819	1,55
46	07	11	144	1.617	1,73	1.890	1,82	1.819	1,82
47	08	20	182	1.617	4,00	1.890	2,25	1.819	2,30
48	06	21	188	1.617	4,29	1.890	1,65	1.819	1,67
49	10	27	324	1.617	9,59	1.890	9,71	1.819	9,77
50	04	10	116	1.617	1,22	1.890	1,21	1.819	1,22
51	08	9	136	1.617	1,30	1.890	1,85	1.819	1,86
52	07	15	153	1.617	2,56	1.890	1,73	1.819	1,75
53	03	25	330	1.617	9,14	1.890	10,49	1.819	10,54
54	09	41	383	1.617	14,06	1.890	8,90	1.819	9,00
55	12	21	216	1.617	4,00	1.890	3,44	1.819	3,47

Continuação - Tabela 5.5 - Aplicação das metodologias para a PN de Mogi das Cruzes

Evento (1)	Início (2)	Duração do Evento (s) (3)	Tempo de Ferrovia (s) (4)	Tempo de Rodovia (s) (5)	Taxa de Chegada de Veículos por Hora				
					Carro (6)	Caminhão (7)	Ônibus (8)	Total (9)	Eq. Veículo (10)
56	10:17:01	309	245	64	175	12	12	198	209
57	10:22:10	314	150	164	596	11	23	631	647
58	10:27:24	129	85	44	223	0	28	251	264
59	10:29:33	278	65	213	906	26	13	945	964
60	10:34:11	580	233	347	490	12	12	515	527
61	10:43:51	160	99	61	405	0	23	428	438
62	10:46:31	255	100	155	536	0	14	551	557
63	10:50:46	402	185	217	564	0	0	564	564
64	10:57:28	452	170	282	327	8	16	350	362
65	11:05:00	205	78	127	492	0	35	527	543
66	11:08:25	598	409	189	337	0	6	343	346
67	11:18:23	187	80	107	770	19	19	809	827
68	11:21:30	287	127	160	539	0	38	577	594
69	11:26:17	260	75	185	526	0	14	540	546
70	11:30:37	319	133	186	598	0	0	598	598
71	11:35:56	549	177	372	479	0	26	505	517
72	11:45:05	240	136	104	630	0	15	645	652
73	11:49:05	341	180	161	412	0	0	412	412
74	11:54:46	131	99	32	165	0	0	165	165
75	11:56:57	175	80	95	514	21	41	576	605
76	11:59:52	268	106	162	470	27	27	524	550
77	12:04:20	270	82	188	533	0	0	533	533
78	12:08:50	488	335	153	310	0	30	339	353
79	12:16:58	272	92	180	834	0	26	860	872
80	12:21:30	191	127	64	320	19	19	358	376
81	12:24:41	345	174	171	574	31	0	605	621
82	12:30:26	281	76	205	756	0	0	756	756
83	12:35:07	280	142	138	527	0	0	527	527
84	12:39:47	241	79	162	702	0	45	747	767
85	12:43:48	317	86	231	443	0	23	466	476
86	12:49:05	291	179	112	421	12	12	445	457
87	12:53:56	279	105	174	748	13	13	774	787
88	12:58:35	363	242	121	367	10	0	377	382
89	13:04:38	322	111	211	682	0	11	693	698
90	13:10:00	339	119	220	616	21	21	658	679
91	13:15:39	241	98	143	523	0	0	523	523
92	13:19:40	279	104	175	619	0	13	632	638
93	13:24:19	506	436	70	406	0	21	427	436
94	13:32:45	345	67	278	344	0	10	355	359
95	13:38:30	360	262	98	300	0	10	310	315
96	13:44:30	265	104	161	679	0	41	720	738
97	13:48:55	287	230	57	188	0	0	188	188
98	13:53:42	508	97	411	772	0	21	794	803
99	14:02:10	172	84	88	419	0	21	440	449
100	14:05:02	454	98	356	650	0	16	666	673
101	14:12:36	189	128	61	286	0	0	286	286
102	14:15:45	457	95	362	772	0	24	796	806
103	14:23:22	472	146	326	770	0	31	801	815
104	14:31:14	591	220	371	591	24	6	621	636
105	14:41:05	185	134	51	195	0	0	195	195
106	14:44:10	311	86	225	579	12	0	590	596
107	14:49:21	731	217	514	246	0	5	251	253
108	15:01:32	161	117	44	268	0	0	268	268
109	15:04:13	327	104	223	870	11	22	903	918
110	15:09:40	400	114	286	738	0	36	774	790

Continuação - Tabela 5.5 - Aplicação das metodologias para a PN de Mogi das Cruzes

Evento (1)	Okitsu <i>et al</i> (2010)			Okitsu <i>et al</i> (2010)		Webster (1964)		HCM (TRB, 2000)	
	Tempo Perdido (s) (11)	Fila Máxima (12)	Duração da Fila (s) (13)	Fluxo de Saturação (14)	Atraso por Veículo (s) (15)	Fluxo de Saturação (16)	Atraso por Veículo (s) (17)	Fluxo de Saturação (18)	Atraso por Veículo (s) (19)
56	06	15	288	1.617	3,73	1.890	9,04	1.819	9,06
57	10	29	267	1.617	6,80	1.890	3,88	1.819	3,90
58	08	7	111	1.617	0,67	1.890	1,23	1.819	1,23
59	06	19	176	1.617	2,97	1.890	0,79	1.819	0,80
60	10	36	360	1.617	11,38	1.890	10,05	1.819	10,14
61	09	13	148	1.617	1,73	1.890	1,67	1.819	1,67
62	10	17	168	1.617	2,53	1.890	1,82	1.819	1,84
63	09	30	298	1.617	8,04	1.890	5,89	1.819	5,93
64	07	18	228	1.617	3,60	1.890	5,14	1.819	5,17
65	09	13	131	1.617	1,69	1.890	1,12	1.819	1,13
66	17	41	542	1.617	21,80	1.890	27,77	1.819	27,92
67	09	20	182	1.617	3,66	1.890	1,16	1.819	1,17
68	11	23	218	1.617	4,88	1.890	2,88	1.819	2,90
69	11	13	130	1.617	1,67	1.890	1,14	1.819	1,15
70	10	24	227	1.617	5,30	1.890	3,14	1.819	3,16
71	09	27	273	1.617	7,17	1.890	6,01	1.819	6,07
72	08	26	241	1.617	6,18	1.890	3,04	1.819	3,05
73	09	22	254	1.617	5,39	1.890	5,41	1.819	5,44
74	07	5	118	1.617	0,56	1.890	1,58	1.819	1,59
75	09	15	142	1.617	2,09	1.890	1,15	1.819	1,16
76	09	18	174	1.617	3,01	1.890	2,00	1.819	2,02
77	10	14	137	1.617	1,66	1.890	1,30	1.819	1,32
78	10	34	441	1.617	13,24	1.890	17,92	1.819	17,99
79	08	24	217	1.617	4,67	1.890	1,53	1.819	1,55
80	09	14	177	1.617	2,24	1.890	2,65	1.819	2,66
81	11	32	300	1.617	8,52	1.890	5,20	1.819	5,23
82	09	18	160	1.617	2,53	1.890	1,12	1.819	1,14
83	09	22	224	1.617	4,40	1.890	3,41	1.819	3,42
84	07	18	164	1.617	2,66	1.890	1,12	1.819	1,13
85	11	13	137	1.617	1,57	1.890	1,49	1.819	1,50
86	10	24	263	1.617	5,62	1.890	5,25	1.819	5,27
87	10	25	224	1.617	5,00	1.890	2,02	1.819	2,03
88	11	27	331	1.617	7,90	1.890	9,45	1.819	9,49
89	11	24	215	1.617	4,88	1.890	2,32	1.819	2,34
90	11	25	224	1.617	5,27	1.890	2,65	1.819	2,67
91	10	16	160	1.617	2,40	1.890	1,75	1.819	1,76
92	12	21	192	1.617	3,78	1.890	2,05	1.819	2,07
93	09	54	609	1.617	31,57	1.890	28,38	1.819	28,51
94	07	7	95	1.617	0,68	1.890	0,91	1.819	0,92
95	11	24	339	1.617	7,76	1.890	10,86	1.819	10,90
96	07	23	204	1.617	4,46	1.890	1,87	1.819	1,88
97	12	13	274	1.617	3,33	1.890	8,34	1.819	8,35
98	10	24	213	1.617	4,87	1.890	2,05	1.819	2,09
99	06	11	125	1.617	1,28	1.890	1,18	1.819	1,18
100	10	20	185	1.617	3,41	1.890	2,01	1.819	2,04
101	09	11	166	1.617	1,65	1.890	2,68	1.819	2,69
102	08	23	205	1.617	4,32	1.890	1,83	1.819	1,87
103	03	34	300	1.617	9,24	1.890	3,74	1.819	3,79
104	12	41	383	1.617	14,32	1.890	9,29	1.819	9,39
105	11	8	165	1.617	1,18	1.890	2,99	1.819	2,99
106	02	15	139	1.617	1,85	1.890	1,23	1.819	1,24
107	04	16	262	1.617	3,72	1.890	9,60	1.819	9,56
108	09	9	151	1.617	1,27	1.890	2,25	1.819	2,25
109	09	29	261	1.617	6,73	1.890	2,01	1.819	2,03
110	10	27	242	1.617	5,89	1.890	2,51	1.819	2,55

Continuação - Tabela 5.5 - Aplicação das metodologias para a PN de Mogi das Cruzes

Evento (1)	Início (2)	Duração do Evento (s) (3)	Tempo de Ferrovia (s) (4)	Tempo de Rodovia (s) (5)	Taxa de Chegada de Veículos por Hora				
					Carro (6)	Caminhão (7)	Ônibus (8)	Total (9)	Eq. Veículo (10)
111	15:16:20	261	105	156	634	0	14	648	654
112	15:20:41	378	248	130	371	38	10	419	443
113	15:26:59	557	318	239	414	0	19	433	442
114	15:36:16	206	137	69	297	0	17	315	322
115	15:39:42	183	93	90	551	0	0	551	551
116	15:42:45	229	73	156	802	47	31	880	919
117	15:46:34	431	219	212	451	0	0	451	451
118	15:53:45	395	238	157	492	0	9	501	505
119	16:00:20	206	157	49	157	0	0	157	157
120	16:03:46	318	144	174	589	0	34	623	638
121	16:09:04	462	134	328	530	0	23	553	564
122	16:16:46	487	6	481	739	0	0	739	739
123	16:24:53	191	109	82	547	0	0	547	547
124	16:28:04	574	69	505	502	0	13	514	520
125	16:37:38	99	2	97	1382	0	36	1418	1435
126	16:39:17	421	118	303	573	9	9	590	598
127	16:46:18	526	243	283	548	0	34	582	597
128	16:55:04	154	97	57	421	0	23	444	455
129	16:57:38	172	92	80	251	0	21	272	282
130	17:00:30	467	157	310	779	0	8	786	790
131	17:08:17	619	238	381	698	6	17	721	732
132	17:18:36	313	142	171	610	0	23	633	643
133	17:23:49	182	142	40	158	0	0	158	158
134	17:26:51	478	302	176	399	0	8	407	410
135	17:34:49	297	81	216	933	0	24	958	968
136	17:39:46	683	172	511	759	5	16	780	790
137	17:51:09	505	183	322	634	7	29	670	687
138	17:59:34	149	106	43	338	24	0	362	375
139	18:02:03	490	81	409	904	7	7	918	925
140	18:10:13	172	112	60	460	0	0	460	460
141	18:13:05	373	164	209	647	10	19	676	689
142	18:19:18	473	210	263	586	0	23	609	619
143	18:27:11	157	113	44	321	0	0	321	321
144	18:29:48	407	62	345	946	9	9	964	973
145	18:36:35	431	226	205	535	8	25	568	584
146	18:43:46	455	211	244	593	8	24	625	640
147	18:51:21	168	105	63	493	0	21	514	524
148	18:54:09	165	125	40	305	0	22	327	337
149	18:56:54	292	94	198	826	12	37	875	898
150	19:01:46	303	90	213	630	0	24	653	664
151	19:06:49	117	93	24	154	0	0	154	154
152	19:08:46	343	114	229	525	10	10	546	556
153	19:14:29	249	116	133	651	0	43	694	713
154	19:18:38	280	106	174	476	0	0	476	476
155	19:23:18	410	183	227	562	0	18	580	587
156	19:30:08	476	105	371	590	0	23	613	623
157	19:38:04	137	96	41	342	0	0	342	342
158	19:40:21	410	96	314	588	0	9	597	601
159	19:47:11	517	143	374	439	0	14	453	459
160	19:55:48	396	151	245	473	0	18	491	499

Continuação - Tabela 5.5 - Aplicação das metodologias para a PN de Mogi das Cruzes

Evento (1)	Okitsu <i>et al</i> (2010)			Okitsu <i>et al</i> (2010)		Webster (1964)		HCM (TRB, 2000)	
	Tempo Perdido (s) (11)	Fila Máxima (12)	Duração da Fila (s) (13)	Fluxo de Saturação (14)	Atraso por Veículo (s) (15)	Fluxo de Saturação (16)	Atraso por Veículo (s) (17)	Fluxo de Saturação (18)	Atraso por Veículo (s) (19)
111	10	21	193	1.617	3,61	1.890	1,99	1.819	2,01
112	04	31	347	1.617	9,61	1.890	9,47	1.819	9,50
113	11	40	453	1.617	16,32	1.890	17,15	1.819	17,25
114	10	13	184	1.617	2,16	1.890	3,10	1.819	3,11
115	07	15	152	1.617	2,07	1.890	1,45	1.819	1,46
116	04	20	178	1.617	3,13	1.890	0,90	1.819	0,91
117	20	30	331	1.617	8,86	1.890	8,86	1.819	8,91
118	06	34	355	1.617	10,86	1.890	9,00	1.819	9,05
119	09	7	184	1.617	1,15	1.890	3,92	1.819	3,92
120	08	27	251	1.617	5,84	1.890	3,53	1.819	3,55
121	10	23	221	1.617	4,30	1.890	3,49	1.819	3,53
122	04	2	18	1.617	0,03	1.890	0,05	1.819	0,07
123	07	18	175	1.617	2,66	1.890	1,95	1.819	1,96
124	10	11	116	1.617	1,15	1.890	1,25	1.819	1,26
125	10	5	106	1.617	0,44	1.890	0,02	1.819	0,02
126	07	21	198	1.617	3,56	1.890	2,60	1.819	2,63
127	17	43	412	1.617	15,35	1.890	10,97	1.819	11,06
128	05	13	142	1.617	1,58	1.890	1,49	1.819	1,49
129	02	7	114	1.617	0,72	1.890	1,28	1.819	1,29
130	13	37	332	1.617	9,00	1.890	4,78	1.819	4,84
131	17	52	466	1.617	17,55	1.890	11,24	1.819	11,38
132	16	28	262	1.617	5,38	1.890	3,78	1.819	3,81
133	13	7	172	1.617	0,85	1.890	3,39	1.819	3,39
134	22	37	434	1.617	11,64	1.890	15,90	1.819	15,97
135	10	24	227	1.617	4,03	1.890	1,30	1.819	1,31
136	17	41	369	1.617	11,13	1.890	6,80	1.819	6,92
137	14	38	342	1.617	9,34	1.890	6,47	1.819	6,54
138	14	12	156	1.617	1,42	1.890	2,03	1.819	2,04
139	11	24	215	1.617	3,70	1.890	1,51	1.819	1,55
140	18	17	182	1.617	2,20	1.890	2,40	1.819	2,41
141	16	34	314	1.617	7,85	1.890	5,02	1.819	5,06
142	19	39	371	1.617	10,62	1.890	8,39	1.819	8,46
143	16	12	161	1.617	1,35	1.890	2,35	1.819	2,35
144	12	20	186	1.617	2,70	1.890	0,94	1.819	0,96
145	17	39	380	1.617	10,88	1.890	9,13	1.819	9,18
146	16	40	376	1.617	11,01	1.890	8,16	1.819	8,22
147	12	17	173	1.617	2,14	1.890	1,96	1.819	1,96
148	16	13	178	1.617	1,71	1.890	2,80	1.819	2,80
149	11	26	236	1.617	4,50	1.890	1,70	1.819	1,72
150	12	19	173	1.617	2,95	1.890	1,62	1.819	1,64
151	14	5	118	1.617	0,49	1.890	1,60	1.819	1,60
152	16	20	198	1.617	3,60	1.890	2,66	1.819	2,68
153	11	25	227	1.617	5,18	1.890	2,40	1.819	2,41
154	11	15	166	1.617	2,32	1.890	2,09	1.819	2,10
155	14	32	309	1.617	9,01	1.890	6,09	1.819	6,14
156	22	22	207	1.617	4,11	1.890	2,78	1.819	2,82
157	13	10	138	1.617	1,30	1.890	1,68	1.819	1,68
158	12	18	172	1.617	2,81	1.890	1,95	1.819	1,98
159	15	20	221	1.617	4,03	1.890	4,34	1.819	4,38
160	13	23	237	1.617	4,89	1.890	4,28	1.819	4,31

