



Relatório Final

**PROJETO: Concepção de Sistema de Gerenciamento Ativo
de Tráfego**

Julho de 2013



FICHA TÉCNICA

Contratada: Fundação Luiz Englert / LASTRAN (UFRGS)

Contratante: Triunfo CONCEPA

Objeto: Concepção de Sistema de Gerenciamento Ativo de Tráfego

Documento: Relatório Final

Versão: Final – 23 de Julho de 2013.

EQUIPE TÉCNICA

Helena Beatriz Bettella Cybis, PhD - Coordenadora do Projeto

Christine Tessele Nodari, Dr

João Fortini Albano, Dr

Fernando Dutra Michel, MSc

Felipe Caleffi, MSc

Yann Moisan, Engenheiro

Apoio

Arthur Schmidt, Graduando

Gabriela Ferret, Graduanda

EQUIPE TÉCNICA CONCESSIONÁRIA

Thiago Vitorello, MSc. Engº - Dir. de Engenharia e Operações

Fábio Hirsch, MSc. Engº - Gerente de Engenharia

Fernando Cronst, Engº Civil

Eduardo Meirelles, Engº Civil

Daniel Victorino, MSc Engº

Evandro Botega – Gerente de Operações

Rogério Cezimbra – Gerente de TI

ÍNDICE

1	APRESENTAÇÃO	10
2	REVISÃO DA PRÁTICA INTERNACIONAL	12
2.1	Estratégias do Gerenciamento Ativo de Tráfego.....	12
2.1.1	Ramp Metering.....	13
2.1.2	Harmonização da Velocidade.....	14
2.1.3	Uso Temporário do Acostamento.....	16
2.2	Desafios.....	17
2.3	Benefícios.....	18
3	ANÁLISE E DISCUSSÃO DE CASOS IMPLANTADOS	19
3.1	Inglaterra	20
3.2	Alemanha	21
3.3	Holanda	22
3.4	Grécia e Dinamarca.....	22
3.5	Estados Unidos.....	23
4	CONDIÇÕES DE INFRAESTRUTURA DAS RODOVIAS COM GERENCIAMENTO ATIVO DE TRÁFEGO.....	24
5	REVISÃO DOS CRITÉRIOS DE CONCEPÇÃO DE SISTEMAS DE HARMONIZAÇÃO DA VELOCIDADE E USO TEMPORÁRIO DO ACOSTAMENTO NOS DIVERSOS PAÍSES	27
5.1	Inglaterra	27
5.1.1	Rodovia M42 – Resultados dos primeiros 2 anos	28
5.2	Alemanha	28
5.3	Holanda	28
5.3.1	Autoestrada A2.....	28
5.3.2	Autoestradas de Utrecht e Rotterdam.....	29
5.4	Grécia	29
5.5	Estados Unidos.....	29
5.5.1	Estado de Washington.....	29
5.5.2	Estado de Michigan.....	30
5.5.3	Estado da Virginia.....	30
5.5.4	Estado de Minnesota	30
5.5.5	Estado do Missouri.....	30
5.5.6	Estado do Colorado	31
5.6	Algoritmo de Harmonização da Velocidade	33
5.7	Algoritmo Para Uso Temporário do Acostamento.....	35

6	DESCRIÇÃO DO SEGMENTO EM ESTUDO	35
7	ANÁLISE DE SEGURANÇA DO TRECHO EM ESTUDO.....	39
7.1	Diagnóstico de Segurança do Trecho.....	40
7.2	Avaliação Qualitativa.....	43
7.3	Identificação e Análise de Pontos Críticos.....	45
7.4	Análise de Segurança do Uso do Acostamento.....	50
7.5	Recomendações Visando o Gerenciamento Ativo de Tráfego.....	55
8	CARACTERIZAÇÃO DAS CONDIÇÕES OPERACIONAIS DA RODOVIA	57
8.1	Definição das Características Macroscópicas do Tráfego nos Diversos Segmentos do Trecho em Estudo	57
8.1.1	Obtenção e Análise de Dados.....	58
8.2	Caracterização das Condições que Precedem o Colapso de Fluxo (<i>Breakdown</i>).....	65
9	MODELO DE MICRO SIMULAÇÃO VISSM	69
9.1	Calibração do Trecho em Estudo	70
9.1.1	Comentários Gerais Sobre o Processo de Calibração.....	72
10	ANÁLISE DA IMPLANTAÇÃO DO USO TEMPORÁRIO DO ACOSTAMENTO EM UM TRECHO PILOTO	74
10.1	Condições Operacionais da Rodovia Com a Implantação da Estratégia do Uso Temporário do Acostamento.....	74
10.2	Condições Operacionais da Rodovia Com a Implantação da Estratégia do Uso Temporário do Acostamento.....	76
10.3	Análise das Condições Operacionais da Rodovia	77
11	MODELAGEM DO TRECHO EM ESTUDO	84
11.1	Simulação do Trecho Piloto (Primeiro Teste).....	85
11.2	Modelagem do Trecho em Estudo (Segundo Teste)	89
11.2.1	Hipóteses de Demanda da Modelagem	89
11.2.2	Layout do Trecho em Estudo	89
11.2.3	Análise de Desempenho do Trecho Modelado.....	92
11.2.4	Comparação dos Tempos de Viagem.....	99
12	PROPOSIÇÃO E TESTE DE ESTRATÉGIAS DO GERENCIAMENTO ATIVO DE TRÁFEGO	101
13	CONCLUSÃO	102
	REFERÊNCIA	105
	ANEXO I – Largura dos Acostamentos e Faixas de Rolamento: Valores Praticados no Brasil.....	111
	ANEXO II - Gráficos de Análise dos Volumes, Velocidades Médias e a Ocupação de Faixas dos Veículos Para os Dias que Receberam os Maiores Volumes Diários	115
	ANEXO III - Gráficos de Comparação de Velocidade e Volume Para Todos os Pontos de Coleta de Dados no Modelo de Simulação.....	217

ANEXO IV - Proposição e Análise de Um Sistema de gerenciamento Ativo de Tráfego Em Um Estudo de Caso de Uma Autoestrada Brasileira.....	260
--	-----

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Estratégias do gerenciamento ativo de tráfego e seus potenciais benefícios.....	19
Tabela 2: Condições de infraestrutura das rodovias com gerenciamento ativo de tráfego	26
Tabela 3: Limites de Velocidade nos países com harmonização da velocidade	32
Tabela 4: Síntese de elementos/situações potencialmente inseguras	43
Tabela 5: Síntese das coletas de dados.....	58
Tabela 6: Velocidades de fluxo livre dos veículos.....	65
Tabela 7: Cronograma dos horários e das operações realizadas	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Diagrama esquemático de um <i>ramp metering</i> (Stewart, 2003)	14
Figura 2: Harmonização da velocidade com uso temporário do acostamento, Inglaterra (Sisiopiku et al., 2009)	15
Figura 3: Uso temporário do acostamento com harmonização da velocidade, Alemanha (Sparmann, 2007).....	17
Figura 4: Gerenciamento ativo de tráfego na rodovia M42 (Grant, 2007).....	20
Figura 5: Uso temporário do acostamento junto com harmonização de velocidade na rodovia A5, Alemanha (Ungemah e Kuhn, 2009).....	21
Figura 6: Gerenciamento ativo de tráfego na Holanda (Ungemah e Kuhn, 2009).....	22
Figura 7: Gerenciamento ativo de tráfego na rodovia I-35W, Minnesota.....	24
Figura 8: Algoritmo de controle (Allaby et. al., 2007).....	33
Figura 9: Algoritmo genérico de controle da harmonização da velocidade	34
Figura 10: Segmento em estudo e seus pontos críticos	36
Figura 11: Acesso (km 01)	37
Figura 12: Ponto com redução no número de faixas	37
Figura 13: Segundo acesso – acesso da rodovia RS101 a BR290 (Fonte: Google Earth)	38
Figura 14: Segmento de rodovia da praça de pedágio (Fonte: Google Earth)	38
Figura 15: Terceiro acesso – acesso da rodovia RS347 com a BR290 (Fonte: Google Earth) ...	39
Figura 16: Perfil de segurança do trecho entre km 0 e 26 da BR290 (ISPglogal do trecho=9,55)	40
Figura 17: ISPParcial por categoria de atributos entre o km 00 e 01 (ISPgeral do segmento = 8,66)	41
Figura 18: ISPParcial por categoria de atributos entre o km 01 e 02 (ISPgeral do segmento = 8,47)	42
Figura 19: ISPParcial por categoria de atributos entre o km 05 e 06 (ISPgeral do segmento = 8,82)	43
Figura 20: Exemplos de terminais amortecedores instalados em defensas metálicas (fonte: http://powellcontracting.com/et_energy_attenuators.php)	44
Figura 21: Cálculo dos quilômetros críticos do trecho analisado.....	47
Figura 22: Ocorrências no acostamento externo por km (de 14/12/2011 a 16/03/2012)	51
Figura 23: Gráfico de Pareto do tipo de ocorrência no acostamento externo no período de 14/12/2011 a 16/03/2012 (km 0 ao 26)	52
Figura 24: Número de ocorrências no acostamento externo por faixa horária (de 14/12/2011 a 16/03/2012)	52
Figura 25: Número de ocorrências no acostamento externo por dia	54
Figura 26: Exemplo de estreitamento no acostamento (fonte: Google Earth)	56
Figura 27: Exemplo onde duas rodovias (BR290 e RS030) estão muito próximas (fonte: Google Earth).....	56
Figura 28: Relação fluxo x velocidade para o km 1,5	59
Figura 29: Relação fluxo x velocidade para o km 05.....	60
Figura 30: Relação fluxo x velocidade para o km 09.....	60