Tabela 5.6 - Aplicação das metodologias para a PN de Caieiras

Evento (1)	Início (2)	Duração do Evento (s) (3)	Tempo de Ferrovia (s) (4)	Tempo de Rodovia (s) (5)	Taxa de Chegada de Veículos por Hora				
					Carro (6)	Caminhão (7)	Ônibus (8)	Total (9)	Eq. Veículo (10)
1	05:06:41	108	91	17	67	0	0	67	67
2	05:08:29	327	222	105	132	0	33	165	180
3	05:13:56	378	94	284	67	0	38	105	122
4	05:20:14	99	78	21	73	0	0	73	73
5	05:21:53	299	185	114	132	0	60	193	220
6	05:26:52	236	93	143	259	0	15	275	281
7	05:30:48	189	120	69	152	0	19	171	180
8	05:33:57	85	65	20	169	0	0	169	169
9	05:35:22	400	168	232	144	18	27	189	210
10	05:42:02	183	95	88	20	0	0	20	20
11	05:45:05	223	105	118	291	32	65	387	433
12	05:48:48	130	66	64	138	28	0	166	180
13	05:50:58	131	104	27	27	0	27	55	67
14	05:53:09	271	113	158	345	13	13	372	385
15	05:57:40	457	148	309	189	16	39	244	270
16	06:05:17	158	130	28	205	0	0	205	205
17	06:07:55	130	105	25	55	0	0	55	55
18	06:10:05	299	124	175	325	0	0	325	325
19	06:15:04	321	176	145	269	22	11	303	319
20	06:20:25	109	77	32	132	0	0	132	132
21	06:22:14	146	65	81	468	0	25	493	504
22	06:24:40	305	196	109	319	0	24	342	353
23	06:29:45	298	180	118	362	12	12	387	398
24	06:34:43	268	192	76	201	13	13	228	241
25	06:39:11	167	139	28	108	0	0	108	108
26	06:41:58	202	124	78	267	0	36	303	319
27	06:45:20	212	89	123	340	0	34	374	389
28	06:48:52	340	198	142	318	0	11	328	333
29	06:54:32	135	66	69	347	27	27	400	426
30	06:56:47	386	165	221	448	0	9	457	461
31	07:03:13	284	150	134	317	0	13	330	335
32	07:07:57	220	118	102	393	16	16	425	441
33	07:11:37	154	58	96	444	0	0	444	444
34	07:14:11	329	150	179	361	33	22	416	442
35	07:19:40	302	191	111	238	0	24	262	273
36	07:24:42	102	49	53	247	0	0	247	247
37	07:26:24	207	162	45	139	0	0	139	139
38	07:29:51	129	82	47	307	28	0	335	349
39	07:32:00	209	136	73	241	34	34	310	343
40	07:35:29	126	66	60	314	0	0	314	314
41	07:37:35	315	155	160	309	11	11	331	342
42	07:42:50	337	214	123	310	11	11	331	341
43	07:48:27	271	149	122	279	0	13	292	298
44	07:52:58	247	164	83	248	15	0	262	270
45	07:57:05	205	141	64	123	0	0	123	123
46	08:00:30	285	119	166	467	13	13	493	505
47	08:05:15	102	75	27	106	0	35	141	157
48	08:06:57	273	148	125	396	13	13	422	435
49	08:11:30	83	60	23	130	0	0	130	130
50	08:12:53	172	130	42	167	0	0	167	167

Continuação - Tabela 5.6 - Aplicação das metodologias para a PN de Caieiras

Evento (1)	Okitsu <i>et al</i> (2010)			Okitsu <i>et al</i> (2010)		Webster (1964)		HCM (TRB, 2000)	
	Tempo Perdido (s) (11)	Fila Máxima (12)	Duração da Fila (s) (13)	Fluxo de Saturação (14)	Atraso por Veículo (s) (15)	Fluxo de Saturação (16)	Atraso por Veículo (s) (17)	Fluxo de Saturação (18)	Atraso por Veículo (s) (19)
1	04	2	100	1.241	0,43	1.890	1,26	1.419	1,27
2	04	11	264	1.241	7,23	1.890	7,52	1.419	7,67
3	09	3	114	1.241	0,96	1.890	1,80	1.419	1,88
4	13	2	97	1.241	0,43	1.890	1,16	1.419	1,16
5	04	12	230	1.241	6,41	1.890	5,29	1.419	5,41
6	06	8	128	1.241	2,40	1.890	1,48	1.419	1,52
7	04	6	145	1.241	2,18	1.890	2,22	1.419	2,25
8	05	3	81	1.241	0,65	1.890	0,69	1.419	0,69
9	08	10	212	1.241	5,27	1.890	4,93	1.419	5,16
10	12	1	109	1.241	0,15	1.890	1,70	1.419	1,69
11	05	13	169	1.241	5,41	1.890	1,79	1.419	1,84
12	08	4	87	1.241	0,78	1.890	0,79	1.419	0,80
13	05	2	115	1.241	0,57	1.890	1,67	1.419	1,68
14	06	13	172	1.241	5,30	1.890	2,15	1.419	2,23
15	09	12	201	1.241	5,71	1.890	4,13	1.419	4,42
16	06	8	163	1.241	2,01	1.890	2,60	1.419	2,62
17	12	2	122	1.241	0,35	1.890	1,92	1.419	1,92
18	04	12	173	1.241	3,19	1.890	2,52	1.419	2,62
19	02	16	240	1.241	6,02	1.890	4,78	1.419	4,93
20	10	3	97	1.241	0,49	1.890	1,06	1.419	1,07
21	06	10	120	1.241	1,89	1.890	0,73	1.419	0,75
22	04	20	279	1.241	8,71	1.890	5,89	1.419	6,03
23	07	21	275	1.241	9,06	1.890	5,17	1.419	5,30
24	05	13	245	1.241	5,13	1.890	5,61	1.419	5,70
25	08	4	161	1.241	1,13	1.890	3,04	1.419	3,05
26	06	12	175	1.241	3,21	1.890	2,44	1.419	2,48
27	09	11	143	1.241	2,40	1.890	1,42	1.419	1,46
28	10	19	284	1.241	8,70	1.890	6,48	1.419	6,66
29	05	8	108	1.241	1,44	1.890	0,73	1.419	0,74
30	05	22	270	1.241	9,37	1.890	4,55	1.419	4,79
31	10	15	219	1.241	5,37	1.890	3,82	1.419	3,92
32	07	15	194	1.241	4,88	1.890	2,29	1.419	2,34
33	12	9	109	1.241	1,55	1.890	0,71	1.419	0,73
34	06	19	242	1.241	7,64	1.890	3,73	1.419	3,88
35	05	15	251	1.241	6,14	1.890	5,67	1.419	5,80
36	17	5	82	1.241	0,61	1.890	0,62	1.419	0,62
37	09	7	193	1.241	2,09	1.890	4,15	1.419	4,18
38	06	9	122	1.241	1,72	1.890	1,10	1.419	1,11
39	06	14	196	1.241	4,37	1.890	2,91	1.419	2,95
40	09	7	100	1.241	1,08	1.890	0,80	1.419	0,81
41	10	16	228	1.241	5,88	1.890	4,12	1.419	4,26
42	08	21	306	1.241	10,60	1.890	7,30	1.419	7,49
43	09	13	208	1.241	4,48	1.890	3,70	1.419	3,79
44	03	13	213	1.241	4,39	1.890	4,05	1.419	4,12
45	07	5	164	1.241	1,37	1.890	3,15	1.419	3,18
46	09	18	216	1.241	5,38	1.890	2,49	1.419	2,58
47	07	4	94	1.241	0,47	1.890	0,94	1.419	0,95
48	02	18	231	1.241	5,81	1.890	3,35	1.419	3,44
49	09	2	77	1.241	0,27	1.890	0,67	1.419	0,67
50	04	6	155	1.241	1,34	1.890	2,55	1.419	2,57

Continuação - Tabela 5.6 - Aplicação das metodologias para a PN de Caieiras

Evento (1)	Início (2)	Duração do Evento (s) (3)	Tempo de Ferrovia (s) (4)	Tempo de Rodovia (s) (5)	Taxa de Chegada de Veículos por Hora				
					Carro (6)	Caminhão (7)	Ônibus (8)	Total (9)	Eq. Veículo (10)
51	08:15:45	287	242	45	100	13	0	113	119
52	08:20:32	239	151	88	241	0	15	256	263
53	08:24:31	301	123	178	395	12	0	407	413
54	08:29:32	289	132	157	361	0	25	386	397
55	08:34:21	471	85	386	451	0	8	459	462
56	08:42:12	273	99	174	396	13	53	462	492
57	08:46:45	143	96	47	227	0	0	227	227
58	08:49:08	235	140	95	230	0	0	230	230
59	08:53:03	96	64	32	188	0	0	188	188
60	08:54:39	321	124	197	493	22	34	550	576
61	09:00:00	82	58	24	176	0	0	176	176
62	09:01:22	353	125	228	469	10	0	479	485
63	09:07:15	376	172	204	364	10	10	383	392
64	09:13:31	485	68	417	460	7	7	475	482
65	09:21:36	410	67	343	360	0	0	360	360
66	09:28:26	157	134	23	46	0	0	46	46
67	09:31:03	227	55	172	460	0	32	492	506
68	09:34:50	394	130	264	329	18	9	356	370
69	09:41:24	93	60	33	77	0	0	77	77
70	09:42:57	289	126	163	249	25	25	299	323
71	09:47:46	141	60	81	281	0	0	281	281
72	09:50:07	542	110	432	432	7	0	438	442
73	09:59:09	314	144	170	252	0	23	275	285
74	10:04:23	147	91	56	171	0	0	171	171
75	10:06:50	308	137	171	292	0	12	304	309
76	10:11:58	116	73	43	186	0	0	186	186
77	10:13:54	147	19	128	416	0	24	441	452
78	10:16:21	185	140	45	58	0	0	58	58
79	10:19:26	264	75	189	382	0	0	382	382
80	10:23:50	341	135	206	285	0	21	306	316
81	10:29:31	234	109	125	246	0	0	246	246
82	10:33:25	325	105	220	277	0	11	288	293
83	10:38:50	165	124	41	153	0	0	153	153
84	10:41:35	121	63	58	179	0	0	179	179
85	10:43:36	431	152	279	309	0	17	326	333
86	10:50:47	316	77	239	365	0	11	376	381
87	10:56:03	251	81	170	258	0	14	273	279
88	11:00:14	310	197	113	348	0	0	348	348
89	11:05:24	297	195	102	218	0	0	218	218
90	11:10:21	496	208	288	319	22	7	348	363
91	11:18:37	260	135	125	318	0	14	332	339
92	11:22:57	92	63	29	117	0	0	117	117
93	11:24:29	256	112	144	239	28	0	267	282
94	11:28:45	362	67	295	607	40	30	676	710
95	11:34:47	263	122	141	274	0	14	287	294
96	11:39:10	341	64	277	549	11	32	591	611
97	11:44:51	302	117	185	191	0	0	191	191
98	11:49:53	297	130	167	206	0	0	206	206
99	11:54:50	338	126	212	170	21	21	213	233
100	12:00:28	352	57	295	603	0	10	614	618

Continuação - Tabela 5.6 - Aplicação das metodologias para a PN de Caieiras

Evento (1)	Okitsu <i>et al</i> (2010)			Okitsu <i>et al</i> (2010)		Webster (1964)		HCM (TRB, 2000)	
	Tempo Perdido (s) (11)	Fila Máxima (12)	Duração da Fila (s) (13)	Fluxo de Saturação (14)	Atraso por Veículo (s) (15)	Fluxo de Saturação (16)	Atraso por Veículo (s) (17)	Fluxo de Saturação (18)	Atraso por Veículo (s) (19)
51	05	8	273	1.241	3,11	1.890	8,67	1.419	8,74
52	03	11	195	1.241	3,05	1.890	3,46	1.419	3,52
53	03	14	189	1.241	3,79	1.890	2,44	1.419	2,54
54	12	16	212	1.241	4,68	1.890	3,13	1.419	3,23
55	04	11	142	1.241	2,25	1.890	1,42	1.419	1,59
56	13	15	186	1.241	3,95	1.890	1,91	1.419	1,99
57	08	7	127	1.241	1,16	1.890	1,54	1.419	1,55
58	04	9	177	1.241	2,26	1.890	3,03	1.419	3,09
59	06	4	82	1.241	0,42	1.890	0,69	1.419	0,70
60	06	21	243	1.241	7,01	1.890	2,62	1.419	2,75
61	05	3	73	1.241	0,28	1.890	0,56	1.419	0,56
62	04	17	212	1.241	4,56	1.890	2,64	1.419	2,79
63	05	19	259	1.241	6,19	1.890	4,89	1.419	5,11
64	06	10	121	1.241	1,49	1.890	1,02	1.419	1,16
65	07	7	104	1.241	0,96	1.890	0,96	1.419	1,06
66	12	2	152	1.241	0,35	1.890	2,98	1.419	2,99
67	07	9	105	1.241	1,13	1.890	0,59	1.419	0,62
68	07	14	195	1.241	3,41	1.890	3,05	1.419	3,24
69	07	1	71	1.241	0,13	1.890	0,63	1.419	0,64
70	08	12	181	1.241	2,70	1.890	2,73	1.419	2,83
71	04	5	83	1.241	0,51	1.890	0,59	1.419	0,61
72	05	14	179	1.241	3,12	1.890	2,44	1.419	2,75
73	05	12	193	1.241	2,84	1.890	3,40	1.419	3,52
74	10	5	117	1.241	1,06	1.890	1,45	1.419	1,47
75	06	12	190	1.241	4,38	1.890	3,13	1.419	3,24
76	06	4	93	1.241	0,71	1.890	0,89	1.419	0,89
77	03	3	35	1.241	0,18	1.890	0,07	1.419	0,08
78	05	2	152	1.241	0,67	1.890	3,00	1.419	3,01
79	11	9	124	1.241	2,12	1.890	1,14	1.419	1,20
80	08	13	192	1.241	4,50	1.890	3,19	1.419	3,34
81	05	8	142	1.241	2,08	1.890	1,94	1.419	1,99
82	04	9	143	1.241	2,37	1.890	1,88	1.419	1,98
83	05	5	147	1.241	1,51	1.890	2,36	1.419	2,38
84	14	4	90	1.241	0,64	1.890	0,84	1.419	0,85
85	09	15	220	1.241	6,14	1.890	4,24	1.419	4,51
86	06	9	120	1.241	1,97	1.890	1,11	1.419	1,18
87	07	7	114	1.241	1,45	1.890	1,19	1.419	1,23
88	04	19	279	1.241	7,74	1.890	5,97	1.419	6,11
89	03	12	240	1.241	4,11	1.890	5,76	1.419	5,88
90	13	22	312	1.241	9,90	1.890	8,00	1.419	8,51
91	07	13	195	1.241	3,71	1.890	3,00	1.419	3,08
92	19	3	91	1.241	0,34	1.890	0,94	1.419	0,94
93	12	10	160	1.241	2,21	1.890	2,31	1.419	2,37
94	06	14	171	1.241	3,50	1.890	0,89	1.419	0,97
95	05	10	166	1.241	2,45	1.890	2,42	1.419	2,50
96	18	14	161	1.241	3,20	1.890	1,09	1.419	1,18
97	15	7	156	1.241	1,55	1.890	2,68	1.419	2,78
98	17	8	176	1.241	2,11	1.890	3,28	1.419	3,38
99	14	9	172	1.241	2,23	1.890	3,07	1.419	3,20
100	04	10	122	1.241	1,47	1.890	0,62	1.419	0,69