Figura 31: Relação fluxo x velocidade para o km 14.....	61
Figura 32: Relação fluxo x velocidade para o km 17.....	61
Figura 33: Relação fluxo x velocidade para o km 19.....	62
Figura 34: Relação fluxo x velocidade total da rodovia para o km 1.5.....	63
Figura 35: Relação fluxo x velocidade total da rodovia para o km 05.....	63
Figura 36: Relação fluxo x velocidade total da rodovia para o km 14.....	64
Figura 37: Relação fluxo x velocidade total da rodovia para o km 17.....	64
Figura 38: Relação fluxo x velocidade total da rodovia para o km 19.....	65
Figura 39: Velocidades médias, volumes e ocupação do dia 20/01/2013, para o km 1,5.....	68
Figura 40: Análise do período de <i>breakdown</i> do dia 03 de Fevereiro de 2013.....	69
Figura 41: Segmento de rodovia modelado.....	71
Figura 42: Imagem do simulador VISSIM.....	72
Figura 43: Comparação entre os dados coletados através de laços indutivos e dados do modelo de simulação calibrado, para os km 17 e 19.....	73
Figura 44: (a) largura das faixas sem o uso do acostamento; (b) largura das faixas adaptada para o uso do acostamento	75
Figura 45: Rodovia sem o uso do acostamento, e adaptada para uso do acostamento.....	76
Figura 46: Ilustração da operação do acostamento	77
Figura 47: Velocidades médias, volumes e ocupação do dia 17/02/2013, para o km 1,5.....	79
Figura 48: Velocidades médias, volumes e ocupação do dia 17/02/2013, para o km 05.....	81
Figura 49: Velocidades médias, volumes e ocupação do dia 17/02/2013, para o km 14.....	83
Figura 50: (a) largura das faixas sem o uso do acostamento; (b) largura das faixas adaptada para o uso do acostamento	84
Figura 51: Trecho do modelo de simulação	85
Figura 52: Resultados das simulações “A” e “B”, para o ponto de coleta do Acesso.....	86
Figura 53: Comparação das velocidades simuladas	88
Figura 54: Layout do trecho em estudo e posição dos pontos de coleta de dados	90
Figura 55: Ponto de redução de quatro para três faixas, entre o km 02 e 03.....	90
Figura 56: Acesso entre o km 04 e 05	91
Figura 57: Segmento do pedágio.....	91
Figura 58: Acesso entre o km 25 e 26.....	92
Figura 59: Comparação de velocidade e volume para o km 05	93
Figura 60: Comparação de velocidade e volume para o km 19	94
Figura 61: Comparação de velocidade e volume para o final da praça de pedágio	95
Figura 62: Comparação de velocidade e volume para o acesso entre o km 25 e 26	96
Figura 63: Comparação de velocidade e volume das 3 hipóteses de demanda para o acesso entre o km 25 e 26.....	98
Figura 64: Comparação dos tempos de viagem.....	99
Figura 65: Comparação dos tempos de viagem para as três hipóteses de demanda.....	100

1 APRESENTAÇÃO

Este documento apresenta o relatório final do projeto “Concepção de Sistema de Gerenciamento Ativo de Tráfego” executado através de contrato firmado entre a CONCEPA e a Fundação Luiz Englert, executado pelo Laboratório de Sistemas de Transportes (LASTRAN) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

O projeto tem por objetivo a concepção de sistema de gerenciamento ativo de tráfego visando aumento de segurança e capacidade em períodos de pico de tráfego. O sistema deverá ser aplicado em trecho piloto da BR-290/RS – *Freeway*, compreendido entre Osório e Santo Antônio da Patrulha.

O documento está estruturado em três partes. A primeira parte do relatório apresenta uma revisão do estado da arte e da prática em gerenciamento ativo de tráfego, fazendo uma revisão da prática internacional e discutindo casos implantados. Apresenta também uma discussão sobre as condições de infraestrutura das rodovias com gerenciamento ativo de tráfego e alguns dos critérios usados nas estratégias de implantação da harmonização da velocidade e do uso temporário do acostamento em alguns países europeus e nos Estados Unidos, discutindo questões relacionadas à seleção de estratégias de controle.

A segunda parte do relatório apresenta uma descrição do segmento em estudo. Uma análise das condições de segurança viária do trecho em estudo é apresentada, bem como uma caracterização das condições operacionais da rodovia, trazendo uma análise dos dados coletados neste trecho. Nesta parte também são descritas as atividades desenvolvidas para a elaboração do modelo de simulação de tráfego do trecho do estudo.

A terceira parte deste relatório descreve uma análise da implantação do uso temporário do acostamento em um trecho piloto, caracterizando as condições operacionais da rodovia com a implantação desta estratégia. Uma simulação deste trecho piloto também é apresentada, com o propósito de avaliar o comportamento do tráfego sem o uso da estratégia de uso temporário do acostamento, e com a rodovia adaptada para o uso do acostamento. Enfim, foi modelado todo o trecho de 26 km em estudo.

O documento é estruturado nos seguintes capítulos:

- Capítulo 2 – Revisão da Prática Internacional;
- Capítulo 3 – Análise e Discussão dos Casos Implantados;
- Capítulo 4 – Condições de Infraestrutura das Rodovias com Gerenciamento Ativo de Tráfego;
- Capítulo 5 – Revisão dos Critérios de Concepção de Sistemas de Harmonização da Velocidade e Uso Temporário do Acostamento nos Diversos Países;
- Capítulo 6 – Descrição do Segmento em Estudo;
- Capítulo 7 – Análise de Segurança do Trecho em Estudo;
- Capítulo 8 – Caracterização das Condições Operacionais da Rodovia;
- Capítulo 9 – Modelo de Micro Simulação VISSIM;
- Capítulo 10 – Análise da Implantação do Uso Temporário do Acostamento em um Trecho Piloto;
- Capítulo 11 – Modelagem do Trecho em Estudo;
- Capítulo 12 – Proposição e Teste de Estratégias do Gerenciamento Ativo de Tráfego;
- Conclusão.

2 REVISÃO DA PRÁTICA INTERNACIONAL

O aumento da frota e do número de viagens motorizadas tem intensificado a necessidade de promover ações mais efetivas para reduzir impactos negativos do tráfego. Os recursos para ampliar infraestrutura viária são limitados, e insuficientes para acompanhar o aumento do tráfego.

Este fenômeno é observado em praticamente todos os países do mundo. Os países com melhores condições tecnológicas apresentam uma forte tendência de investimento em técnicas de gerenciamento de tráfego apoiadas em sistema inteligentes, subsidiados por coleta de dados, processamento de informações, sistemas de decisão e informação a usuários.