Continuação - Tabela 5.6 - Aplicação das metodologias para a PN de Caieiras

Evento (1)	Início (2)	Duração do Evento (s) (3)	Tempo de Ferrovia (s) (4)	Tempo de Rodovia (s) (5)	Taxa de Chegada de Veículos por Hora				
					Carro (6)	Caminhão (7)	Ônibus (8)	Total (9)	Eq. Veículo (10)
101	12:06:20	466	134	332	402	15	0	417	425
102	12:14:06	499	136	363	505	7	22	534	547
103	12:22:25	479	91	388	428	0	8	436	439
104	12:30:24	478	63	415	384	8	8	399	406
105	12:38:22	398	190	208	226	0	9	235	239
106	12:45:00	284	259	25	25	0	0	25	25
107	12:49:44	375	157	218	326	0	19	346	354
108	12:55:59	546	190	356	409	7	7	422	428
109	13:05:05	359	170	189	351	0	20	371	380
110	13:11:04	376	175	201	268	0	19	287	296
111	13:17:20	352	117	235	348	0	10	358	363
112	13:23:12	272	77	195	635	0	0	635	635
113	13:27:44	673	254	419	423	0	21	444	454
114	13:38:57	363	204	159	377	0	10	387	391
115	13:45:00	595	127	468	448	6	12	466	474
116	13:54:55	321	148	173	269	22	11	303	319
117	14:00:16	392	110	282	569	0	9	579	583
118	14:06:48	249	57	192	477	0	58	535	561
119	14:10:57	379	128	251	541	0	19	560	569
120	14:17:16	124	78	46	319	0	0	319	319
121	14:19:20	578	118	460	536	25	6	567	582
122	14:28:58	109	72	37	165	0	0	165	165
123	14:30:47	456	125	331	489	0	0	489	489
124	14:38:23	359	132	227	411	0	30	441	455
125	14:44:22	440	193	247	360	0	16	376	384
126	14:51:42	153	60	93	424	0	24	447	458
127	14:54:15	323	141	182	312	11	0	323	329
128	14:59:38	286	127	159	252	0	0	252	252
129	15:04:24	223	90	133	355	0	16	371	379
130	15:08:07	239	57	182	572	15	0	587	595
131	15:12:06	399	196	203	262	9	0	271	275
132	15:18:45	563	156	407	396	6	6	409	415
133	15:28:08	114	66	48	284	0	0	284	284
134	15:30:02	426	74	352	439	8	17	465	477
135	15:37:08	295	112	183	378	0	12	391	396
136	15:42:03	566	178	388	490	0	13	502	508
137	15:51:29	451	180	271	335	0	16	351	358
138	15:59:00	339	158	181	446	0	11	457	461
139	16:04:39	266	74	192	420	0	41	460	478
140	16:09:05	444	130	314	470	0	8	478	482
141	16:16:29	156	134	22	69	0	0	69	69
142	16:19:05	176	67	109	450	0	20	470	480
143	16:22:01	237	140	97	334	0	0	334	334
144	16:25:58	127	52	75	312	0	28	340	353
145	16:28:05	243	131	112	356	0	0	356	356
146	16:32:08	172	63	109	314	0	21	335	344
147	16:35:00	302	154	148	310	0	24	334	345
148	16:40:02	466	68	398	518	0	0	518	518
149	16:47:48	394	134	260	365	0	9	375	379
150	16:54:22	344	154	190	220	0	0	220	220

Continuação - Tabela 5.6 - Aplicação das metodologias para a PN de Caieiras

Evento (1)	Okitsu <i>et al</i> (2010)			Okitsu <i>et al</i> (2010)		Webster (1964)		HCM (TRB, 2000)	
	Tempo Perdido (s) (11)	Fila Máxima (12)	Duração da Fila (s) (13)	Fluxo de Saturação (14)	Atraso por Veículo (s) (15)	Fluxo de Saturação (16)	Atraso por Veículo (s) (17)	Fluxo de Saturação (18)	Atraso por Veículo (s) (19)
101	12	17	222	1.241	4,41	1.890	3,61	1.419	3,90
102	13	23	266	1.241	6,95	1.890	3,83	1.419	4,19
103	09	12	155	1.241	2,18	1.890	1,78	1.419	1,98
104	09	8	107	1.241	1,00	1.890	0,97	1.419	1,09
105	13	13	251	1.241	3,91	1.890	6,43	1.419	6,69
106	04	2	268	1.241	0,57	1.890	9,76	1.419	9,78
107	14	17	239	1.241	4,64	1.890	4,58	1.419	4,79
108	01	23	292	1.241	7,63	1.890	6,31	1.419	6,88
109	07	19	255	1.241	6,22	1.890	4,83	1.419	5,03
110	07	15	239	1.241	4,66	1.890	5,16	1.419	5,38
111	05	12	172	1.241	2,76	1.890	2,37	1.419	2,51
112	14	16	186	1.241	3,90	1.890	1,28	1.419	1,34
113	13	34	421	1.241	18,46	1.890	12,73	1.419	14,08
114	14	24	318	1.241	9,84	1.890	7,17	1.419	7,40
115	09	18	220	1.241	5,14	1.890	3,48	1.419	3,95
116	21	15	228	1.241	4,45	1.890	4,33	1.419	4,48
117	11	20	228	1.241	4,31	1.890	2,39	1.419	2,57
118	05	10	113	1.241	1,05	1.890	0,60	1.419	0,63
119	15	23	264	1.241	5,76	1.890	3,26	1.419	3,46
120	07	8	114	1.241	0,83	1.890	1,03	1.419	1,04
121	04	20	230	1.241	4,37	1.890	2,79	1.419	3,19
122	03	3	87	1.241	0,29	1.890	0,80	1.419	0,80
123	06	18	216	1.241	3,72	1.890	2,91	1.419	3,17
124	04	17	215	1.241	3,56	1.890	2,93	1.419	3,09
125	07	21	289	1.241	5,95	1.890	6,40	1.419	6,76
126	12	9	114	1.241	1,01	1.890	0,75	1.419	0,77
127	10	14	205	1.241	2,73	1.890	3,50	1.419	3,64
128	04	9	164	1.241	1,45	1.890	2,61	1.419	2,70
129	13	11	148	1.241	1,55	1.890	1,58	1.419	1,62
130	10	11	129	1.241	1,78	1.890	0,69	1.419	0,73
131	11	16	266	1.241	5,25	1.890	6,66	1.419	6,94
132	18	20	261	1.241	6,54	1.890	5,38	1.419	5,92
133	01	5	87	1.241	0,57	1.890	0,64	1.419	0,65
134	06	11	130	1.241	1,71	1.890	1,12	1.419	1,24
135	07	13	175	1.241	2,85	1.890	2,18	1.419	2,27
136	05	26	310	1.241	9,98	1.890	5,90	1.419	6,50
137	06	19	261	1.241	6,04	1.890	5,63	1.419	5,98
138	12	22	271	1.241	7,35	1.890	4,42	1.419	4,59
139	19	12	151	1.241	2,64	1.890	1,33	1.419	1,39
140	02	18	216	1.241	5,38	1.890	2,93	1.419	3,17
141	10	3	153	1.241	0,60	1.890	2,90	1.419	2,91
142	06	10	119	1.241	1,63	1.890	0,78	1.419	0,81
143	04	13	197	1.241	3,71	1.890	3,04	1.419	3,10
144	05	6	80	1.241	0,63	1.890	0,47	1.419	0,48
145	05	13	191	1.241	3,61	1.890	2,73	1.419	2,80
146	17	8	111	1.241	1,19	1.890	0,94	1.419	0,96
147	05	15	220	1.241	4,72	1.890	3,81	1.419	3,93
148	13	12	139	1.241	2,28	1.890	1,18	1.419	1,33
149	05	15	200	1.241	4,13	1.890	3,13	1.419	3,32
150	06	10	194	1.241	2,68	1.890	3,97	1.419	4,12

Continuação - Tabela 5.6 - Aplicação das metodologias para a PN de Caieiras

Evento (1)	Início (2)	Duração do Evento (s) (3)	Tempo de Ferrovia (s) (4)	Tempo de Rodovia (s) (5)	Taxa de Chegada de Veículos por Hora				
					Carro (6)	Caminhão (7)	Ônibus (8)	Total (9)	Eq. Veículo (10)
151	17:00:06	169	139	30	107	0	0	107	107
152	17:02:55	319	62	257	542	0	34	576	591
153	17:08:14	426	130	296	482	0	17	499	506
154	17:15:20	201	58	143	340	0	18	358	366
155	17:18:41	182	146	36	99	0	0	99	99
156	17:21:43	147	71	76	490	24	0	514	527
157	17:24:10	326	194	132	276	0	0	276	276
158	17:29:36	195	134	61	240	0	18	258	267
159	17:32:51	261	63	198	759	41	0	800	821
160	17:37:12	408	115	293	468	9	0	476	481
161	17:44:00	336	136	200	536	0	11	546	551
162	17:49:36	292	144	148	382	0	12	395	400
163	17:54:28	196	153	43	147	0	0	147	147
164	17:57:44	115	75	40	188	0	31	219	233
165	17:59:39	239	172	67	196	0	0	196	196
166	18:03:38	357	211	146	212	10	0	222	227
167	18:09:35	66	63	3	55	0	0	55	55
168	18:10:41	310	166	144	418	0	0	418	418
169	18:15:51	358	135	223	382	0	30	412	426
170	18:21:49	163	65	98	464	0	22	486	496
171	18:24:32	156	119	37	115	0	0	115	115
172	18:27:08	138	59	79	522	0	26	548	560
173	18:29:26	346	153	193	406	0	0	406	406
174	18:35:12	317	141	176	284	45	11	341	369
175	18:40:29	295	182	113	207	0	37	244	261
176	18:45:24	306	155	151	353	0	0	353	353
177	18:50:30	334	164	170	291	0	11	302	307
178	18:56:04	251	62	189	617	14	0	631	638
179	19:00:15	326	191	135	309	22	0	331	343
180	19:05:41	194	146	48	130	0	19	148	157
181	19:08:55	133	61	72	487	0	27	514	526
182	19:11:08	355	251	104	233	0	0	233	233
183	19:17:03	226	143	83	223	0	0	223	223
184	19:20:49	80	64	16	135	0	0	135	135
185	19:22:09	213	162	51	135	0	0	135	135
186	19:25:42	115	73	42	282	0	0	282	282
187	19:27:37	302	145	157	417	0	0	417	417
188	19:32:39	197	87	110	420	0	55	475	500
189	19:35:56	399	183	216	496	0	18	514	522
190	19:42:35	279	177	102	323	0	13	335	341
191	19:47:14	84	61	23	214	0	0	214	214
192	19:48:38	456	151	305	197	0	8	205	209
193	19:56:14	145	120	25	124	0	0	124	124

Continuação - Tabela 5.6 - Aplicação das metodologias para a PN de Caieiras

Evento (1)	Okitsu <i>et al</i> (2010)			Okitsu <i>et al</i> (2010)		Webster (1964)		HCM (TRB, 2000)	
	Tempo Perdido (s) (11)	Fila Máxima (12)	Duração da Fila (s) (13)	Fluxo de Saturação (14)	Atraso por Veículo (s) (15)	Fluxo de Saturação (16)	Atraso por Veículo (s) (17)	Fluxo de Saturação (18)	Atraso por Veículo (s) (19)
151	04	4	156	1.241	0,77	1.890	2,88	1.419	2,90
152	08	11	134	1.241	1,78	1.890	0,79	1.419	0,86
153	04	19	226	1.241	4,96	1.890	2,98	1.419	3,20
154	05	6	89	1.241	0,67	1.890	0,60	1.419	0,62
155	12	4	172	1.241	0,87	1.890	3,52	1.419	3,54
156	10	12	141	1.241	1,94	1.890	0,95	1.419	0,96
157	08	15	260	1.241	4,68	1.890	6,08	1.419	6,24
158	07	10	180	1.241	2,18	1.890	2,85	1.419	2,88
159	04	15	198	1.241	3,52	1.890	0,70	1.419	0,74
160	08	16	201	1.241	3,84	1.890	2,50	1.419	2,69
161	04	21	252	1.241	6,28	1.890	3,05	1.419	3,20
162	13	17	232	1.241	4,70	1.890	3,70	1.419	3,81
163	06	6	180	1.241	1,36	1.890	3,59	1.419	3,62
164	11	6	106	1.241	0,69	1.890	1,04	1.419	1,05
165	06	10	211	1.241	2,38	1.890	4,56	1.419	4,62
166	06	14	266	1.241	5,24	1.890	7,09	1.419	7,30
167	04	1	70	1.241	0,10	1.890	0,62	1.419	0,62
168	55	26	333	1.241	12,34	1.890	7,13	1.419	7,27
169	04	16	212	1.241	5,02	1.890	3,05	1.419	3,22
170	10	10	125	1.241	1,86	1.890	0,82	1.419	0,84
171	04	4	136	1.241	0,77	1.890	2,14	1.419	2,16
172	10	11	126	1.241	1,94	1.890	0,69	1.419	0,70
173	10	18	242	1.241	6,42	1.890	4,10	1.419	4,28
174	07	15	211	1.241	4,61	1.890	3,36	1.419	3,49
175	07	14	239	1.241	4,72	1.890	5,27	1.419	5,39
176	08	16	228	1.241	5,25	1.890	4,01	1.419	4,13
177	11	15	232	1.241	5,00	1.890	4,66	1.419	4,83
178	13	13	154	1.241	2,96	1.890	0,87	1.419	0,91
179	13	19	282	1.241	9,14	1.890	6,19	1.419	6,36
180	06	7	174	1.241	1,93	1.890	3,29	1.419	3,32
181	07	10	118	1.241	1,96	1.890	0,67	1.419	0,68
182	06	17	316	1.241	8,81	1.890	9,70	1.419	9,90
183	05	9	180	1.241	2,77	1.890	3,18	1.419	3,23
184	06	3	79	1.241	0,34	1.890	0,68	1.419	0,69
185	13	7	196	1.241	2,16	1.890	4,35	1.419	4,38
186	04	6	100	1.241	1,00	1.890	0,84	1.419	0,85
187	08	18	230	1.241	6,83	1.890	3,54	1.419	3,66
188	08	13	159	1.241	3,51	1.890	1,33	1.419	1,36
189	09	28	331	1.241	15,44	1.890	5,77	1.419	6,05
190	09	18	257	1.241	7,56	1.890	5,06	1.419	5,17
191	09	4	85	1.241	0,59	1.890	0,69	1.419	0,69
192	08	9	191	1.241	2,95	1.890	4,25	1.419	4,52
193	06	4	140	1.241	1,02	1.890	2,23	1.419	2,24

5.4 Resultados e considerações

Na Tabela 5.5 e Tabela 5.6 são apresentados os valores para o atraso veicular de cada evento em relação ao fluxo horário. Os resultados referentes ao atraso veicular não permitem mensurar a qualidade do serviço apresentado em um cruzamento rododiferroviário. Para isto, pode-se utilizar o critério estabelecido para o tempo de espera

de vias com tráfego interrompido do HCM (TRB, 2000), conforme apresentado no 3.1.9, no qual relaciona o atraso veicular com o nível de serviço que o usuário está disposto a enfrentar ao atravessar uma interseção em nível, conforme a Tabela 5.7 - Nível de serviço x atraso veicular.

Tabela 5.7 - Nível de serviço x atraso veicular

Nível de Serviço	Atraso veicular (s/veic.)
A	$t < 10,00$
B	$10,00 \leq t < 20,00$
C	$20,00 \leq t < 35,00$
D	$35,00 \leq t < 55,00$
E	$55,00 \leq t < 80,00$
F	$t \geq 80,00$

Fonte: HCM (TRB, 2000)

Para obter o atraso veicular total horário é necessário somar os atrasos individuais de cada evento ao longo de uma hora. Assim, a Tabela 5.8 - Atraso veicular x Nível de Serviço na PN de Mogi das Cruzes e Tabela 5.9 - Atraso veicular x Nível de Serviço na PN de Caieiras apresentam os resultados das interseções estudadas por hora.

O HCM (TRB, 2000) sugere o fluxo estável C como o limite ideal para que para o fluxo rodoviário que trafega em uma via. A partir desta informação foi desenvolvido os gráficos das figuras 5.3 e 5.4 elucidando a distribuição do fluxo ao longo das 15 horas de filmagem, no qual as faixas em vermelho indicam os fluxos que excederam os parâmetros indicados pelo HCM (TRB, 2000).