O gerenciamento ativo de tráfego envolve um conjunto de técnicas que tem por objetivo gerenciar dinamicamente congestionamentos recorrentes e não recorrentes com base nas condições de tráfego existentes. Esta abordagem consiste em uma combinação de estratégias operacionais que, quando implementadas em conjunto, ajudam a otimizar a operação da infraestrutura existente e oferecem benefícios mensuráveis para a rede de transporte (Federal Highway Administration, 2007).

Os objetivos principais do gerenciamento ativo de tráfego são (Highways Agency, 2005):

- Reduzir o congestionamento;
- Aumentar a capacidade;
- Tornar o tempo de viagem mais confiável;
- Melhorar a segurança, reduzindo o número e a gravidade dos acidentes;
- Tornar o tempo de resposta mais rápido em acidentes;
- Possibilitar uma informação cada vez maior para os motoristas;
- Reduzir o stress dos motoristas.

2.1 Estratégias do Gerenciamento Ativo de Tráfego

As principais estratégias do gerenciamento ativo de tráfego são:

- Ramp metering;
- Harmonização da velocidade;
- Uso temporário do acostamento.

Na prática, estas estratégias são implantadas através de um conjunto de medidas de apoio, como o gerenciamento de faixas e painéis de mensagens variáveis.

O gerenciamento de faixas é usado para aumentar a eficiência das autoestradas por meio de diversas ações operacionais e de design, e para fornecer um melhor fluxo nas viagens em horas pico (Texas Department of Transportation, 2002). Estas ações incluem o gerenciamento de faixas com alta ocupação de veículos, uso exclusivo de faixas para ônibus e caminhões, e restrições de uso de faixa. O gerenciamento de faixas é uma estratégia frequentemente utilizada em autoestradas americanas com o objetivo de melhorar a mobilidade e minimizar o impacto sobre o meio ambiente (Federal Highway Administration, 2005).

Painéis de mensagens variáveis são importantes para manter o motorista atualizado sobre as condições do tráfego e fornecer orientações para facilitar o deslocamento. Estas mensagens permitem informar a velocidade permitida na via, alertar sobre a ocorrência de acidentes, e sobre condições do tráfego. No caso do uso temporário do acostamento é possível informar ao usuário com antecedência quando este estará disponível (Federal Highway Administration, 2007).

2.1.1 Ramp Metering

Ramp metering é uma estratégia de controle de intersecções baseada na utilização de semáforos em rampas de acesso, que define a taxa de veículos entrante na autoestrada, permitindo que veículos tenham acesso à autoestrada em intervalos predeterminados. Sistemas de *ramp metering* ajudam a reduzir o congestionamento e a melhorar a segurança dos motoristas (Stewart, 2003). A Figura 1, adaptada de Stewart (2003), apresenta um diagrama esquemático de um *ramp metering* básico.

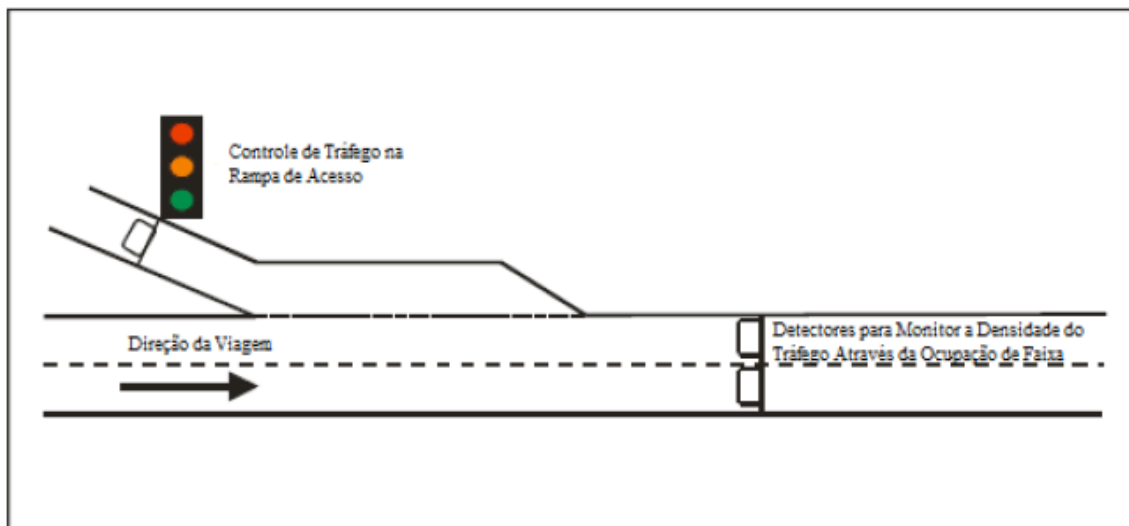


Figura 1: Diagrama esquemático de um *ramp metering* (Stewart, 2003)

O objetivo do sistema é evitar ou retardar o aparecimento de colapso no fluxo da via principal e diminuir o número de acidentes que ocorrem durante a fusão do tráfego, melhorando o rendimento. Com isso é possível promover uma fusão gradual do fluxo das rampas de acesso com o fluxo proveniente da autoestrada. Impedindo ou retardando o colapso no fluxo da via, tem-se um melhor rendimento durante os horários de pico, tempos de viagem mais confiáveis, redução do risco de acidentes e melhorias ambientais como a redução de ruído e de consumo de combustível (Kaveshgar et al., 2011) (Highways Agent, 2007).

2.1.2 Harmonização da Velocidade

Os sistemas de harmonização da velocidade usam limites de velocidade variável sobre cada faixa da autoestrada para regular as velocidades continuamente, com base nas condições de tráfego existentes. Os limites de velocidades podem ser reduzidos quando as condições da autoestrada são inadequadas para trafegar em altas velocidades, tais como durante mau tempo, quando há incidente ou congestionamento em segmentos específicos, a fim de reduzir as chances de acidentes e promover uma maior fluidez de tráfego (Sisiopiku et al., 2009). A harmonização da velocidade pode também levar à redução dos *headways* entre veículos, contribuindo para aumentar a capacidade da via (Chang et al., 2011).

Um sistema de harmonização de velocidade consiste tipicamente de:

- Um conjunto de sensores de tráfego para coletar dados sobre fluxos e velocidades da via, necessários para determinar as condições de tráfego;
- Painéis de mensagem variável;
- Uma unidade central de processamento para executar ações de controle.

Painéis de mensagem variável são usados para informar os condutores sobre as condições de tráfego e para mostrar os limites de velocidade impostos pela unidade central de processamento (Lin et al., 2004). A Figura 2 apresenta um exemplo de autoestrada com harmonização da velocidade e uso temporário do acostamento na Inglaterra.



Figura 2: Harmonização da velocidade com uso temporário do acostamento, Inglaterra (Sisiopiku et al., 2009)

Limites de velocidade variável devem ser implantados de tal forma que os motoristas consigam ter um tempo adequado para ajustar a sua velocidade. Segundo estudo de Lee e Abdel-Aty (2008), realizado através de simulador de condução, verificou-se que os motoristas não seguem os limites de velocidade variável e os painéis de mensagem variável quando estes recebem orientações com mudanças abruptas no limite de velocidade. No entanto, quando o limite de velocidade é alterado gradualmente, os motoristas são propensos a seguir as orientações dos painéis de mensagem e os limites de velocidade.

Um impacto positivo da harmonização da velocidade sobre a segurança do tráfego é a redução da probabilidade de acidentes. Avaliações dos impactos da implantação da harmonização da velocidade na segurança do tráfego indicam uma redução no número de acidentes de 20 a 30%. A harmonização da velocidade também é apontada como um meio para reduzir as emissões dos veículos e o ruído (Carlson et al., 2010). Segundo Lee et. al. (2006), a implantação da harmonização da velocidade reduz as diferenças de velocidade na mesma faixa e entre faixas, e cria uma distribuição de *headways* mais uniforme, reduzindo o potencial para ocorrência de acidentes primários.