Tabela 5.8 - Atraso veicular x Nível de Serviço na PN de Mogi das Cruzes

Horário	Okitsu <i>et al</i> (2010)		Webster (1964)		HCM (TRB, 2000)	
	Atraso (s)	Nível de Serviço	Atraso (s)	Nível de Serviço	Atraso (s)	Nível de Serviço
05:00:00 às 05:59:59	32	C	37	D	37	D
06:00:00 às 06:59:59	30	C	26	C	26	C
07:00:00 às 07:59:59	45	D	37	D	37	D
08:00:00 às 08:59:59	31	C	27	C	27	C
09:00:00 às 09:59:59	40	D	35	D	36	D
10:00:00 às 10:59:59	60	E	52	D	52	D
11:00:00 às 11:59:59	63	E	56	E	57	E
12:00:00 às 12:59:59	60	E	52	D	53	D
13:00:00 às 13:59:59	69	E	61	E	61	E
14:00:00 às 14:59:59	41	D	35	C	35	C
15:00:00 às 15:59:59	71	E	59	E	59	E
16:00:00 às 16:59:59	37	D	31	C	31	C
17:00:00 às 17:59:59	70	E	56	E	56	E
18:00:00 às 18:59:59	59	E	44	D	45	D
19:00:00 às 19:59:59	41	D	31	C	32	C
Atraso global	52	D	44	D	44	D

Tabela 5.9 - Atraso veicular x Nível de Serviço na PN de Caieiras

Horário	Okitsu <i>et al</i> (2010)		Webster (1964)		HCM (TRB, 2000)	
	Atraso (s)	Nível de Serviço	Atraso (s)	Nível de Serviço	Atraso (s)	Nível de Serviço
05:00:00 às 05:59:59	44	D	39	D	40	D
06:00:00 às 06:59:59	63	E	49	D	50	D
07:00:00 às 07:59:59	62	E	48	D	49	D
08:00:00 às 08:59:59	45	D	39	D	40	D
09:00:00 às 09:59:59	28	C	26	C	28	C
10:00:00 às 10:59:59	30	C	26	C	27	C
11:00:00 às 11:59:59	43	D	39	D	41	D
12:00:00 às 12:59:59	33	C	38	D	40	D
13:00:00 às 13:59:59	55	E	41	D	44	D
14:00:00 às 14:59:59	37	D	32	C	33	C
15:00:00 às 15:59:59	42	D	33	C	35	C
16:00:00 às 16:59:59	33	C	27	C	28	C
17:00:00 às 17:59:59	41	D	40	D	41	D
18:00:00 às 18:59:59	56	E	44	D	45	D
19:00:00 às 19:59:59	66	E	52	D	53	D
Atraso global	45	D	38	D	39	D

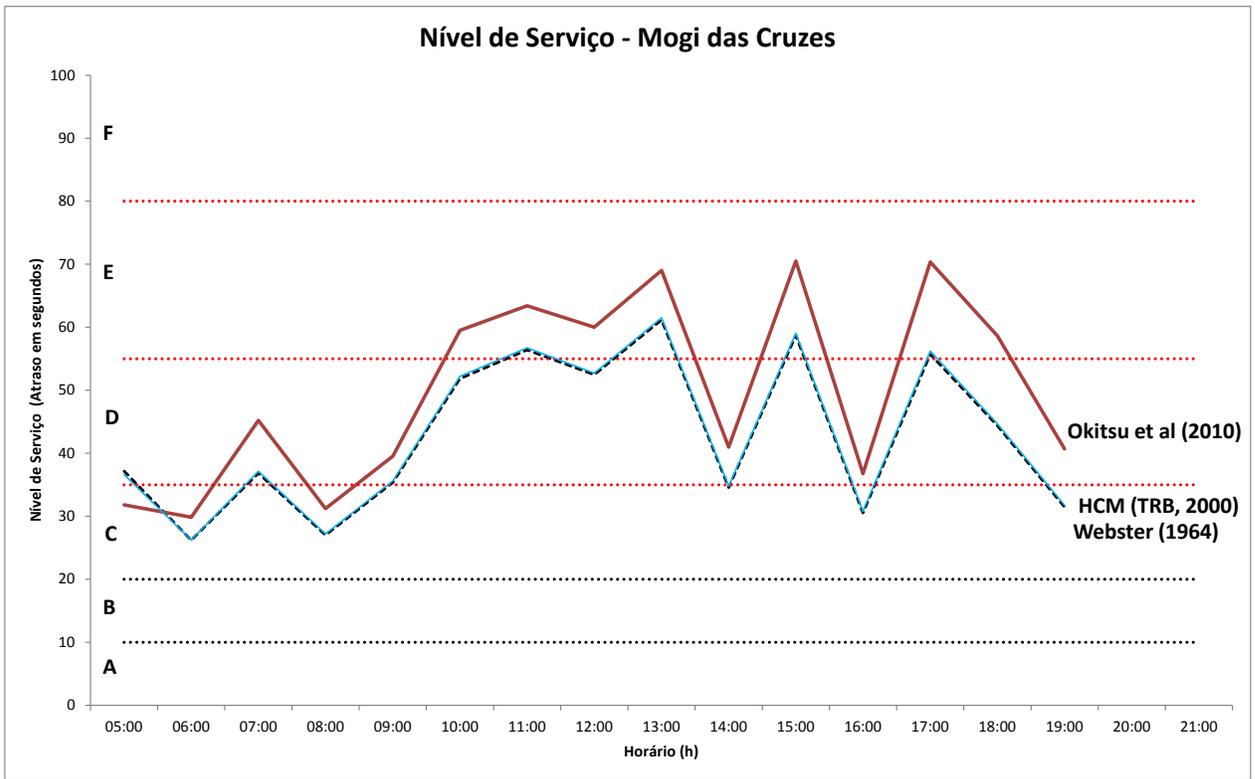


Figura 5.3 – Avaliação Operacional da PN de Mogi das Cruzes de acordo com o Nível de Serviço

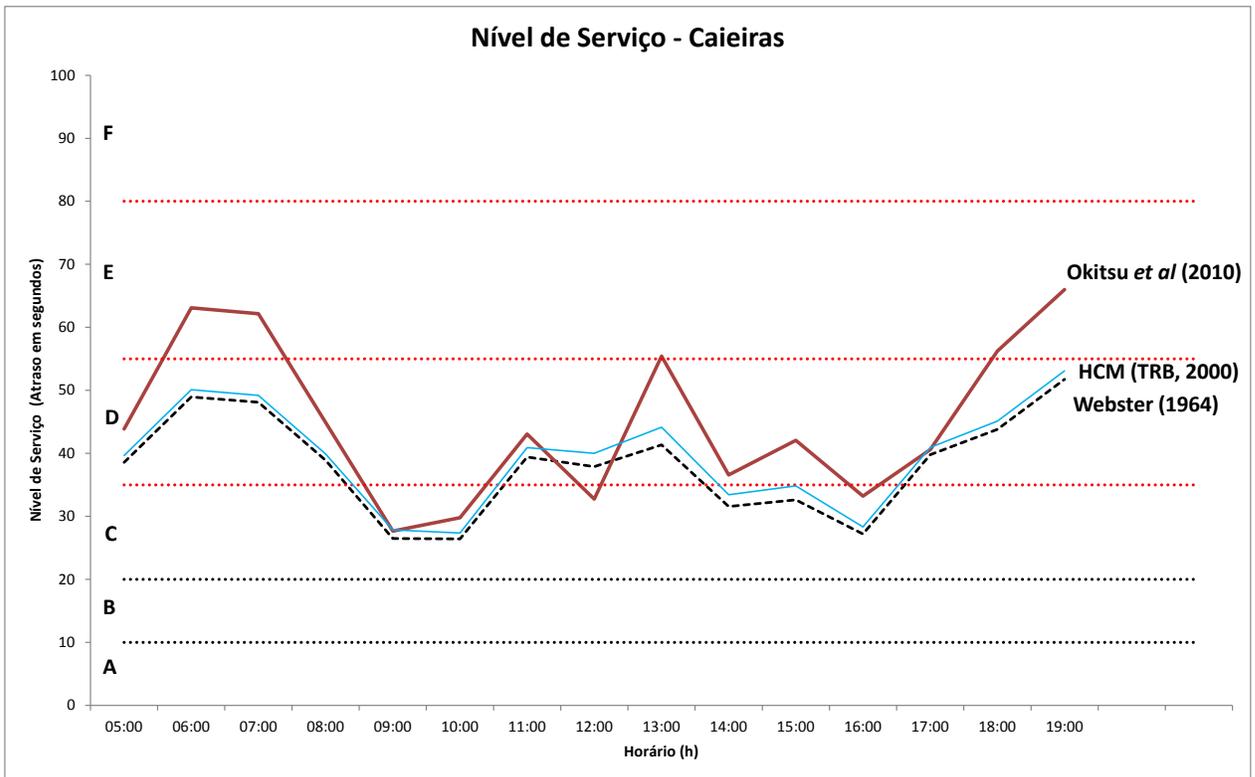


Figura 5.4 – Avaliação Operacional da PN de Caieiras de acordo com o Nível de Serviço

Após a exibição da Figura 5.3 – Avaliação Operacional da PN de Mogi das Cruzes de acordo com o Nível de Serviço pode-se observar que o valor das comparações obtidas entre a metodologia do Webster (1964) e HCM (TRB, 2000) são semelhantes, enquanto Oktisu *et al* (2010) exibe resultados mais rigorosos. Esta diferença está relacionada com o fluxo de saturação, calculado através de métodos empíricos e coletas realizadas em campo.

Cabe salientar que para Okitsu *et al* (2010) foi empregado o método expedito do sétimo capítulo do HCM (TRB, 2000) para o cálculo do fluxo de saturação, onde os valores são retirados das pesquisas realizadas em campo e para Webster (1964) e HCM (TRB, 2000) foram utilizados algoritmos empíricos. A aplicação das formulações encontram-se no item anterior (5.3 - Aplicação dos métodos) junto a descrição dos elementos que constituem as tabelas 5.5 e 5.6.

A Tabela 5.10 apresenta os diferentes fluxos de saturação utilizados para a análise das passagens em nível.

Tabela 5.10 - Variação dos fluxos de saturação

Fluxo de saturação (veíc./hora)	HCM (TRB, 2000) <i>in loco</i> utilizado no método de Okitsu <i>et al</i> (2010)	Webster (1964)	HCM (TRB, 2000)
Mogi das Cruzes	1617	1890	1819
Caieiras	1241	1890	1419

Fonte: HCM (TRB, 2000) e Webster (1964)

A divergência entre valores do fluxo de saturação é refletida no atraso veicular, isto é, para taxas de chegada elevada Oktisu *et al* (2010) apresenta resultado mais criterioso, ao passo que, para valores menores do fluxo de chegada Webster e HCM são mais restritivos.

A Figura 5.4 – Avaliação Operacional da PN de Caieiras de acordo com o Nível de Serviço exibe os mesmos preceitos para composição do gráfico e análise de viabilidade da PN, entretanto, os resultados referentes aos critérios de Webster e HCM

não são tão próximas quanto na PN de Mogi das Cruzes, visto que na Figura 5.3 as retas são coincidentes, devido aos valores do fluxo de saturação.

Contudo, a mesma premissa sobre os volumes que a via recebe continuam valendo, assim, para altas taxas de chegada Okitsu *et al* (2010) se torna mais rigoroso. Desta forma, a série que o representa se mantém mais rigorosa que os outros critérios na maior parte do tempo da análise efetuada, com exceção para o período compreendido entre as 13 horas, pois o volume rodoviário que chegou ao cruzamento rodoferroviário era mais espaçado (com maior *headway* de chegada entre os veículos).

Assim, observa-se que o fluxo de saturação é uma variável extremamente sensível, sendo um parâmetro muito importante para a análise de viabilidade de uma passagem em nível.

Nas PNs estudadas foram comparados três métodos com divergentes critérios para o fluxo de saturação, em Okitsu *et al* (2010) são analisados os próprios resultados obtidos em campo, Webster utiliza a largura da via como principal parâmetro, deste modo, os cruzamentos rodoferroviários com as mesmas dimensões apresentam o mesmo fluxo de saturação, enquanto o HCM apresenta uma formulação extensa através da verificação de vários fatores, inclusive as condições do pavimento, como descrita no item 5.3 (Aplicação dos Métodos) desta dissertação.

Portanto, para a análise de viabilidade de uma via existente pode ser utilizado os passos descritos nas tabelas apresentadas no item 5.3.1, inclusive a analogia com o atraso veicular descrito pelo HCM (TRB, 2000) para conhecer o nível de serviço que a via oferece aos seus usuários.

5.4.1 Análise de viabilidade para novas vias

Para análise de vias que serão projetadas ou para a melhoria do desempenho de vias existentes foi elaborado um gráfico dinâmico, a partir dos critérios indicados na

Avaliação Geral das Passagens em Nível elaborado pela antiga Ferrovia Paulista S.A - FEPASA (1988). Este método utiliza *headways* entre as composições ferroviárias e tempo de ferrovia (tempo de bloqueio) constantes.

A simulação gráfica utiliza a linguagem de programação *Visual Basic for Applications* (VBA) do programa Microsoft Office - Excel 2010 para calcular os algoritmos referentes a metodologia de Okitsu *et al* (2010) e com ajustes mencionados para os estudos realizados, conforme exposto no item 5.3 desta dissertação.

Este gráfico dinâmico pode ser alterado de acordo com as necessidades do cruzamento rodoferroviário, para isto, é necessária a inserção de apenas quatro elementos característicos como: nome da PN, tempo médio de bloqueio, fluxo de saturação e *lost time* (tempo perdido), conforme Figura 5.5 – Dados sobre o PN.

Informações sobre a PN	
Nome da PN	PN de UNICAMP
Tempo Médio de Bloqueio (00:00:00)	00:02:30
Fluxo de Saturação (Eq. Veículo/hora)	1.800
Lost Time (s)	11

Gerar Gráfico

Figura 5.5 – Dados sobre o PN

Após a inserção destes elementos deverá ser acionado o botão "Gerar Gráfico" e um diagrama será fornecido, atendendo as quatro variáveis indicadas na figura 5.5, caso seja necessário a alteração de algum parâmetro basta inserir um novo dado e clicar no comando "Gerar Gráfico" novamente.

A Figura 5.6 – Diagrama de blocos do programa apresenta a sequência utilizada para a construção do gráfico dinâmico característico da PN.

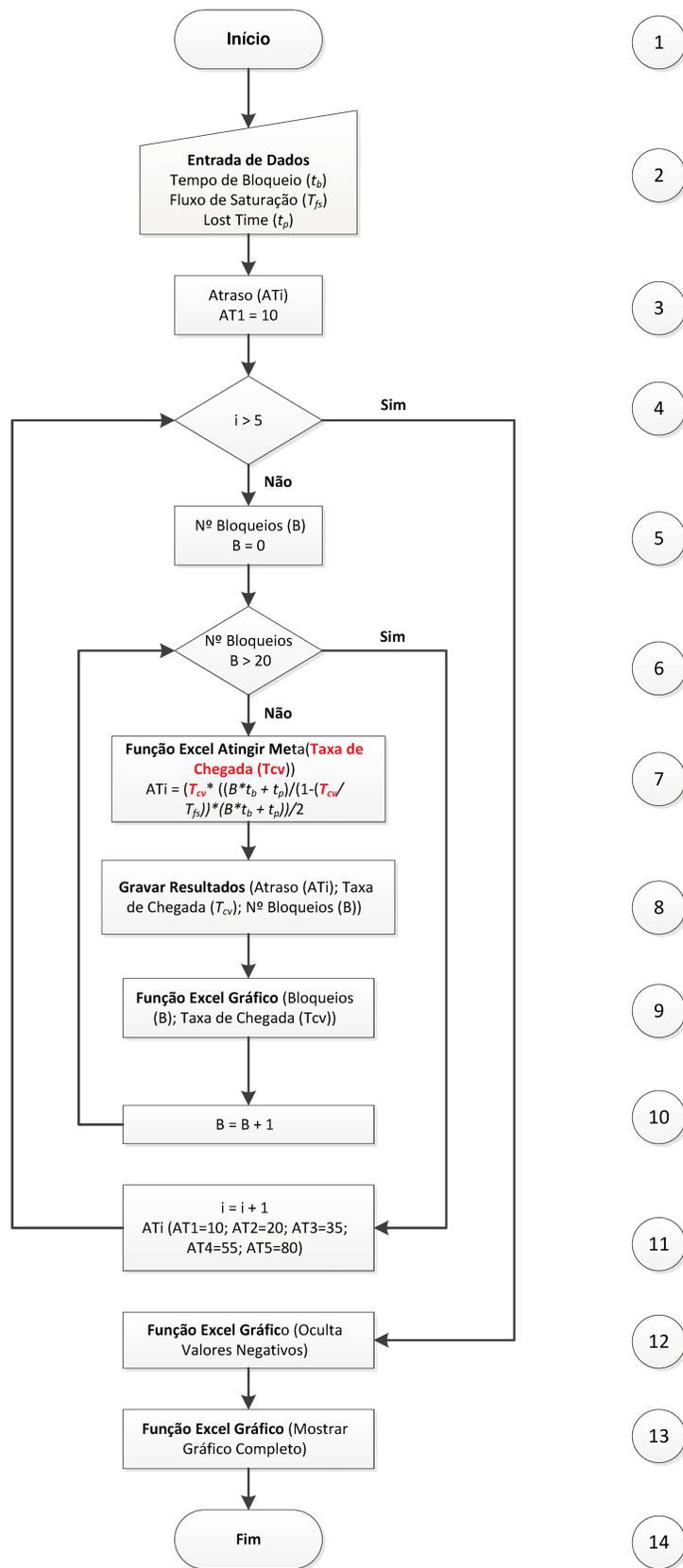


Figura 5.6 – Diagrama de blocos do programa

- Bloco 1: Início do Programa;
- Bloco 2: Entrada manual dos dados da PN;
- Bloco 3: Atraso inicial. Valor de referência para o primeiro atraso, que corresponde ao nível de serviço A, com tempo de espera de até 10 s;
- Bloco 4: Bloco de decisão para elaboração do gráfico através das faixas limites do NS. Para as retas referentes aos níveis de serviço A, B, C, D, E e F são utilizados como parâmetro os valores máximos para cada nível (10 s, 20 s, 35 s, 55 s e 80 s);
- Bloco 5: Bloqueio inicial. Valor de referência para o primeiro bloqueio, assumindo a via com tráfego ininterrupto (bloqueio igual a zero), quando não há a passagem de trens;
- Bloco 6: Bloco de decisão para elaboração do gráfico através da quantidade de bloqueios horários. Para cada nível de serviço foi estabelecido o cálculo equivalente de 0 a 20 bloqueios por hora;
- Bloco 7: Utilização da função "atingir meta" na equação desenvolvida por Okitsu *et al* (2010) para obtenção do fluxo de veículos rodoviários máximo para cada um dos níveis de serviço e bloqueios;
- Bloco 8: Esta função guarda o valor do fluxo obtido no bloco 7 com respectivo atraso veicular e bloqueio;
- Bloco 9: Função gráfica do Programa Excel para o desenho das retas do gráfico. Para cada nível de serviço foi estabelecido o cálculo equivalente de 0 a 20 bloqueios por hora;
- Bloco 10: Bloco de operações para executar novamente o processo de decisão com outro valor de bloqueio;

- Bloco 11: Bloco de operações para executar novamente o processo de decisão com outro valor para o nível de serviço;
- Bloco 12: Valores negativos eventualmente podem ser fornecidos pela função “atingir meta”. Esta função garante que o gráfico apresentado não contenha esses valores;
- Bloco 13: Esta função exibe o gráfico completo após o cálculo do atraso, fluxo e bloqueios para todos os níveis de serviço referentes ao tempo médio de bloqueio, fluxo de saturação e *lost time* (tempo perdido), conforme Figura 5.7 - Estudo de viabilidade da passagem em nível.
- Bloco 14: Fim do programa.

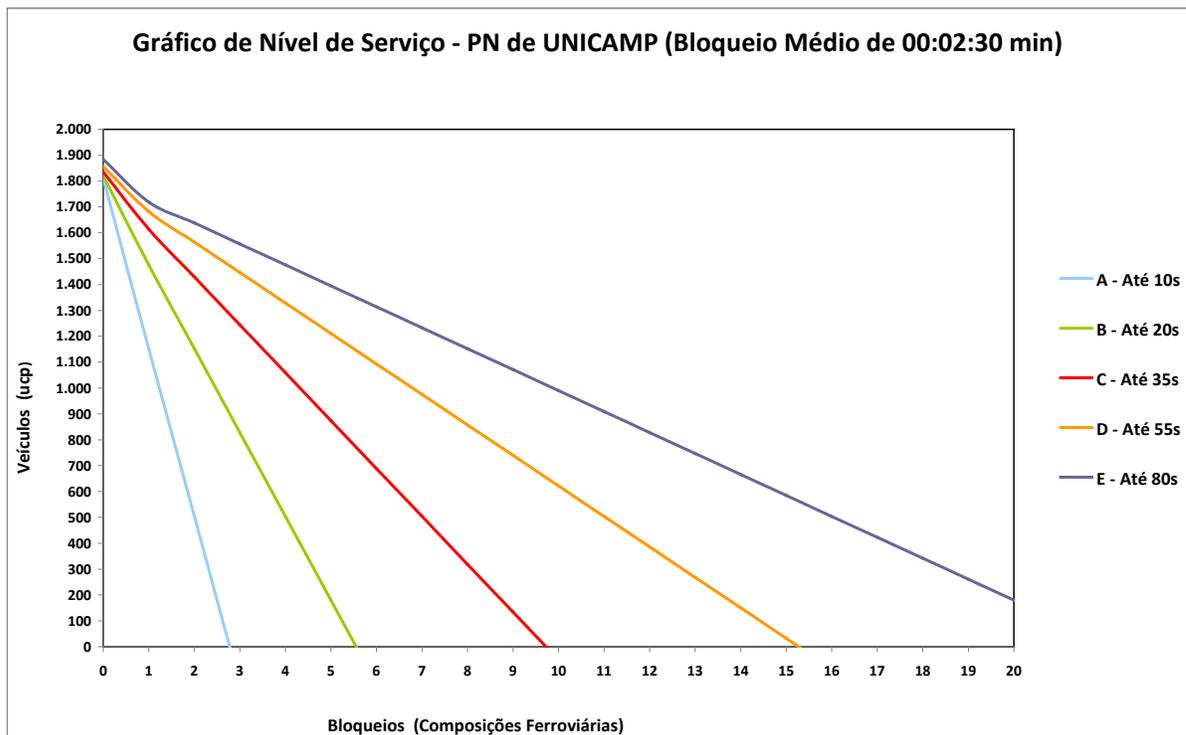


Figura 5.7 - Estudo de viabilidade da passagem em nível

A elaboração do gráfico é obtida através das faixas limites do NS. Para as retas referentes aos níveis de serviço A, B, C, D, E e F são utilizados como parâmetro os

valores máximos para cada nível (10 s, 20 s, 35 s, 55 s e 80 s), assim foi utilizada a função "atingir meta" para obter o volume de veículos rodoviários máximo para cada um destes níveis, deste modo, as retas do gráfico são desenhadas. Para cada nível de serviço foi estabelecido o cálculo equivalente de 0 a 20 bloqueios por hora.

Este número de bloqueio não pode ser atingido na prática, pois em uma via com 20 bloqueios o *headway* entre as composições ferroviárias seria muito reduzido, implicando na impossibilidade da existência de uma PN na via, devido ao restrito fluxo rodoviário que poderia cruzar a interseção em nível, acarretando em congestionamento causado pelo excessivo número de bloqueios.

Com o diagrama (Figura 5.7 - Estudo de viabilidade da passagem em nível) é possível conhecer os limites do atraso de acordo com o Nível de Serviço para interseções com fluxo interrompido, assim, são obtidos os seguintes intervalos:

- Nível de Serviço A: compreendido entre a área da ordenada (eixo y) e a reta A;
- Nível de Serviço B: compreendido entre a reta A e a reta B;
- Nível de Serviço C: compreendido ente a reta B e a reta C;
- Nível de Serviço D: compreendido ente a reta C e a reta D;
- Nível de Serviço E: compreendido entre a reta De e a reta F;
- Nível de Serviço F: compreendido para os valores acima da reta E.

Através deste gráfico obtém-se a quantidade máxima de trens e veículos que podem utilizar o sistema

Para o intervalo de 1 hora, a travessia "Unicamp" é bloqueada para a passagem dos trens 6 vezes, desta maneira, a prefeitura de Campinas deseja que seus usuários enfrentem um Nível de Serviço C.

Assim, para encontrar o valor equivalente ao número de 6 bloqueios (eixo das abscissas) deverá ser feita uma linha imaginária até a reta do nível de serviço e prolongar horizontalmente até o eixo das ordenadas para obter o fluxo de 700 ucp no exemplo indicado, conforme a Figura 5.8 - Faixas referente aos Níveis de Serviço.

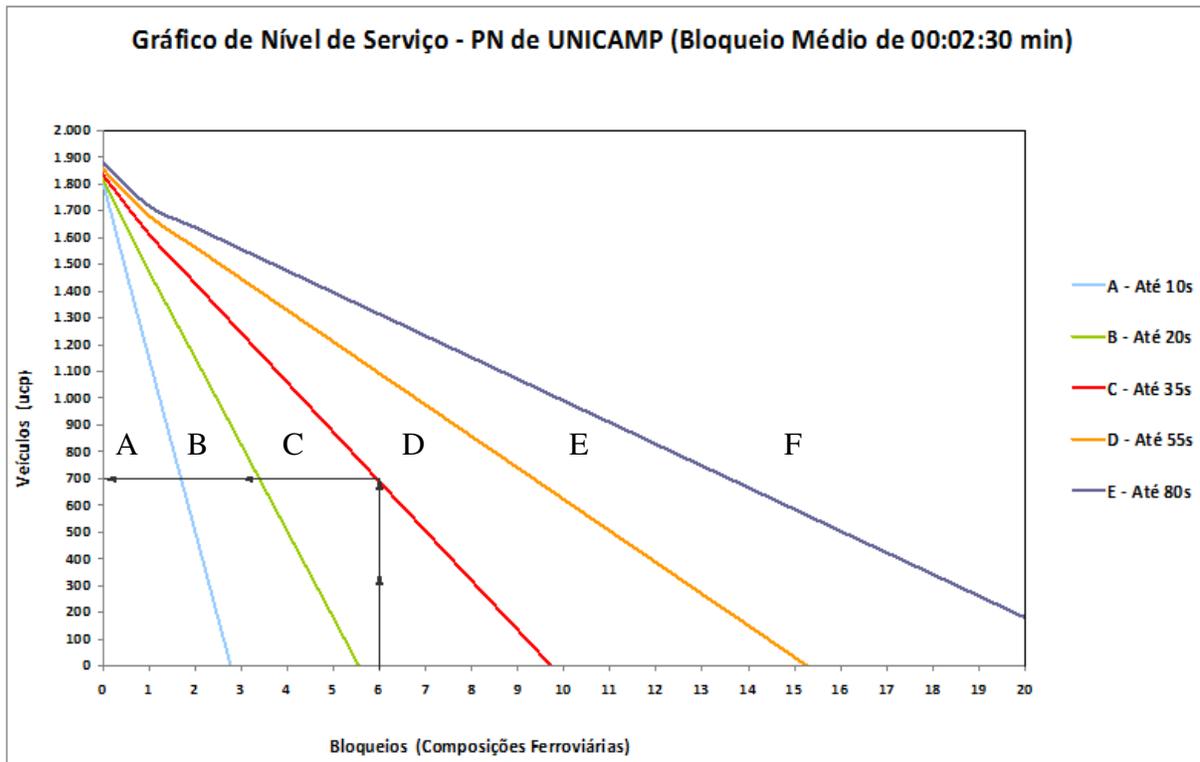


Figura 5.8 - Faixas referente aos Níveis de Serviço

Desta forma, para um novo projeto ou para que uma PN possa ser reestruturada, sugere-se que não sejam admitidos valores acima do Nível de Serviço C, conforme sugere o HCM (TRB, 2000).

5.4.2 Aplicação da metodologia nas PNs existentes

O gráfico dinâmico informa a viabilidade de uma passagem em nível, para verificar se este algoritmo apresenta soluções factíveis e coerentes com as passagens

em nível estudadas. Portanto foram inseridos os valores médios dos dados das quinze horas de filmagens das PNs de Mogi das Cruzes e Caieiras neste programa.

Para a passagem em nível de Mogi das Cruzes os elementos de entrada estão dispostos na Figura 5.9, o tempo de bloqueio e o *lost time* (tempo perdido) referem-se aos valores médios encontrados no cruzamento rodoferroviário ao longo das quinze horas, enquanto que o fluxo de saturação é um valor característico da via e neste exemplo foi utilizado o fluxo que constituiu o critério de Okitsu *et al* (2010).

Informações sobre a PN	
Nome da PN	PN de Mogi das Cruzes
Tempo Médio de Bloqueio (00:00:00)	00:02:15
Fluxo de Saturação (Eq. Veículo/hora)	1.617
Lost Time (s)	11

Gerar Gráfico

Figura 5.9 - Informações sobre a PN de Mogi das Cruzes

Após a inserção dos valores dos elementos pertinentes a esta passagem em nível deve ser acionado o comando “Gerar Gráfico” para que as retas com as faixas referentes ao nível de serviço sejam desenhadas, como ilustra a Figura 5.10.

A Tabela 5.8 apresenta os níveis de serviço distribuídos por hora para a PN de Mogi das Cruzes e seus valores estão compreendidos entre as faixas C, D e E, distribuídos em 20%, 33% e 47%, respectivamente e como atraso global ao longo do dia de 52 segundos, correspondente ao Nível de Serviço D

A Figura 5.10 representa a aplicação do gráfico dinâmico para a PN de Mogi das Cruzes e seus valores estão concentrados no nível de serviço D com 86% e as faixas C e E apresentam 7% para cada NS.

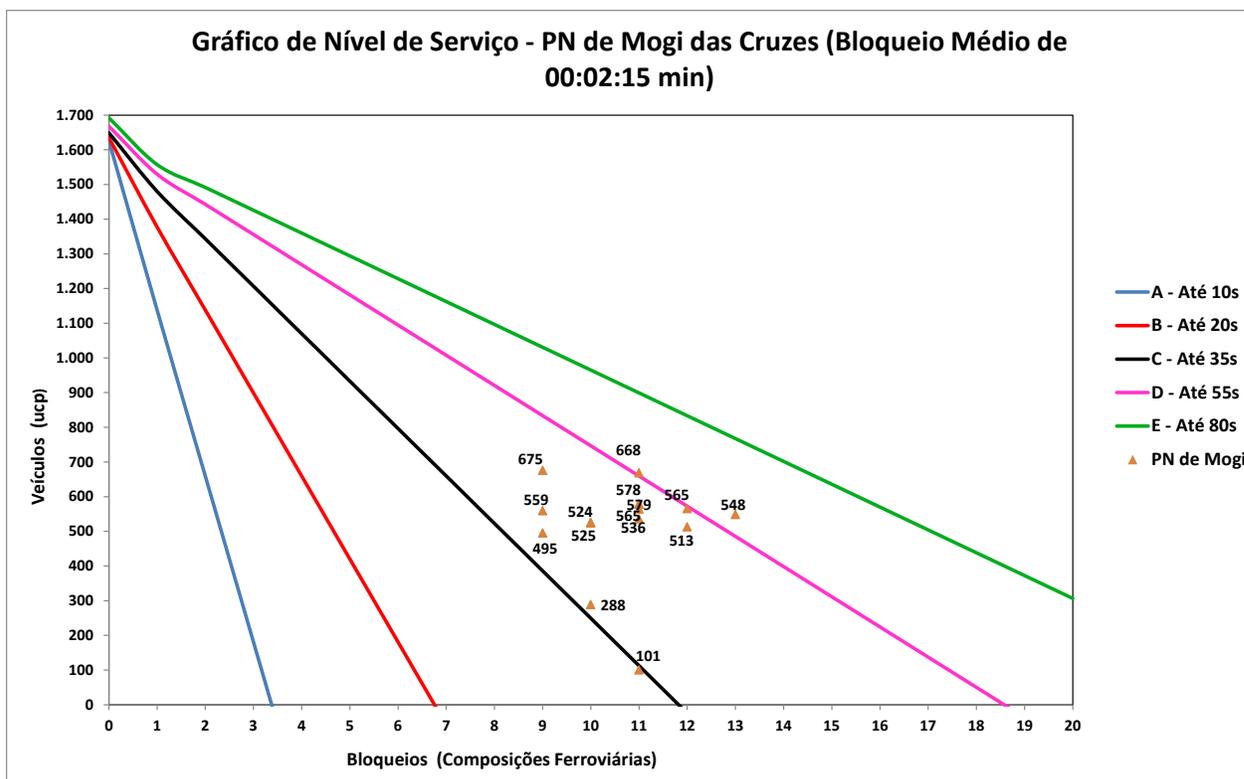


Figura 5.10 - Gráfico do Nível de Serviço existente na PN de Mogi das Cruzes

Para a travessia em nível de Caieiras também foi utilizado o fluxo de saturação de Okitsu *et al* (2010), mas poderia ter sido aplicado os valores encontrados nos métodos de Webster (1964) e do HCM (TRB, 2000). A Figura 5.11 informa os elementos utilizados para a verificação do modelo.

Informações sobre a PN

Nome da PN	PN de Caieiras	Gerar Gráfico
Tempo Médio de Bloqueio (00:00:00)	00:02:03	
Fluxo de Saturação (Eq. Veículo/hora)	1.241	
Lost Time (s)	8	

Figura 5.11 - Informações sobre a PN de Caieiras

Conforme a Tabela 5.9 a distribuição do atraso horário está dividida entre os níveis de serviço C, D e E, com respectivamente, 27%, 40% e 33% e o atraso global nesta situação é igual a 45 segundos, equivalente ao NS D.

Na Figura 5.12 foram inseridos os valores pertinentes ao método proposto e os valores encontrados correspondem ao nível de serviço C e D, com respectivamente, 20% e 80%.