2.1.3 Uso Temporário do Acostamento

O uso temporário do acostamento tem por objetivo fornecer faixas adicionais de rolamento na plataforma de pavimentação existente, permitindo aos veículos o uso dos acostamentos da esquerda ou da direita em condições específicas. A operacionalização é controlada por meio de sinais, dinamicamente variáveis, que informam aos motoristas que a faixa do acostamento está liberada para o tráfego em um determinado segmento. O uso temporário do acostamento contribui para aumentar o desempenho das autoestradas, fornecendo capacidade adicional durante um congestionamento ou em horários de pico em que as vias estão sobrecarregadas (Sisiopiku et al., 2009).

O uso temporário do acostamento é geralmente implantado em conjunto com harmonização da velocidade. Usa-se harmonização da velocidade para reduzir as velocidades praticadas antes da liberação do uso do acostamento (Kuhn, 2008). A velocidade deve ser reduzida para manter condições compatíveis com volumes elevados. Portanto, reduzir a variabilidade das velocidades é um componente essencial para a confiabilidade e manutenção do fluxo de tráfego (Ungemah e Kuhn, 2009). A Figura 3 apresenta um exemplo do uso temporário do acostamento com harmonização da velocidade na Alemanha.



Figura 3: Uso temporário do acostamento com harmonização da velocidade, Alemanha (Sparmann, 2007)

A utilização do acostamento como uma faixa de tráfego segura, deve atender a alguns requisitos geométricos. Segundo Sisiopiku et al. (2009), o acostamento deve:

- Possuir sempre a mesma largura total;
- Não possuir superelevação;
- Satisfazer os requisitos de projeto similar para as outras faixas de tráfego;
- Ser contínuo;
- Ser projetado para suportar tráfego de carga e veículos pesados.

2.2 Desafios

A implantação do gerenciamento ativo de tráfego envolve alguns desafios. Segundo Federal Highway Administration (2007) esses desafios incluem:

- Usar de estratégias inovadoras de gerenciamento para lidar com o congestionamento;
- Assumir compromisso em oferecer maior segurança aos usuários;
- Promover a mudança de cultura e a aceitação dos usuários com relação ao gerenciamento ativo do tráfego;

- Atingir o melhor custo-benefício no uso das novas estratégias.

A redução do número e severidade de acidentes, aumento da confiabilidade no tempo de viagem, a manutenção de sistemas de informação aos usuários sobre as condições da autoestrada, podem aumentar significativamente a confiabilidade e aceitação dos usuários em relação aos sistemas de gerenciamento ativos de tráfego (Federal Highway Administration, 2007).

O aperfeiçoamento dos sistemas de controle e gerenciamento é fundamental para a otimização dos benefícios obtíveis com a implantação do sistema.

2.3 Benefícios

Segundo Federal Highway Administration (2011b), os potenciais benefícios do gerenciamento ativo de tráfego incluem:

- Aumento da capacidade da via;
- Diminuição de incidentes primários e secundários;
- Velocidades mais uniformes, que resultam na diminuição de *headways*;
- Comportamento dos condutores mais uniforme;
- Maior confiabilidade no tempo de viagem;
- Redução dos ruídos e emissões gerados pelo tráfego;
- Capacidade de retardar o aparecimento das condições de colapso (fluxo de *break down*).

A Tabela 1, adaptada de Federal Highway Administration (2007) descreve os benefícios potenciais das estratégias de gerenciamento ativo de tráfego, assim como os benefícios das ferramentas usadas na implantação destas estratégias. Embora essas estratégias sejam descritas individualmente, é a aplicação combinada destas estratégias que irá proporcionar um maior benefício.

Tabela 1: Estratégias do gerenciamento ativo de tráfego e seus potenciais benefícios

Estratégias do gerenciamento ativo de tráfego	Potenciais benefícios								
	Aumento da capacidade	Decréscimo de incidentes	Velocidades mais uniformes	Decréscimo nos <i>headways</i>	Comportamento mais uniforme do condutor	Aumento da confiabilidade da viagem	Redução do ruído do tráfego	Redução de emissões	Redução no consumo de combustível
Harmonização da velocidade		*	*	*	*	*	*	*	*
Uso temporário do acostamento	*					*			
<i>Ramp Metering</i>		*	*		*	*	*	*	*
Gerenciamento de faixas	*	*		*	*	*			
Painéis de mensagens variáveis		*			*	*			

A combinação destas estratégias leva a um aperfeiçoamento das condições operacionais da infraestrutura existente e fornecem benefícios mensuráveis para a rede de transporte e aos usuários.

3 ANÁLISE E DISCUSSÃO DE CASOS IMPLANTADOS

Alguns países da Europa, assim como os Estados Unidos, têm implantando medidas de gerenciamento ativo de tráfego em suas autoestradas. O precursor do gerenciamento ativo de tráfego foi a Inglaterra, e logo, estas medidas foram implantadas também na Alemanha, Holanda, Grécia, Suécia, Dinamarca, e posteriormente nos Estados Unidos. Em uma análise dos benefícios da implantação do gerenciamento ativo de tráfego na Europa, Federal Highway Administration (2007) aponta:

- Redução nas colisões de 10 a 30%;
- Redução de 30 a 50% nas colisões secundárias;
- Diminuição do tempo dos incidentes – detecção mais rápida e com melhor acessibilidade aos incidentes;
- Redução de 10 a 30% do tempo de viagem;

- Redução de 3 a 10% nos atrasos de viagem;
- Aumento do fluxo em zonas congestionadas.

3.1 Inglaterra

O gerenciamento ativo de tráfego começou a ser implantado na Inglaterra no ano de 2002, na rodovia M42, entre as intersecções 3 e 7, no sudeste de Birmingham, com o objetivo de aumentar a segurança e a capacidade, diminuir os congestionamentos e melhorar a confiabilidade das viagens (Grant, 2007). Todas as estratégias conhecidas de gerenciamento ativo de tráfego são usadas na Inglaterra, e as que recebem maior atenção são, o uso temporário do acostamento, *ramp metering* e harmonização da velocidade (Federal Highway Administration, 2007).

Além da rodovia M42, as rodovias M25, M4, M5 e M6 também já possuem implantações das estratégias de gerenciamento ativo de tráfego. A Figura 4 apresenta um exemplo típico de gerenciamento ativo de tráfego na rodovia M42.



Figura 4: Gerenciamento ativo de tráfego na rodovia M42 (Grant, 2007)

Os impactos da implantação das medidas de gerenciamento ativo de tráfego são positivos. A variabilidade do tempo de viagem durante os dias da semana caiu cerca de 22%; a média de acidentes com danos pessoais caiu de 5,1 para 1,8 por mês; 68% dos usuários reportaram que se sentem melhor informados sobre as condições de tráfego; e a velocidade média do tráfego aumentou 8km/h (Federal Highway Administration, 2011a).

3.2 Alemanha

Na Alemanha, o gerenciamento ativo de tráfego começou a ser implantado na rodovia A5, com o objetivo de aumentar a capacidade e melhorar a segurança de suas autoestradas. *Ramp metering*, painéis de mensagens variáveis, uso temporário do acostamento e harmonização da velocidade são as principais estratégias usadas, além de uma estratégia de restrição para caminhões (Federal Highway Administration, 2007). Os painéis de mensagens variáveis são usados principalmente para informar os usuários sobre as condições do congestionamento e fornecer estimativas do tempo de viagem (Sparmann, 2007).

As rodovias A3, A4, A7 e A99 também possuem estratégias de gerenciamento ativo de tráfego. A Figura 5 apresenta um exemplo típico de gerenciamento ativo de tráfego na Alemanha.



Figura 5: Uso temporário do acostamento junto com harmonização de velocidade na rodovia A5, Alemanha (Ungemah e Kuhn, 2009)

Avaliação realizada por Geistefeldt (2011) nas autoestradas da Alemanha mostra que o uso da harmonização da velocidade leva a uma menor variação na capacidade da via e um menor risco de colapso no fluxo. A capacidade de uma autoestrada com três faixas aumentou de 20 a 25% com o uso temporário do acostamento (Geistefeldt, 2012).