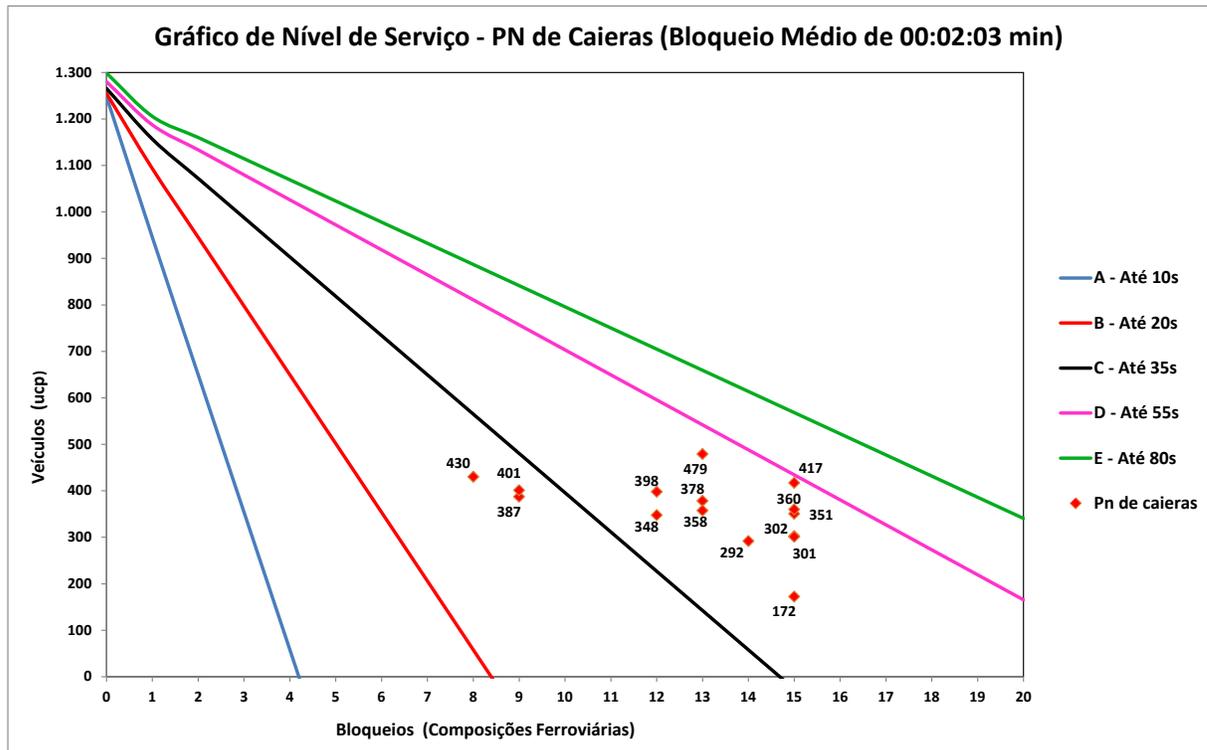


Figura 5.12 - Gráfico do Nível de Serviço existente na PN de Caieiras

Conforme a Tabela 5.9 a distribuição do atraso horário está dividida entre os níveis de serviço C, D e E, com respectivamente, 27%, 40% e 33% e o atraso global nesta situação é igual a 45 segundos, equivalente ao NS D.

Após a aplicação do gráfico dinâmico para as duas PNs estudadas pode-se observar uma concentração dos resultados na faixa intermediária do Nível de Serviço, aproximando-se do resultado do atraso global. Este fato deve-se a utilização do bloqueio e *headway* médio. Para as duas passagens em nível estudadas nota-se concentração na faixa D semelhante aos atrasos globais das PNs.

Estes cruzamentos rodoferroviários encontra-se acima do Nível de Serviço indicado pelo HCM (TRB, 2000), sendo sugerido uma melhoria nas PNs existentes.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

A revisão bibliográfica foi dividida em dois capítulos para melhorar o entendimento do trabalho, desta forma, a seção apresenta os aspectos técnicos necessários para uma existência de passagem de nível, no qual nota-se que existem poucas Normas para a ferrovia brasileira, as normatizações que restaram não são respeitadas, principalmente para as passagens em nível.

A maioria das Normas Vigentes são traduções da Norma americana AREMA, ou do padrão europeu da *International Union of Railways* (UIC), a situação se agravou devido aos anos em que as ferrovias foram colocadas à margem de investimento e esquecida pelos governos, fazendo com que as poucas Normas para passagens em nível não sejam cumpridas, como por exemplo, a NBR-15680 (ABNT, 2009b) que cita que não deve haver cruzamento rodoferroviário quando o *headway* entre trens é inferior a 30 minutos.

A ferrovia iniciou sua retomada através do modelo de concessão, entretanto, ainda é necessário que novos estudos sejam realizados para compatibilizar as Normas existentes, com os Manuais de órgãos governamentais, evitando dúvidas quanto ao uso da bibliografia a ser utilizada.

Não existe um inventário para conhecer qual a real situação da ferrovia brasileira, bem como, o número de passagens em nível. Contudo, sabe-se que as PNs representam um iminente perigo para a sociedade.

Desta maneira foram levantadas as características do cruzamento rodoferroviário através de três métodos distintos: Okitsu *et al* (2010), Webster (1964) e HCM (TRB, 2000).

Webster (1964) apresenta um modelo simplista para o fluxo de saturação, utilizando exclusivamente a largura da pista como variável, de modo que todas as vias com a largura coincidente apresentam o mesmo valor do fluxos de saturação, enquanto o HCM apresenta duas metodologias distintas, uma empírica com cálculo complexo, incluindo inclusive o fator do pavimento, assim, mesmo que não seja utilizado um fator para multiplicar o resultado encontrado, este critério assim o faz. O outro critério exibido pelo HCM foi utilizado para base de cálculo de Okitsu *et al* (2010), retirando valores do próprio tráfego observado ao longo do dia.

Ao comparar o resultado obtido entre os três métodos é possível concluir que o fluxo de saturação é muito importante, pois quando as metodologias empíricas apresentam resultados semelhantes, as retas que as representam são coincidentes, como na verificação efetuada com a PN de Mogi das Cruzes.

O modelo de Okitsu *et al* (2010) é mais rigoroso para fluxos mais intensos, enquanto os outros são rigorosos para taxas de chegadas menores.

Outro parâmetro sensível nesta análise é o tempo perdido. Para minimizar o atraso veicular é necessário que o primeiro veículo entre no sistema com maior rapidez, para isto é necessário que o processo de abertura das cancelas seja realizado de uma forma mais dinâmica, pois após a passagem dos trens as vias são rapidamente liberadas, desta maneira o tempo de funcionamento dos portões e cancelas aliado a ação e reação do motorista pode ser decisivo para o escoamento da via.

Para otimização do sistema, bloqueios menores seriam eficientes. Com base nos valores apresentados nota-se que para diminuir o atraso é mais adequado que exista dois bloqueios com menor tempo de fechamento a um bloqueio com o dobro de seu tempo. Outro problema é a passagem de trem nos dois sentidos que aumentam o

tempo de bloqueio gerando maiores atrasos no sistema. Este fato se deve à taxa de chegada da via, pois quanto maior o tempo que a via está disponível para a ferrovia, os veículos rodoviários continuam chegando ao sistema, podendo causar perturbações nas imediações das passagens e o aumento do atraso veicular.

Com base nos dados obtidos pode-se dizer que é válida a comparação entre um semáforo e um cruzamento rodoferroviário, dado que os resultados para o cálculo do atraso veicular são muito próximos quando o fluxo de saturação é constante, devendo padronizar seu cálculo. Sempre que possível esses valores podem ser obtidos em campo, tornando a análise o mais próxima do real.

O HCM (TRB, 2000) define que para vias o volume tolerável deve ser equivalente ao Nível de Serviço C, para esta afirmação é feita uma analogia para os níveis de serviço do atraso veicular. O HCM não limita a definição do NS somente a semáforos isolados, mas sim às vias com trânsito interrupto, assim uma PN se enquadra neste conceito. Contudo, o motorista que passa em via que contém uma passagem em nível sabe que está disposto a enfrentar um congestionamento maior que em outros tipos de via.

Ainda para esta pesquisa, cabe ressaltar que os estudos foram embasados em alguns dados das filmagens, como o fator de equivalência e a análise do pavimento.

Até o momento não há uma unanimidade com relação ao fator de equivalência, variando de acordo com a bibliografia estudada e em alguns casos de acordo com a composição dos veículos na via, desta forma, para o trabalho sugeriu-se fator de equivalência médio entre as seis PNs, já que não há estudos para este item até o momento. Como os valores médios dos coeficientes foram abaixo dos estudados em bibliografias conhecidas, foram feitas medições em vias com fluxo interrupto para mostrar que os valores utilizados também se encontram abaixo dos números do DENATRAN (1984), CET (2012), TRB (2000), Webster (1964).

Com relação ao pavimento, ao contrário da ideia inicial que o revestimento altera a velocidade dos veículos, observou-se que a camada superficial não é o único item que influencia na velocidade sobre a travessia. O meio em que a PN está inserida é muito importante para esta análise.

Portanto, após a exposição das conclusões apresentadas considera-se que o objetivo do trabalho foi atendido, assim, através dos elementos de engenharia de tráfego foi desenvolvido o estudo de viabilidade da via para vias existentes e um algoritmo criado no Programa Excel 2010 que apresenta o Nível de Serviço relacionando o atraso veicular.

Para a verificação do gráfico dinâmico foram utilizadas as PNs existentes (Mogi das Cruzes e Caieiras), ambas com quinze horas de filmagem, e os resultados obtidos concentraram-se na faixa intermediária dos níveis de serviço, valores semelhantes ao atraso global, devido ao bloqueio e *headway* constantes.

Entretanto para a melhoria deste trabalho ou sugestões para futuras pesquisas são listadas as recomendações a seguir:

- Estudo específico para os pavimentos que devem ser utilizados em passagens em nível, bem como, a influência deste pavimento a velocidade dos veículos, dado que, a avaliação superficial da superfície do pavimento não deve ser o único critério;

- Fator de equivalência veicular com um número maior de amostras, pois para este trabalho contou com seis cruzamentos rodoferroviários e uma interseção semaforizada rodoviária.

- O nível de serviço utilizado pelo HCM (TRB, 2000) para o atraso veicular considera vias com fluxo interrupto, como uma passagem em nível, contudo, acredita-se que o condutor que se dispõe a atravessar esta via tem conhecimento que o tempo de percurso é maior, deste modo, os limites destes atrasos podem ser ampliados. Este

estudo contém várias análises e variáveis, inclusive entrevistas com os motoristas, o que não era escopo deste trabalho.

- Para a aplicação do gráfico dinâmico que permite avaliar a capacidade operacional de uma passagem em nível recomenda-se que seja padronizado um fluxo de saturação, o mais restritivo.

- Os *headways* das ferrovias deveriam ser informados, visto que influenciam diretamente no atraso veicular da via.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AASHO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS. **A Policy on Geometric Design of Rural Highways**. Washington, D.C, 1965, 650p.

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **A Policy on Geometric Design of Highways and Streets**. Washington, D.C, 1994, 1006p.

ALL – América Latina Logística. Campanhas de Segurança na Linha férrea. Disponível em: <<http://www.all-logistica.com/port/index.htm>>. Acesso em 6 de março de 2013.

ANTF - Associação Nacional dos Transportes Ferroviários. Glossário de Termos Ferroviários. Disponível em: < <http://www.antf.org.br/pdfs/glossario.pdf>>. Acesso em 23 de setembro de 2013.

AREMA - American Railway Engineering and Maintenance-of-Ray Association. CD-ROM, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NB – 476 – “Dormente”. Rio de Janeiro. 1979.

_____ NBR-12180 – “Via Férrea – Travessia Rodoviária – Passagem em nível pública – Equipamento de proteção elétrico”. Rio de Janeiro. 2009a.

_____ NBR-15680 – “Via Férrea – Travessia Rodoviária – Passagem em Nível Pública – Requisitos de Projeto”. Rio de Janeiro. 2009b.

_____ NBR-11709 – Dormente de concreto - Projeto, materiais e componentes. Rio de Janeiro. 2010.

_____ NBR-7613 – “Via Férrea – Travessia Rodoviária – Momento de Circulação, Grau de Importância e Índice de Criticidade”. Rio de Janeiro. 2011a.

_____ NBR-15942 – “Via Férrea – Travessia Rodoviária – Passagem em Nível – Classificação e Requisitos”. Rio de Janeiro. 2011b.

BARAT, Josef. **A evolução dos transportes no Brasil**. Rio de Janeiro, RJ: Fundação Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística: Instituto de Planejamento Econômico e Social, 1978, 385p.

BARNES, Ralph Mosser. **Estudos de movimentos e de tempos**: projeto e medida do trabalho [por] Ralph M. Barnes; tradução da 6ª ed. americana [por] Sérgio Luiz Oliveira Assis, José S. Guedes Azevedo e Arnaldo Pallotta, revisão técnica [por] Miguel de Simoni e Ricardo Seidl da Fonseca. São Paulo, Edgard Blucher, 1977.

BERNUCCI, Liedi Bariani; Motta, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBAS: ABEDA, 2006. 504 f.:il.

BORGES, M. M. ; FREITAS, A. M. ; CARMO, R. C. . **A produção de pisos de borracha e sua utilização em cruzamentos rodoferroviários**. In: 4º Congresso Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2010, São Paulo. CONINFRA 2010, 2010.

BRASIL. Decreto nº 1832, de 04 de março de 1996. Aprova o Regulamento dos Transportes Ferroviários. 1996. Disponível em:

<<http://www.jusbrasil.com.br/legislacao/112337/decreto-1832-96>>. Acesso em 4 de janeiro de 2013.

BRASIL. Código de Trânsito Brasileiro. **Código de Trânsito Brasileiro**: instituído pela Lei nº 9.503, de 23-9-97 - 3ª edição - Brasília: DENATRAN, 2008. 232p.: il.

BRINA, H.L. **Estradas de Ferro 1** – Via Permanente. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos S.A. 1979.

CAMPOS, Vânia Barcellos Gouvêa; CARMO, R. C. **A Safety Level Index for Grade Crossings**. In: IHHA 2011, 2011, Calgary. 2011 International Heavy Haul Conference, Calgary, 2011. v. 1

CARMO, R. C. **Procedimento para avaliação de passagens de nível**. Monografia (Aperfeiçoamento/Especialização em curso de Especialização em Transporte Ferroviário). Instituto Militar de Engenharia. IME. 2006.

CARMO, R. C.; CAMPOS, Vânia Barcellos Gouvêa. **Análise de pavimentos para passagens de nível**. In: 3 Congresso de Infra-Estrutura de Transporte, 2009, São Paulo. CONINFRA 2009. São Paulo: ANDIT, 2009a.

CARMO, R. C. ; CAMPOS, Vânia Barcellos Gouvêa . **Indicador de nível de segurança para passagens em nível**. In: XXIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2009, Vitória. Panorama Nacional da Pesquisa em Transportes, 2009. Vitória: Zoom filmes, 2009b. v. 1

CARMO, R. C.; CAMPOS, Vânia Barcellos Gouvêa; GUIMARÃES, Jorge Eduardo . **Method for Evaluation of Grade Crossings**. In: International Heavy Haul conference Specialist Technical Session, 2007, Kiruna. High Tech in Heavy Haul. Lulea: Lulea University of Technology Press, 2007a. v. 1. p. 487-496.

CARMO, R. C.; CAMPOS, Vânia Barcellos Gouvêa; GUIMARAES, J. E.. **Procedimento para avaliação da segurança de passagens em nível.** In: XXI ANPET, 2007, Rio de Janeiro. Panorama Nacional Da Pesquisa em Transportes 2007. RIO DE JANEIRO: ANPET, 2007b. v. 1.

CET - Companhia de Engenharia de Tráfego. **Métodos para cálculo da capacidade de interseções semaforizadas.** Equipe técnica coordenada por Eduardo A. Vasconcellos. São Paulo, 1978.

CET - Companhia de Engenharia de Tráfego. **Análise da influência da velocidade máxima permitida sobre o valor da capacidade.** Estudo de caso - Avenida 23 de Maio. Notas Técnicas - NT 220. Walter Ferreira dos Santos e Luis Molist Vilanova. São Paulo, 2012.

CET - Companhia de Engenharia de Tráfego. **Noções básicas de Engenharia de Tráfego.** Equipe técnica coordenada por Edson Paulo Filizzola. São Paulo, 1977.

CONTRAN – Conselho Nacional de Trânsito. **Sinalização de vertical de regulamentação.** Volume I / CONTRAN - Denatran. 2 edição – Brasília, 2007. 220 p.: il

COSTA NETO, Pedro Luiz Oliveira. **Estatística** [por] Pedro Luiz Costa Neto. São Paulo. Edgard Blucher, 1977.