3.3 Holanda

Na Holanda, o gerenciamento ativo de tráfego foi implantado com o objetivo principal de garantir a circulação segura e ininterrupta do tráfego. Eliminar gargalos, melhorar o fluxo e melhorar a comunicação com os usuários, garantindo assim viagens confortáveis, foram outros objetivos da implantação do gerenciamento ativo de tráfego (Federal Highway Administration, 2007).

As rodovias A2, A4, A12, A13, A15, A16, A17, A20, A27 e A29 possuem estratégias de gerenciamento ativo de tráfego. A Figura 6 apresenta um exemplo típico de gerenciamento ativo de tráfego na Holanda.



Figura 6: Gerenciamento ativo de tráfego na Holanda (Ungemah e Kuhn, 2009)

Painéis de mensagens variáveis, harmonização da velocidade, uso temporário do acostamento e *ramp metering* são as estratégias mais usadas, além da estratégia de restrição para caminhões, usada também na Alemanha. Sistemas de *ramp metering* geraram redução nas ondas de choque e aumento da velocidade nas autoestradas. Usuários apontam uma melhor reação para as informações recebidas através dos painéis de mensagem variáveis (Middelham, 2006).

3.4 Grécia e Dinamarca

Na Grécia, o gerenciamento ativo de tráfego foi implantado com o objetivo de reduzir o congestionamento. A harmonização da velocidade, gerenciamento de faixas,

além de cobranças de pedágio para desestimular as viagens de curta distância são as estratégias usadas na Grécia. O gerenciamento de faixas é usado para separar os ônibus do restante do tráfego, criando uma faixa exclusiva para ônibus (Federal Highway Administration, 2007).

Na Dinamarca, assim como na Grécia, o gerenciamento ativo de tráfego foi implantado com o objetivo de reduzir o congestionamento. A harmonização da velocidade, painéis de mensagem variáveis, gerenciamento de faixas e a restrição para caminhões são as estratégias usadas (Federal Highway Administration, 2007).

3.5 Estados Unidos

Nos Estados Unidos, a implantação do gerenciamento ativo de tráfego teve como objetivo a redução do congestionamento, para maximizar a eficiência dos meios de transporte durante todos os períodos do dia. Várias agências estaduais de transportes dos Estados Unidos estão usando estratégias de gerenciamento ativo de tráfego para minorar o congestionamento de suas autoestradas. Os estados da Virginia, Texas, Colorado, Washington, Washington D.C., Califórnia, Missouri e Minnesota são os precursores no uso do gerenciamento ativo de tráfego nos Estados Unidos (Sisiopiku et al., 2009).

A grande maioria das estratégias de gerenciamento ativo de tráfego conhecidas são usadas nas autoestradas dos Estados Unidos, porém cada estado aplica diferentes estratégias. Uma estratégia frequentemente utilizada são as faixas de alta ocupação, onde faixas da autoestrada são dedicadas exclusivamente para veículos com alta ocupação de passageiros. Em alguns casos, os usuários tem a opção de pagar para usar a faixa de alta ocupação (Washington State Department of Transportation, 2007).

A Figura 7 apresenta um exemplo de gerenciamento ativo de tráfego nos Estados Unidos, da rodovia I-35W no estado de Minnesota.



Figura 7: Gerenciamento ativo de tráfego na rodovia I-35W, Minnesota

Destacam-se os impactos registrados no estado de Washington. Com a harmonização da velocidade houve redução de 16% nas colisões e 30% nos ferimentos em colisões; com painéis de mensagens variáveis e *ramp metering* houve redução de 15% nas colisões; além da redução do congestionamento e aumento da capacidade (Jacobsen e Farradyne, 2008).

4 CONDIÇÕES DE INFRAESTRUTURA DAS RODOVIAS COM GERENCIAMENTO ATIVO DE TRÁFEGO

As condições de infraestrutura das rodovias que possuem gerenciamento ativo de tráfego são diferentes entre si. Segundo a Federal Highway Administration (2011a), cada um dos países adota seus próprios padrões para dimensionamento dos elementos da infraestrutura relevantes na prática do gerenciamento ativo de tráfego. Entre os principais elementos da rodovia envolvidos no gerenciamento ativo de tráfego, destacam-se: a quantidade e largura das faixas; largura dos acostamentos; o distanciamento entre pórticos de sinalização; o distanciamento entre detectores instalados na rodovia; a presença de iluminação contínua na via; e o distanciamento entre os refúgios.

Com a utilização do acostamento como faixa de rolamento, refúgios são necessários para que os veículos tenham uma área para parada de emergência fora da

faixa de rodagem. Refúgios na Inglaterra possuem um padrão de 100 metros de comprimento e 4,6 metros de largura.

Na Inglaterra e na Holanda há iluminação contínua das rodovias onde o gerenciamento ativo de tráfego foi implantado. Nos Estados Unidos os pórticos e os limites de velocidades são usados apenas em pontos estratégicos e nos entornos das cidades. Orientações de novos projetos na Alemanha e na Holanda especificam larguras de faixa de 3,5 metros (Federal Highway Administration, 2011a).

A Tabela 2 apresenta uma síntese das condições de infraestrutura das rodovias com gerenciamento ativo de tráfego (Federal Highway Administration, 2011a).

Tabela 2: Condições de infraestrutura das rodovias com gerenciamento ativo de tráfego

Rodovia	Nº Faixas	Largura da Faixa (m)	Largura do Acostamento Interno e Externo (m)	Largura da Faixa de Uso do Acostamento (m)	Distância Média Entre Pórticos (m)	Distância Média Entre Detectores (m)	Iluminação	Distância Média Entre Refúgios
M42 – Inglaterra	3	(3.3 a 3.7)* (3.5 a 3.6)	(0.6 a 1.2)*	(3.3 a 3.7)* (3.5 a 3.6)	500 a 800	100 a 500	sim	500 a 800
M25 – Inglaterra	3	(3.3 a 3.7)* (3.5 a 3.6)	(0.6 a 1.2)*	(3.3 a 3.7)* (3.5 a 3.6)	500 a 800	500	sim	500 a 800
M4 / M5 / M6 – Inglaterra	3	(3.3 a 3.7)* (3.5 a 3.6)	(0.6 a 1.2)*	(3.3 a 3.7)* (3.5 a 3.6)	500 a 800	500	sim	500 a 800
A5 / A9 – Alemanha	3	(3.25 a 3.75)* (3,75)	(0,5 a 0,75)*	(3.25 a 3.75)*	1000	340 a 1750	não	1000
A1 / A3 / A4 / A7 / A99 – Alemanha	2	(3.25 a 3.75)* (3,75)	(0,5 a 0,75)*	(3.25 a 3.75)*	1000 a 3000	340 a 1750	não	1000
A2 – Holanda	4 e 6	(3.3 a 3.7)* (3.5)	(0,5 a 2.5)*	(3.05 a 3.5)*	600	500	sim	1000
A27 – Holanda	3 e 4	(3.3 a 3.7)* (3.5)	(0,5 a 2.5)*	(3.05 a 3.5)*	600	500	sim	1000
A4 / A12 / A13 / A15 / A16 / A17 / A20 / A29 – Holanda	3	(3.3 a 3.7)* (3.5)	(0,5 a 2.5)*	(3.05 a 3.5)*	600	500	sim	1000
I-5 – Estados Unidos	4	(3.66)*	(0,61 a 1.22)*	(3.66)*	-	800	não	-
I-66 – Estados Unidos	3	(3.66)*	(0,61 a 1.22)*	(3.35)*	-	800	não	-
I-35W – Estados Unidos	3 e 4	(3.66)*	(0,61 a 1.22)*	(3.66)*	800	800	não	-
(*)Larguras de Projeto. () Larguras Usadas com Grande Frequência.								

Devido à inexistência de registros de experiências nacionais referentes ao uso do gerenciamento ativo de tráfego, não estão disponíveis valores para os elementos de infraestruturas na operação do gerenciamento ativo de tráfego. No entanto, no planejamento devem-se levar em conta os valores praticados no Brasil para a largura dos acostamentos e faixas de rolamento. Tais valores são apresentados e analisados no Anexo I deste relatório.