CNT - Confederação Nacional do Transporte. **Pesquisa CNT de Ferrovias,** Brasília, 2011. 184p

CNT - Confederação Nacional do Transporte. **O sistema ferroviário brasileiro,** Brasília, 2013a. 58p

CNT - Confederação Nacional do Transporte. **CNT - Transporte Atual.** Brasília, edição 216, setembro de 2013. 2013b. Disponível em:

<<http://www.cnt.org.br/Imagens%20CNT/Revista%20CNT/REVISTA%20CNT%2024%20FINAL.pdf>>. Acesso em: 30 de setembro de 2013.

DAVID, Eduardo Gonçalves. **O futuro das estradas de ferro no Brasil**. Niterói: Rio de Janeiro: Portifolium S.D.P. Visual, 2009.

DEMARCHI, S. H. ; SETTI, J. R. A. . **Determinação da Capacidade e Nível de Serviço em Interseções Rodoviárias através de Simulação**. Transportes, Rio de Janeiro, RJ, v. 5(2), p. 37-63, 1997

DENATRAN – DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Manual de Semáforos**. 2ª Edição – Brasília: Denatran, 1984.

DENATRAN – DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Manual de Cruzamentos Rodoferroviários**. 2ª Edição – Brasília: Denatran, 1987.

DER – Departamento de Estradas e Rodagem. Instrução de Projeto. **IP-DE-FE00/001 – Projeto Geométrico**. São Paulo. 2005.

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Glossário de termos técnicos rodoviários**. Rio de Janeiro. 1997. 296p

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de projeto geométrico de rodovias rurais**. Rio de Janeiro. 1999. 195p.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre. DNIT 009/2003-PRO. Avaliação subjetiva da superfície flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro. 2003.

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de projeto de interseções. 2.ed.** - Rio de Janeiro, 2005. 528p. (IPR. Publ., 718).

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de projeto geométrico de travessias urbanas.** Rio de Janeiro. 2010.

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Ferroviário - Histórico. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/ferrovias/historico>>. Acesso em: 20 de outubro de 2012.

FEPASA – Ferrovias Paulista S.A - Avaliação geral das passagens em nível. São Paulo. 1988.

FHWA – Federal Highway Administration. **Railroad Highway Grade Crossing Handbook**: Section 4: Identification of Alternatives (continued). Washington, D. C., 2007. Disponível em: <http://safety.fhwa.dot.gov/xings/com_roaduser/07010/sec04b.htm> Acesso em: 04 de fevereiro de 2013.

FORNACIARIA, ISABELA APARECIDA. Investigações no campo da programação semafórica. 2010. 134f. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes e Área de Concentração em Planejamento no Sistema de Transportes., Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2010.

FORNARO, Alexandre Caselli. **Passagens em nível nas ferrovias brasileiras**: Algumas implicações para os sistemas de transportes e para a população. 2009. 91f. Monografia (Graduação em Geografia) – Instituto de Geociências, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2009.

FRAMBRO, DANIEL B.; FITZPATRICK, KAY; KOPPA, RODGER J. **NCHRP - National Cooperative Highway Research Program: Determination of Stopping Sight Distance.** Report 1469-S. Texas Transportation Institute. Texas A&M University System. College Station, Texas, November, 1997.

FRAMBRO, DANIEL B.; NOYCE A. DAVID. **Enhanced traffic control devices and railroad operations for highway-railroad grade crossings.** Report 1469-S. Texas Transportation Institute. Transportation Research Board. Washington, D.C. November, 1997.

GOOGLE EARTH – MAPS. <[Http://mapas.google.com](http://mapas.google.com)>. Acesso realizado em: 06 de maio de 2013.

Keefe, Kevin P. **Track Classifications.** In: Train - The magazine of railroad. Disponível em:

:<<http://trn.trains.com/en/Railroad%20Reference/Freight%20Railroads/2006/06/Class%201%20Railroads.aspx>>. Acessado em: 20 de janeiro de 2013.

LAKATOS, Eva Maria. **Metodologia do trabalho científico:** procedimentos básicos, pesquisa bibliográfica, projeto e relatório, publicações e trabalhos científicos/ Eva Maria Lakatos, Marina Andrade Marconi. --4.ed.-- São Paulo: Atlas, 1992.

LUNA, Marcelo dos Santos de. **Fluxo sobre saturação:** Conceituação, Aplicação, Determinação e Variação. 132f. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

MDOT – MICHIGAN DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Guidelines for Highway-Railroad Grade Crossing.** Michigan. 2009.

NOVAES, Antônio Galvão. **Pesquisa Operacional e Transportes:** Modelos Probabilísticos. Mc Graw-Hill do Brasil Ltda, São Paulo, 1975.

NZ Transport Agency. **Traffic Control Devices Manual – Level Crossing. Part 9**, Nova Zelândia; 2008. Disponível em <www.landtransport.govt.nz/tcd-manual/index.html>. Acesso em: 2013-01-04.

OKITSU, Walter; Crain & Associates; Louie, Jonathan; KOA Corporation; Lo, Kathy. **Simulation-Free Railroad grade Crossing Delay Calculations**. In: Institute of Transportation. São Francisco, EUA, 2010.

PAULA, D. A. **Estado, sociedade civil e hegemonia do rodoviário no Brasil**. Revista Brasileira de História da Ciência, v-3, p. 142-156, 2010.

PEREIRA Neto, W. A.; WIDMER, J. A. **Compatibilidade das distâncias de visibilidade em nível para o tráfego de veículos em rodovias brasileiras**. In: XXI Congresso de Pesquisas e Ensino em Transportes – ANPET, 2007; Rio de Janeiro. Anais do XXI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – ANPET. Rio de Janeiro Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes – ANPET, 2007.

PONTES FILHO, Glauco. Estradas de rodagem: projeto geométrico. São Carlos. 1998.

RIVES, F.O., PITA, A.L e PUENTE, M.J.M. **Tratado de Ferrocarriles I – Via**. Madrid. Editora Rueda, 1977.

RODOVALHO, Marcelo de Toledo; SANUKI, Walter Katsumi; Filippi, José Antonio de; Santos, Amaury Borges dos. **Sinalização Ferroviária**. Especialização em Tecnologia Metro-Ferroviária, Programa de Educação Continuada em Engenharia – PECE, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

SENÇO, Wlastemiler de. **Manual de Técnicas de Projetos Rodoviários**. Editora Pini, São Paulo: 2008. p. 758.

SETTI, J. R. A.; DEMARCHI, S. H.. **Assessing heavy vehicle impacts on the operation of rural at-grade intersections in Brazil**. Transportation Research Record, Washington, D.C., n.1555, p. 83-90, 1996.

TENÓRIO, Douglas Aprato. **Capitalismo e ferrovias no Brasil**. Curitiba: HD Livros, 1996.

Transport Canada. **Canadian Railway-Roadway Grade Crossings (CRRGC)**. 2012. Disponível em : <<http://www.tc.gc.ca/eng/railsafety/menu.htm>>. Acessado em: 09 de fevereiro de 2013.

Transport Canada. **Technical Standards and Inspection, Testing and Maintenance Requirements: Road / Railway Grade Crossing**. 2002 Disponível em: <<http://www.tc.gc.ca/eng/railsafety/menu.htm>>. Acessado em: 09 de fevereiro de 2013.

TRB - Transportation Research Board. **Highway Capacity Manual (HCM)**, Special Report 209. National Research Council. Washington D. C, 2000.

VENCOVSKY, Vitor Pires. **Sistema ferroviário e o uso do território brasileiro: uma análise do movimento de produtos agrícolas**. 2006. 150 f. Dissertação (Mestrado em Geografia) – Instituto de Geociências, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2006.

VENCOVSKY, V. P. . **Ferrovias, cidades e integração territorial: considerações sobre o planejamento do sistema ferroviário brasileiro**. In: 4º Congresso de Infraestrutura de transportes - Coninfra, 2010, São Paulo. Anais do 34º Congresso de Infraestrutura de Transportes "Coninfra-2010". São Paulo: Andit, 2010.

U.S. Department of Transportation, Guidance on Traffic Control Devices at Highway-rail Grade Crossings, November, 2002.

U.S. Department of Transportation, **Railroad-Highway Grade Crossing Handbook**, 2nd edition, September, 2007.

WAGNER, Harvey M. **Pesquisa Operacional**. Harvey M. Wagner: traduzido por Paulo Antônio Mariotto. Rio de Janeiro: Prentice – Hall do Brasil, 1986. 2 ed.

WEBSTER, F. V.. **Traffic Signals**. In: Davies, E. (ed) Traffic Engineering Practice. E. & F.N. LTD. Londres. 1964.

WOOLDRIDGE, Mark D.; FRAMBO, Daniel B; BREWER, Marcus A; ENGELBRECHT, Roelof J.; HARRY, Scott R; CHO, Hanseon. **Design Guidelines for at- Grade Intersections near at Highway-Railroad Grade Crossings**. Texas Department of Transportation. Report 1845-3. Texas. 2000.

GLOSSÁRIO

- AASHTO – Associação Norte-Americana de especialistas rodoviários e de transporte, anteriormente denominada de AASHO, (DNER, 1997).
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Entidade privada, sem fins lucrativos, reconhecida como Fórum Nacional de Normalização do SINMETRO, mediante Resolução do CONMETRO e Termo de Compromisso firmado com o Governo, a quem compete coordenar, orientar e supervisionar o Processo de Elaboração de Normas (Resolução nº 06/92, de 24 de agosto de 1992, do CONMETRO, publicado no D.O. de 27/08/82), (DNER, 1997).
- ACELERAÇÃO - Variação da velocidade de um móvel na unidade de tempo, expressa geralmente em m/s^2 (DNER, 1997).
- ALGORITMO – Qualquer conjunto de instruções que possa ser seguido para realização de uma tarefa específica (DNER, 1997).
- ALINHAMENTO HORIZONTAL – Projeção sobre um plano horizontal do eixo de uma rodovia ou ferrovia (DNER, 1997).
- ALINHAMENTO VERTICAL – Projeção sobre um plano vertical do eixo de uma rodovia ou ferrovia (DNER, 1997).
- AMOSTRA - Parcela de material colhida, segundo critério especificado, para verificação de suas características. Unidades ou "unidades de produto", retiradas de um

lote com objetivo de serem submetidas à determinação ou verificação de qualidade. Número finito de observações selecionadas de um universo ou população de dados (DNER,1997).

- AUTOMÓVEL - Veículo automotor destinado ao transporte de passageiros, tendo quatro rodas e com capacidade de transporte de até nove pessoas e respectivas bagagens ou até seis pessoas, no Brasil (DNER,1997).

- BITOLA - É a distância entre as faces internas dos boletos dos trilhos, tomada na linha normal a essas faces, 16 mm abaixo do plano constituído pela superfície superior do boleto (ANTF, 2013).

- BOLETO - Parte superior do trilho, sobre a qual deslizam as rodas dos veículos (ANTF, 2013).

- CAMADA DO PAVIMENTO - Cada parte que constituinte do pavimento composto de um mesmo material e possui espessura uniforme transversal e longitudinal, obtida a partir do método de dimensionamento adotado, para cada subtrecho homogêneo (DNER,1997).

- CAMINHÃO - Veículo pesado automotor de operação livre, destinado ao transporte de bens e mercadorias ou na prestação de serviços outros de transporte público (DNER,1997).

- CANCELA - Tipo de barreira em que a abertura e o fechamento se processam por meio de dispositivo dotado de movimento de rotação ou de translação (ANTF, 2013).

- CANCELA (porteira): - Estrutura móvel de madeira ou metal para fechar uma passagem ou cruzamento com rua ou estrada de rodagem (ANTF, 2013).

- CENTRO DA VIA FÉRREA - É o ponto situado no interior da via e equidistante das linhas de bitola (ANTF, 2013).

- CENTRO DE CONTROLE OPERACIONAL [CCO] - Órgão que centraliza e controla as atividades técnicas da Operação. Composto do Posto de Controle Central de Auxiliares (PCC-A), Posto de Controle Central de Tráfego (PCC-T), Posto de Controle Central de Energia (PCC-E) e Posto de Controle Central Geral (PCC-G), (ANTF, 2013).
- COMBOIO - Trem, série de carros e vagões rebocados por locomotiva (ANTF, 2013).
- COMPOSIÇÃO - O conjunto de carros e/ou vagões de um trem, formado segundo critérios de capacidade, tonelagem, tipos de mercadorias, etc (ANTF, 2013).
- CONTRATRILHO - Peça de trilho curvo nas extremidades, colocado paralelamente ao trilho da linha, para impedir a roda de descarrilar (nas passagens de nível, pontes, cruzamentos) ou, ainda, evitar que o friso da roda se choque com a ponta do jacaré ou da agulha (nas chaves). Trilhos de comprimento adequado, colocados junto aos trilhos externos e de um lado e outro do coração do AMV, tendo por finalidade "puxar" o rodeiro para fora, evitando que os frisos das rodas se choquem contra a ponta do coração. Trilho ou outro perfil metálico, assentado na parte interna da linha, destinado a guiar a roda e, ainda a protegê-la de impactos nas passagens de nível (ANTF, 2013).
- DECLIVIDADE - Tangente trigonométrica do ângulo formado pelo alinhamento de rodovia com sua projeção ortogonal no plano horizontal, em cada um de seus pontos (DNER, 1997).
- DEMANDA - Quantidade e qualidade de tráfego a ser considerada no estudo de tráfego (DNER, 1997).
- DORMENTE - Peça de madeira, concreto, concreto protendido ou ferro, onde os trilhos são apoiados e fixados e que transmitem ao lastro parte dos esforços e vibrações produzidos pelos trens (ANTF, 2013).
- EIXO - Reta real ou fictícia que passa pelo centro de um corpo, em volta do qual este executa um movimento de rotação. Linha principal, verdadeira e imaginária, que divide

um corpo simetricamente. Linha fictícia que se estende ente dois pontos geográficos extremos (DENATRAM, 1997).

- EIXO DA VIA FÉRREA - Lugar geométrico dos centros da via (ANTF, 2013).
- ENTRELINHA - Distância entre as linhas de bitola dos trilhos mais próximos de duas vias férreas adjacentes (ANTF, 2013).
- ENTREVIA - Distância de eixo a eixo de duas vias férreas adjacentes (ANTF, 2013).
- ENTRONCAMENTO - Junção, ponto de contato, articulação, ligação, bifurcação. Diz-se mais comumente da estação ou cidade servida em comum por duas ou mais empresas diferentes e que serve de ponto de ligação para a conjugação dos seus serviços. Pode ainda referir-se, no caso de uma só estrada, às estações onde começamos ramais (ANTF, 2013).
- ESTAÇÃO: - Instalação fixa onde param os trens. Dependência da ferrovia onde são vendidas passagens, efetuados despachos das bagagens, arrecadados os fretes e as mercadorias são entregues as expedições, etc. O mesmo que agência, embora esta expressão tenha maior emprego para designar os escritórios de despachos situados fora dos trilhos. Local onde os trens podem se cruzar ou ultrapassar e compreende igualmente o edifício ali construído para a realização dos serviços que lhe são próprios e para acomodação dos passageiros e ou cargas (ANTF, 2013).
- FAIXA DE DOMÍNIO (faixa da estrada) - Faixa de terreno de pequena largura em relação ao comprimento, em que se localizam as vias férreas e demais instalações da ferrovia, inclusive os acréscimos necessários à sua expansão (ANTF, 2013).
- FERROVIA (estrada de ferro) - Sistema de transporte sobre trilhos, constituído de via férrea e outras instalações fixas, material rodante, equipamento de tráfego e tudo mais necessário à condução segura e eficiente de passageiros e carga (ANTF, 2013).