5 REVISÃO DOS CRITÉRIOS DE CONCEPÇÃO DE SISTEMAS DE HARMONIZAÇÃO DA VELOCIDADE E USO TEMPORÁRIO DO ACOSTAMENTO NOS DIVERSOS PAÍSES

O desenvolvimento de estratégias de controle apropriadas para a seleção dos limites de velocidade desempenha um papel fundamental na eficácia da harmonização da velocidade. As seções seguintes descrevem alguns dos critérios usados nas estratégias de implantação da harmonização da velocidade em alguns países europeus e nos Estados Unidos, discutindo questões relacionadas à seleção de estratégias de controle e apresenta algoritmos para aplicação do uso da harmonização da velocidade e uso temporário do acostamento.

5.1 Inglaterra

O gerenciamento ativo de tráfego começou a ser implantado na Inglaterra com o objetivo de aumentar a segurança e a capacidade, diminuir os congestionamentos e melhorar a confiabilidade das viagens (Grant, 2007). As autoestradas inglesas são instrumentadas com detectores posicionados em média a cada 500 metros, que fornecem velocidade, volume e ocupação.

Quando os volumes alcançam 1650 veículos por hora por faixa, os limites de velocidade são reduzidos do seu valor default de aproximadamente 112 km/h (70 mp/h) para aproximadamente 96 km/h (60 mp/h). Quando os volumes alcançam 2050, os limites de velocidades são novamente reduzidos para aproximadamente 80 km/h (50 mp/h).

5.1.1 Rodovia M42 – Resultados dos primeiros 2 anos

Com base em estudos iniciais, verificou-se que a implantação de painéis de mensagem tradicionais alterados manualmente pela polícia não forneceu os resultados desejados. Assim, o trecho piloto empregou um sistema mais ágil, controlado automaticamente, e com limites de velocidade obrigatórios. O sistema de fiscalização, também automático, contava com câmeras para monitorar os veículos em tempo real. O controle de velocidade é auxiliado pelo sistema MIDAS (Detecção de Incidentes em Autoestradas e Sinalização Automática). Informações estatísticas fornecidas pelo sistema MIDAS foram usadas para detectar áreas em que a aplicação da harmonização da velocidade poderia ser mais benéfica (Waller et al., 2009).

A aplicação inicial utilizava limites de velocidade fixos selecionados com base na hora do dia. Posteriormente, um esquema de controle dinâmico foi desenvolvido, com base em simples limiares de fluxo que definem os limites de velocidade, reduzindo a velocidade obrigatória para 50 mp/h (aproximadamente 80 km/h) ou 60 mp/h (aproximadamente 96 km/h) (Waller et al., 2009).

5.2 Alemanha

A Alemanha possui autoestradas instrumentadas com detectores que realimentam em tempo real o sistema de controle de harmonização da velocidade. Os limites de velocidade são reduzidos em três decrementos de 20 km/h a partir da velocidade limite da via de 120 km/h.

5.3 Holanda

O objetivo principal dos projetos holandeses consistia no desenvolvimento de estratégias de controle para homogeneizar o fluxo de tráfego, incentivando uma utilização das faixas mais uniformemente e reduzir a diferença de velocidade entre as faixas.

5.3.1 Autoestrada A2

A autoestrada A2 é instrumentada com detectores posicionados em média a cada 500 metros, que fornecem velocidade, volume e ocupação dos veículos. Os limites de

velocidade apresentados podem ser reduzidos a 90 km/h (56 mp/h), a 70 km/h (43 mp/h) ou a 50 km/h (31 mp/h), a partir da velocidade limite da via de 120 km/h (75 mp/h). Limites de velocidade são alterados apenas quando o volume aproxima-se da capacidade. A escolha do limite de velocidade é feita a cada minuto (Nezamuddin et al., 2011).

5.3.2 Autoestradas de Utrecht e Rotterdam

As autoestradas próximas às cidades de Utrecht e Rotterdam também são instrumentadas com detectores, e a harmonização da velocidade ocorre com a redução dos limites de velocidade para 90 km/h em praticamente todos os casos, pois esta é a velocidade média quando o tráfego atinge a capacidade. Em alguns casos os limites de velocidade são reduzidos para 80 km/h ou 70 km/h.

5.4 Grécia

A Grécia possui autoestradas instrumentadas com detectores que realimentam em tempo real o sistema de controle de harmonização da velocidade. Os limites de velocidade são reduzidos em decrementos de 10 km/h até atingir o limite mínimo de 70 km/h, a partir da velocidade limite da via de 120 km/h (Antoniou et. al., 2010).

5.5 Estados Unidos

Várias agências estaduais de transportes dos Estados Unidos estão usando limites de velocidade variáveis para minorar o congestionamento em autoestradas. Os estados da Virginia, Michigan, Washington, Missouri, Colorado e Minnesota são os precursores no uso da harmonização da velocidade nos Estados Unidos (Sisiopiku et al., 2009).

5.5.1 Estado de Washington

A harmonização da velocidade foi introduzida no estado de Washington para reduzir variações significativas nas velocidades e o número de incidentes (Ulfarsson et al., 2005). Com base em dados ambientais e das condições do pavimento, os limites de velocidade são reduzidos de 65 mp/h (105 km/h) para até 35 mp/h (56 km/h), em decrementos de 10 mp/h (16 km/h).

5.5.2 Estado de Michigan

A harmonização da velocidade foi implantada no estado de Michigan para minimizar os impactos de obras (*work zones*) no tráfego. Primeiramente, os limites de velocidade nestas áreas eram reduzidos de 65 mp/h (105 km/h) para 55 mp/h (88 km/h) (Michigan Department of Transportation, 2003). Numa segunda etapa de implantação, a redução de velocidades foi ampliada, e os limites de velocidade passaram de 65 mp/h (105 km/h) para 45 mp/h (72 km/h). Em trechos onde os limites de velocidade eram originalmente de 70 mp/h (112 km/h), os limites foram reduzidos para 50 mp/h (80 km/h).

5.5.3 Estado da Virginia

Segundo Sisiopiku et al. (2009), o estado da Virginia implantou a harmonização da velocidade em períodos pré-determinados de pico da manhã e da tarde. Os limites de velocidade são reduzidos em decrementos de 10 mp/h (16 km/h), dependendo do fluxo de veículos nos períodos de pico. O decremento ou incremento dos limites acontece a cada 20 minutos.

5.5.4 Estado de Minnesota

O estado de Minnesota possui harmonização da velocidade na rodovia I-35W, rodovia I-255 e na rodovia I-270. Estas rodovias possuem detectores que fazem a realimentação em tempo real do sistema de controle dos limites de velocidade, e estes limites são apenas informativos e não obrigatórios. Os limites de velocidade são reduzidos em decrementos de 10 mp/h (16 km/h) (Thompson, 2012).

5.5.5 Estado do Missouri

O estado do Missouri possui harmonização da velocidade com os limites variando de 60 mp/h (96 km/h) a 40 mp/h (64 km/h), com incrementos ou decrementos de 5 mp/h (8 km/h) a cada 5 minutos. A operação do sistema acontece de forma manual, baseada apenas em informações visuais.

5.5.6 Estado do Colorado

O estado do Colorado, assim como o estado do Missouri, opera o sistema de forma manual, com limites de velocidade sendo reduzidos de 105 km/h (65 mp/h) para 88 km/h (55 mp/h) e 72 km/h (45 mp/h).

A Tabela 3 apresenta uma síntese dos limites de velocidade empregados nos países onde há a harmonização da velocidade.

Tabela 3: Limites de Velocidade nos países com harmonização da velocidade

	Velocidade Limite da Via	Limites de Velocidade com a Harmonização da Velocidade				
		1ª Redução de Velocidade	2ª Redução de Velocidade	Demais Reduções de Velocidade	Critério para 1ª Redução de Velocidade	Critério para 2ª Redução de Velocidade
Inglaterra	70 mp/h	60 mp/h	50 mp/h		1650 Veic./h/Faixa	2050 Veic./h/Faixa
	(112 km/h)	(96 km/h)	(80 km/h)			
Alemanha	120 km/h	100 km/h	80 km/h	60 km/h	S.I.	S.I.
	(75 mph)	(62 mp/h)	(50 mp/h)	(37 mp/h)		
Holanda	120 km/h	90 km/h	70 km/h	50 km/h	S.I.	S.I.
	(75 mph)	(56 mp/h)	(43 mp/h)	(31 mp/h)		
Grécia	120 km/h	110 km/h	100 km/h	(90, 80, 70) km/h	S.I.	S.I.
	(75 mph)	(68 mp/h)	(62 mp/h)	(56, 50, 43) mp/h		
Estados Unidos	70 mp/h	60 mp/h	50mp/h	40 mp/h	S.I.	S.I.
	(112 km/h)	(96 km/h)	(80 km/h)	(64 km/h)		
	65 mp/h	55 mp/h	45 mp/h	35 mp/h	S.I.	S.I.
	(105 km/h)	(88 km/h)	(72 km/h)	(56 km/h)		

* S.I. - Sem Informação.

() Velocidades Arredondadas.

5.6 Algoritmo de Harmonização da Velocidade

As estratégias de controle usadas para determinar os limites de velocidade na operação da harmonização da velocidade são fundamentais para o sucesso do funcionamento do sistema. Estas estratégias são aplicadas através de um algoritmo que determina indicadores e limites que acionam a harmonização da velocidade será acionada. Através das informações provenientes de detectores é possível fazer o controle destas estratégias em tempo real, otimizando o processo (Nezamuddin et al., 2011).

A literatura apresenta algoritmos que utilizam desde simples estratégias de fácil implantação, até algoritmos avançados com inúmeras regras (Sisiopiku, 2001). A seguir, é apresentado um pequeno, mas representativo algoritmo que ilustra o uso das estratégias de controle frequentemente usadas na Europa e na América do Norte.

A Figura 8 apresenta o algoritmo de controle usado por Allaby et. al. (2007) para um estudo de caso de uma autoestrada próxima à cidade de Toronto, no Canadá, com velocidade limite original de 100 km/h. Este algoritmo usa limites de velocidade com decrementos de 20 km/h. Alguns países como a Inglaterra e a Holanda usam algoritmos semelhantes a este no controle de suas estratégias.

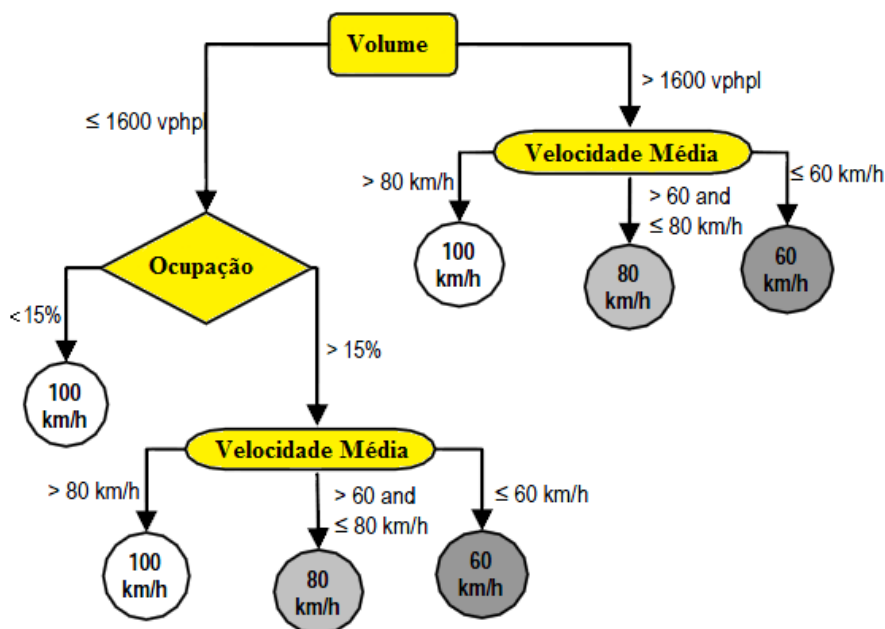


Figura 8: Algoritmo de controle (Allaby et. al., 2007)

Neste algoritmo, o limite de velocidade da via é de 100 km/h. Quando o algoritmo de controle identifica, através de dados realimentados em tempo real pelos detectores, um volume maior do que 1600 veículos por hora por faixa, ele passa a monitorar a velocidade média dos veículos. Caso a velocidade média seja menor do que 80 km/h, a harmonização da velocidade passa a ser empregada. Da mesma forma, se o volume for menor que 1600 veículos por hora por faixa, porém a ocupação for maior que 15%, o algoritmo de controle passa a monitorar a velocidade média a fim de definir se é necessário implementar uma redução da velocidade limite.

A Figura 9 apresenta uma versão genérica do algoritmo de controle usado por Allaby et. al. (2007), onde:

- X = Volume da via (veículos por hora);
- Y = Porcentagem de ocupação da faixa;
- V = Velocidade limite da via;
- $V1$ e $V2$ = Novos limites de velocidade impostos na harmonização de Velocidade;
- $\Delta V1$ e $\Delta V2$ = Velocidades médias que indicam quando a harmonização da velocidade deve ser empregada.

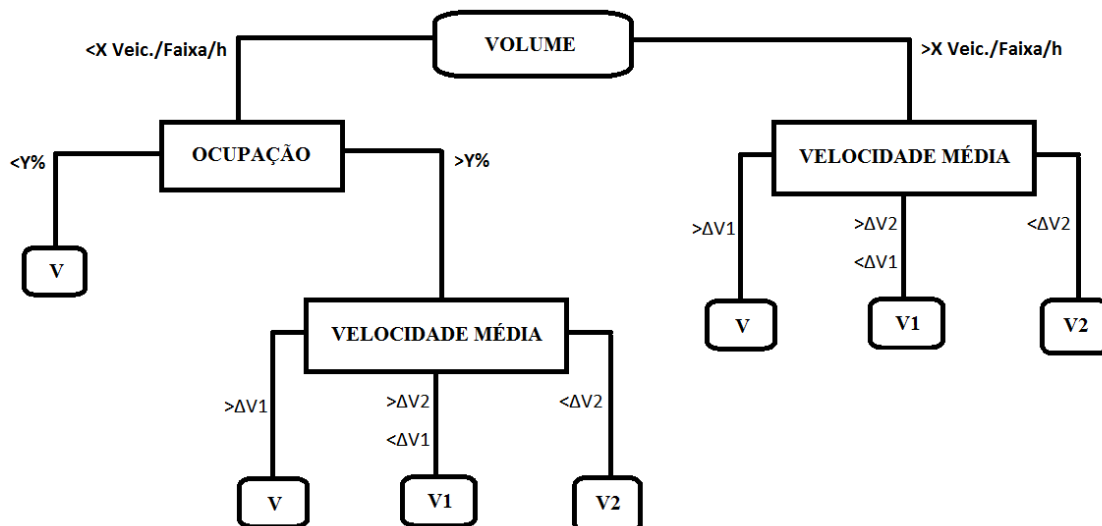


Figura 9: Algoritmo genérico de controle da harmonização da velocidade

Resultados de estudos de caracterização das condições operacionais das rodovias, considerando a velocidade limite, as variações da velocidade com o fluxo, volumes e velocidades críticos que precedem a ocorrência de colapso no fluxo (*flow breakdown*),

são importantes para a personalização de algoritmos de controle em sistemas de harmonização de velocidade.

5.7 Algoritmo Para Uso Temporário do Acostamento

Os procedimentos operacionais que controlam a abertura e fechamento do acostamento para o tráfego são fortemente regulados por critérios de segurança. Este procedimento é ativado após a ativação da harmonização de velocidade. Questões como a verificação da inexistência de obstáculos ou veículos parados no acostamento são fundamentais e prioritárias.

Uma rotina de controle para o uso temporário do acostamento, proposta pela Federal Highway Administration (2007) envolve os seguintes passos:

- Passo 1: Verificar se a harmonização da velocidade está ativada;
- Passo 2: Verificar se o acostamento está livre de objetos e veículos parados. Se o acostamento estiver livre, seguir para o Passo 3. Caso contrário, repetir o Passo 2 após um período pré-determinado;
- Passo 3: Abrir o acostamento para uso temporário;
- Passo 4: Se os fluxos médios nas faixas (ou fluxo média da via) são menores que um valor pré-determinado, fechar o acostamento para uso temporário.