- HEADWAY - Intervalo entre trens, geralmente expresso em segundos, minutos ou horas (ANTF, 2013).
- GREIDE - Perfil do eixo de uma estrada complementado com a inscrição de todos os elementos que o define (DNER, 1997).
- LASTRO - Parte da superestrutura ferroviária, que distribui uniformemente na plataforma os esforços da via férrea transmitidos através dos dormentes, impedindo o deslocamento dos mesmos, oferecendo suficiente elasticidade à via, reduzindo impactos e garantindo-lhe eficiente drenagem e aeração (ANTF, 2013).
- LINHA (linha férrea): - Conjunto de trilhos assentados sobre dormentes, em duas filas, separadas por determinada distância, mais acessórios de fixação, aparelhos de mudança de via (chave etc.) e desvios, onde circulam os veículos e locomotivas, podendo ainda, em um sentido mais amplo, incluir os edifícios, pontes, viadutos, etc. Via férrea ou conjunto de vias férreas adjacentes, em que se operam tráfego ferroviário (ANTF, 2013).
- MEDIÇÃO - Apreciação quantitativa e qualitativa procedida por métodos de grau de precisão variável em função das exigências de cada caso. Processo que permite associar um único valor numérico a uma característica específica de um bem. Segundo a Portaria nº 155 do Instituto Nacional de Metrologia (INMETRO), é o conjunto de operações que tem por objetivo determinar o valor de uma grandeza (DNER, 1997).
- MONTANTE - Direção da qual se origina o fluxo a ser considerado (DNER, 1997).
- MOTORISTA - Pessoa que tem a seu comando de um veículo motorizado, também, denominado de condutor (DNER, 1997).
- NORMA - Documento estabelecido por consenso e aprovado por organismo reconhecido, que prevê, para usos comuns e repetidos, regras, linhas, diretrizes ou características, para atividades ou seus resultados, garantindo um nível de grau ótimo

em um determinado contexto. Obs: As normas devem basear-se em resultados consolidados da ciência, da tecnologia e da experiência, e visar a promoção de benefício para a comunidade. Documento que contém um conjunto de requisitos a ser satisfeito; é resultado de um esforço de Normalização aprovado por autoridade reconhecida (DNER, 1997).

- ÔNIBUS - Veículo automotor com, no mínimo 6 (seis) rodas, de transporte coletivo, com capacidade para mais de 20 (vinte) passageiros e respectivas bagagens (DNER, 1997).

- PASSAGEM DE NÍVEL [PN] - Cruzamento em nível, de uma rodovia com uma ferrovia, ou outra rodovia (DNER, 1997). Neste estudo são utilizados como sinônimos cruzamento rodoferroviário, interseção em nível e travessia em nível.

- PASSAGEM INFERIOR [PI] - Aquela em que a via pública ou estrada passa mediante outra via ou obra de arte apropriada, por baixo da linha férrea; designação também dada à própria obra de arte (ANTF, 2013).

- PASSAGEM SUPERIOR [PS] - Aquela em que a via pública ou estrada passa, mediante obra de arte apropriada, por cima da linha férrea; designação também dada à própria obra de arte (ANTF, 2013).

- PASSARELA - Aquela destinada à pedestres, podendo servir a animais e pequenos veículos (DNER, 1997).

- PAVIMENTO - Estrutura construída após a terraplenagem, destinada a resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais oriundos dos veículos, a melhorar as condições de rolamento quanto ao conforto e segurança e a resistir aos esforços horizontais, tomando mais durável a superfície de rolamento (DNER, 1997).

- PÁTIO - Grande área de terreno, mais ou menos nivelada. Áreas externas em torno das estações, oficinas, depósitos etc., onde se colocam desvios. Área de esplanada em

que um conjunto de vias é preparado para formação de trens, manobras e estacionamento de veículos ferroviários e outros fins (ANTF, 2013).

- RAMPA - Trecho da via férrea que não é em nível (ANTF, 2013).
- RAMPA MÁXIMA - Aquela de maior inclinação no trecho considerado (ANTF, 2013).
- RELÉ - Equipamento eletrônico que realiza a proteção de equipamentos elétricos (ANTF, 2013).
- SINAL LUMINOSO: Sinal fixo cuja indicação é fornecida pela cor de um ou mais focos luminosos (ANTF, 2013).
- SUPERELEVAÇÃO - Inclinação transversal dada à via, para contrabalançar os efeitos da força centrífuga (ANTF, 2013).
- SUPERELEVAÇÃO MÁXIMA - Maior superelevação compatível com a segurança da circulação e o conforto do passageiro, consideradas as várias velocidades dos trens (ANTF, 2013).
- TANGENTE - Qualquer trecho de via com projeção horizontal reta (ANTF, 2013).
- TREM: automotriz ferroviário, uma locomotiva ou várias locomotivas acopladas, com ou sem vagões e ou carros de passageiros, em condições normais de circulação e com indicação de "trem completo". Trem Comboio- Série de carros e vagões rebocados por locomotiva (ANTF, 2013).
- TRILHO: Barras de aço, de formato especial, assentada em fila dupla sobre dormente ou laje, no qual circulam as rodas das locomotivas. Perfil metálico com características de viga, que suporta e guia as rodas do veículo ferroviário e constitui a superfície de rolamento da via (ANTF, 2013).

- VEÍCULO - Máquina auto-motora destinada à circulação terrestre, transportando pessoas, coisas ou semoventes. Máquina do tipo trator que circula sobre vias (DNER, 1997).
- VEÍCULO PESADO - Termo geralmente utilizado para designar veículo com peso superior a 10 Kn (1 tf), ou para designar caminhão com capacidade de transporte até 50 Kn (5 tf) de carga. Nos Estados Unidos, qualquer veículo que tenha mais de quatro rodas, tocando o pavimento em operação normal (DNER, 1997).
- VIA FÉRREA - Duas ou mais fiadas de trilhos assentados e fixadas sobre dormentes, de acordo com as bitolas, constituindo a superfície de rolamento (ANTF, 2013).

ANEXOS

ANEXO I - Apoio estatístico

ANEXO II - Apoio estatístico

ANEXO I - Apoio estatístico

Com o objetivo de analisar os dados retirados das passagens em nível, que foram apresentadas neste capítulo, é necessário descrever as ferramentas de apoio estatístico para definir medidas de posição, medidas de dispersão e determinar o número de observações relativas ao nível de confiança e ao erro relativo desejado.

Para aplicação das fórmulas matemáticas é necessário que os dados já tenham sido transcritos para uma planilha eletrônica, utilizando o programa da Microsoft Office - Excel 2010, indiferente da quantidade de horas ou amostras obtidas em campo. A informação que será apresentada nas tabelas das pesquisas realizadas em campo é o tempo de passagem do veículo sobre a travessia, estes dados são fundamentais na modelagem do sistema.

Segundo Costa Neto (1977) as medidas de posição podem também ser denominadas de tendência central e são os elementos mais utilizados e importantes da Estatística Indutiva, devido às inúmeras possibilidades de aplicação em diversos problemas. Por este motivo, após a explanação de cada passagem em nível e apresentação das tabelas com os volumes recebidos serão calculados os seguintes elementos:

- Média aritmética define vários tipos de médias de um conjunto de dados, sendo caracterizado como o centro de distribuição de frequências. Costa Neto (1977) faz a analogia que a média corresponde ao centro de gravidade da distribuição frequência, no qual fornecerá o tempo médio de permanência dos veículos rodoviários e ferroviários na travessia, tempo médio de disponibilidade para os modais, etc. A média é representada pela equação I.1.

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

Equação I.1

Onde:

\bar{X} = média aritmética a ser encontrada;

$\sum_{i=1}^n x_i$ = somatória das variáveis encontradas, onde se pretende calcular a média;

n = número de vezes que as variáveis aparecem no sistema.

- A mediana é o valor que divide o conjunto em duas partes, deixando o mesmo número de observações para cada lado.

Costa Neto (1977) explica que o cálculo da mediana é diferente de acordo com o número total do conjunto n , isto é, para uma série ímpar, a mediana deste conjunto é $(n+1)/2$, para séries com n par, o valor da mediana está situado entre $(n/2)$ e $[(n/2)+1]$.

Ainda de acordo com o mesmo autor, as medidas de dispersão são complementos para as medidas de posição, informando o grau de variação, existentes nesses conjuntos, os elementos que compõe este grupo e suas equações são apresentados a seguir:

- Máximo e mínimo compõe a amplitude, no qual, respectivamente, representam o maior e o menor valor encontrado na amostra ou população.

- Variância (s^2) é determinada pela média dos quadrados das diferenças dos valores em relação à média, designado pela equação I.2.

$$s^2 = s_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}$$

Equação 1.2

Onde:

\bar{x} = média aritmética a ser encontrada;

x_i = valor da individual da amostra;

n = número de vezes que as variáveis aparecem no sistema.

- Desvio-padrão (s) é definido pela raiz quadrada positiva da variância, expresso na mesma unidade dos elementos estudados. E, identifica a dispersão da amostra em torno da média.

$$s = \sqrt{(s^2)}$$

Equação 1.3

Como dito anteriormente, as passagens em nível de Caieiras e Mogi das Cruzes contam com 15 horas ininterruptas de observações. Nas outras quatro PNs foram utilizadas amostras para calibração o sistema, contudo, em estudos que envolvem tempo e indivíduo, as respostas das pesquisas podem apresentar variações, dado que cada pessoa dispõe de um determinado tempo para ação-reação, além de fatores com o tráfego no local das medições e o motivo da viagem, que influencia no uso de ocupação da travessia em nível.

Para isto, Barnes (1977) revela que em estudos com observação de tempo é utilizado o nível de confiança de 95% e um erro relativo de $\pm 5\%$, isto significa que há uma probabilidade de 95% da média da amostra ser encontrada neste intervalo com um erro de $\pm 5\%$.

Tento em vista esta afirmação, foi utilizada a equação 1.4 para estabelecer o número de amostras a serem coletadas para carros de passeio, caminhões.

$$N' = \left(\frac{40\sqrt{N\sum X^2 - (\sum X)^2}}{\sum X} \right)^2 \quad \text{Equação 1.4}$$

Onde:

N' = número de observações para prever o tempo verdadeiro com erro relativo de $\pm 5\%$ e 95% de confiança

N = número efetivo de observações do elemento;

X = leitura das marcações individuais do cronometro;

Com relação ao número de observações de ônibus, o intervalo de confiança permanece em 95% e erro de $\pm 10\%$, devido ao reduzido volume de ônibus que algumas travessias dispõe, para este critério foi utilizado a equação 1.5.

$$N' = \left(\frac{20\sqrt{N\sum X^2 - (\sum X)^2}}{\sum X} \right)^2 \quad \text{Equação 1.5}$$

Após a determinação do número de observações foi estipulado a padronização de 120 medições para carros de passeio, 40 para caminhões e 20 para ônibus para que fossem obtidos os intervalos de confiança de 95% e erro relativo de $\pm 5\%$ e $\pm 10\%$, conforme descrito.

ANEXO II – Medições na Avenida dos Bandeirantes

A pesquisa foi realizada no cruzamento da Avenida dos Bandeirantes com a Alameda Nhambiquaras, no dia 07 de junho de 2014 entre o período das 12h às 16h.

Foram efetuados dois tipos de coleta, a primeira em fluxo contínuo e a segunda para os veículos que ficaram retidos no cruzamento, desta maneira, foi contabilizado apenas os primeiros veículos de cada pelotão que aguardava o sinal verde do semáforo, pois os veículos não poderiam entrar no regime contínuo de escoamento.

O trecho da via estudada é de 23,50 metros.

As tabelas II.1 e II.2 apresentam a coleta das amostras.

Tabela II.1 – Medições dos veículos na Avenida dos Bandeirantes para fluxo contínuo

Observação	Av. Bandeirantes - Carro			Av. Bandeirantes - Caminhão			Av. Bandeirantes - Ônibus		
	t(s)	v(m/s)	v(km/h)	t(s)	v(m/s)	v(km/h)	t(s)	v(m/s)	v(km/h)
1	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,50	6,71	24,17
2	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20	4,00	5,88	21,15
3	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20	3,50	6,71	24,17
4	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84	2,00	11,75	42,30
5	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20	2,00	11,75	42,30
6	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20	3,50	6,71	24,17
7	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,00	11,75	42,30
8	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30
9	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30
10	2,00	11,75	42,30	2,50	9,40	33,84	2,50	9,40	33,84
11	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
12	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
13	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30
14	3,00	7,83	28,20	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20
15	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20
16	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20
17	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,00	11,75	42,30
18	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
19	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30
20	2,00	11,75	42,30	4,00	5,88	21,15	2,50	9,40	33,84
21	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
22	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	3,50	6,71	24,17
23	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,00	11,75	42,30
24	2,00	11,75	42,30	2,50	9,40	33,84	3,50	6,71	24,17
25	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
26	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,50	6,71	24,17
27	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	4,00	5,88	21,15
28	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	3,50	6,71	24,17
29	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,00	11,75	42,30
30	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30
31	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
32	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,00	11,75	42,30
33	2,50	9,40	33,84	2,50	9,40	33,84	2,00	11,75	42,30
34	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
35	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
36	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30
37	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
38	2,00	11,75	42,30	2,50	9,40	33,84	2,00	11,75	42,30
39	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
40	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
41	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
42	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,00	11,75	42,30
43	2,00	11,75	42,30	2,50	9,40	33,84	2,50	9,40	33,84
44	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
45	2,00	11,75	42,30	4,00	5,88	21,15	3,00	7,83	28,20
46	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
47	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,50	6,71	24,17
48	2,00	11,75	42,30	2,50	9,40	33,84	2,00	11,75	42,30
49	2,50	9,40	33,84	2,50	9,40	33,84	3,50	6,71	24,17
50	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84	2,00	11,75	42,30
Média	2,22	10,86	39,09	2,74	8,85	31,87	2,71	9,15	32,95
Mediana	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
Variância	0,15	2,45	31,81	0,23	2,73	35,38	0,40	4,55	58,96
Desvio Padrão	0,39	1,57	5,64	0,48	1,65	5,95	0,63	2,13	7,68
Máximo	3,00	11,75	42,30	4,00	11,75	42,30	4,00	11,75	42,30
Mínimo	2,00	7,83	28,20	2,00	5,88	21,15	2,00	5,88	21,15
Intervalo de Confiança	N° de Observações			N° de Observações			N° de Observações		
95%	49			47			21		

Tabela II.2 – Medições dos veículos na Avenida dos Bandeirantes para o cruzamento

Observação	Av. Bandeirantes - Carro			Av. Bandeirantes - Caminhão			Av. Bandeirantes - Ônibus		
	t(s)	v(m/s)	v(km/h)	t(s)	v(m/s)	v(km/h)	t(s)	v(m/s)	v(km/h)
1	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20
2	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
3	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84	3,50	6,71	24,17
4	2,00	11,75	42,30	2,00	11,75	42,30	2,50	9,40	33,84
5	3,00	7,83	28,20	4,00	5,88	21,15	3,00	7,83	28,20
6	2,00	11,75	42,30	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20
7	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
8	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
9	2,50	9,40	33,84	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20
10	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
11	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
12	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	4,00	5,88	21,15
13	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
14	3,00	7,83	28,20	3,50	6,71	24,17	3,00	7,83	28,20
15	3,00	7,83	28,20	4,00	5,88	21,15	3,50	6,71	24,17
16	2,50	9,40	33,84	2,00	11,75	42,30	2,50	9,40	33,84
17	2,00	11,75	42,30	4,00	5,88	21,15	3,00	7,83	28,20
18	2,00	11,75	42,30	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20
19	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
20	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	4,00	5,88	21,15
21	2,50	9,40	33,84	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20
22	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
23	2,00	11,75	42,30	4,00	5,88	21,15	3,00	7,83	28,20
24	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
25	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
26	2,00	11,75	42,30	3,50	6,71	24,17	3,00	7,83	28,20
27	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20	3,50	6,71	24,17
28	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
29	3,00	7,83	28,20	3,50	6,71	24,17	3,00	7,83	28,20
30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
31	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
32	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
33	3,00	7,83	28,20	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20
34	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
35	2,00	11,75	42,30	4,00	5,88	21,15	3,00	7,83	28,20
36	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	4,00	5,88	21,15
37	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
38	2,50	9,40	33,84	3,50	6,71	24,17	3,00	7,83	28,20
39	3,00	7,83	28,20	4,00	5,88	21,15	3,50	6,71	24,17
40	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
41	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
42	3,00	7,83	28,20	3,50	6,71	24,17	3,00	7,83	28,20
43	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
44	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
45	2,00	11,75	42,30	3,50	6,71	24,17	3,00	7,83	28,20
46	2,50	9,40	33,84	4,00	5,88	21,15	3,50	6,71	24,17
47	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	2,50	9,40	33,84
48	2,50	9,40	33,84	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
49	2,00	11,75	42,30	3,50	6,71	24,17	3,00	7,83	28,20
50	2,00	11,75	42,30	4,00	5,88	21,15	3,50	6,71	24,17
Média	2,36	10,25	36,89	3,10	7,83	28,20	3,01	7,93	28,53
Mediana	2,00	11,75	42,30	3,00	7,83	28,20	3,00	7,83	28,20
Variância	0,17	2,80	36,30	0,30	2,31	29,91	0,15	0,93	12,06
Desvio Padrão	0,42	1,67	6,03	0,54	1,52	5,47	0,38	0,96	3,47
Máximo	3,00	11,75	42,30	4,00	11,75	42,30	4,00	9,40	33,84
Mínimo	2,00	7,83	28,20	2,00	5,88	21,15	2,50	5,88	21,15
Intervalo de Confiança	N° de Observações			N° de Observações			N° de Observações		
95%	49			48			6		