A abertura temporária do acostamento requer um monitoramento contínuo sobre as condições da rodovia para certificar que a rodovia está livre da obstrução por veículos, pessoas, animais ou objetos. É necessário também o desenvolvimento de protocolos operacionais e de controle de tráfego para aplicação nestas ocorrências.

6 DESCRIÇÃO DO SEGMENTO EM ESTUDO

O trecho de rodovia avaliado neste estudo faz parte da rodovia BR290, situada no estado do Rio Grande do Sul. O trecho inicial da rodovia, com início na BR101 – no município de Osório, e final na capital do estado, Porto Alegre, é conhecido como *Freeway*. Este trecho tem extensão de 100 km e possui dois postos de pedágio.

A rodovia recebe elevados fluxos de veículos no sentido Osório – Porto Alegre nos finais de semana no período do verão. Esse fluxo elevado é proveniente da rodovia RS030, que tem cruzamento com a BR290 no km 01, e da BR101. Ambas fazem a ligação do litoral a BR290.

O trecho em estudo é situado entre os marcos quilométricos 0 e 26, no sentido Osório – Porto Alegre. Neste trecho, a rodovia possui três faixas de rolamento. O trecho da BR290 do km 00 até o acesso tem duas faixas de rolamento. Os limites de velocidade para os trechos em estudo são de 110 km/h para veículos leves e 90 km/h para veículos pesados. As faixas de rolamento para todos os trechos possuem largura de 3,75 metros cada. O acostamento interno possui em média 2 metros de largura e o acostamento externo 3 metros de largura.

O segmento em estudo possui três acessos e um posto de pedágio no km 19. O primeiro acesso é localizado no km 01, no cruzamento da rodovia RS030 com a BR290. O segundo acesso é localizado entre os km 04 e 05, no cruzamento da rodovia RS101 com a BR290. O terceiro acesso é localizado entre os km 25 e 26, no cruzamento da rodovia RS347 com a BR290. A Figura 10 apresenta o segmento em estudo, constituído de 26 km, e apresenta através dos círculos vermelhos os pontos considerados críticos dentro deste segmento. Estes pontos críticos são a praça de pedágio, e os três acessos.

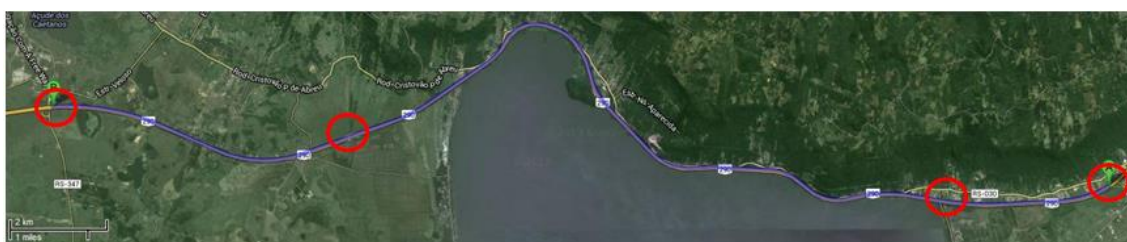


Figura 10: Segmento em estudo e seus pontos críticos

O segmento inicial apresenta dois locais com comportamentos bastante distintos. O primeiro local, que apresenta as menores velocidades médias do segmento, é o acesso proveniente da RS030. O segundo ponto, situado entre a curva próxima ao km 02 e o início do trecho com três faixas, apresenta um elevado número de troca de faixas devido à curva e ao final da faixa de acesso.

As Figuras 11 e 12 apresentam, respectivamente, imagens do primeiro acesso (km 01) e do ponto onde há redução do número de faixas para o mesmo momento.



Figura 11: Acesso (km 01)



Figura 12: Ponto com redução no número de faixas

É possível notar o congestionamento causado pela redução no número de faixas. Após a redução de faixas, os veículos aumentam suas velocidades e ocorre um menor número de troca de faixas. O espaçamento entre os veículos aumenta e estes passam a buscar suas velocidades desejadas.

A Figura 13 apresenta imagem do segundo acesso, localizado entre os km 04 e 05.



Figura 13: Segundo acesso – acesso da rodovia RS101 a BR290 (Fonte: Google Earth)

No trecho corresponde à praça de pedágio, localizada após o km 19, há uma geometria diferenciada. Este segmento possui quatro faixas de rolamento, e uma quinta faixa para acesso a um posto de conveniência. A Figura 14 apresenta o segmento de rodovia da praça de pedágio.



Figura 14: Segmento de rodovia da praça de pedágio (Fonte: Google Earth)

Veículos não realizam pagamentos nesta praça de pedágio e, portanto, não há paradas obrigatórias. Devido ao estreitamento das faixas nas cancelas remanescentes da estrutura de cobrança, há uma natural redução de velocidade. Esta redução das velocidades gera ondas de choque em períodos de grande intensidade de fluxo, e as ondas de choque se propagam causando perturbações a montante. Outro ponto com potencial para gerar congestionamentos é a redução do número de faixas existente após a praça de pedágio, onde a rodovia volta a ter três faixas de tráfego.

A Figura 15 apresenta imagem do terceiro acesso, localizado entre os km 25 e 26.



Figura 15: Terceiro acesso – acesso da rodovia RS347 com a BR290 (Fonte: Google Earth)

7 ANÁLISE DE SEGURANÇA DO TRECHO EM ESTUDO

Considerando que um dos principais objetivos do gerenciamento ativo de tráfego é melhorar a segurança reduzindo o número e a severidade dos acidentes, uma das etapas iniciais deste projeto envolve a análise das condições atuais de segurança do trecho em estudo.

Uma avaliação de segurança do trecho em estudo foi realizada através da técnica de Revisão de Segurança Viária (RSV), como é chamada a auditoria de segurança viária de vias em operação. Em uma RSV, é feita uma avaliação do trecho para que sejam identificados aspectos potencialmente perigosos para os usuários da via, mesmo que estes aspectos ainda não tenham resultado em acidentes.

Esta análise de segurança aborda questões relativas à segurança viária no planejamento e operação de sistemas de gerenciamento ativo de tráfego. Nesse sentido foram contempladas duas questões: (i) identificação de pontos críticos na seção de estudo; (ii) análise de uso do acostamento no período de verão anterior a implantação. Estas questões foram tratadas objetivando reduzir as interferências dos acidentes e paradas em acostamento durante a operação do gerenciamento ativo de tráfego.

7.1 Diagnóstico de Segurança do Trecho

Como resultado da RSV realizada no dia 19 de março de 2012 entre os km 00 e 25 foram realizadas duas avaliações das condições de segurança do trecho em estudo, uma quantitativa e uma qualitativa. A avaliação quantitativa consistiu na aplicação do método do Índice de Segurança Potencial (ISP) que tem por finalidade avaliar o perfil de segurança do trecho de rodovia no que se refere aos seus atributos físicos e geométricos. A avaliação qualitativa consistiu na identificação dos aspectos qualitativos destacados na realização da RSV.

O perfil de segurança do trecho avaliado permite analisar a continuidade das condições de segurança ofertadas aos motoristas ao longo da rodovia (Figura 16). Do ponto de vista da segurança viária, é desejável que o ambiente viário seja o mais homogêneo possível quanto às condições de segurança. Objetiva-se oferecer uma rodovia sem grandes variações nas suas exigências quanto ao desempenho de seus usuários. No perfil de segurança da rodovia são apresentados os valores do ISP para cada segmento de um quilometro de comprimento dentro do trecho revisado. Nesses segmentos foram avaliados 34 atributos organizados em 9 categorias: (i) superfície do pavimento; (ii) perfil horizontal; (iii) interseções; (iv) sinalização horizontal e vertical; (v) elementos longitudinais; (vi) seção transversal; (vii) usuários vulneráveis; (viii) laterais da via e (ix) elementos gerais.

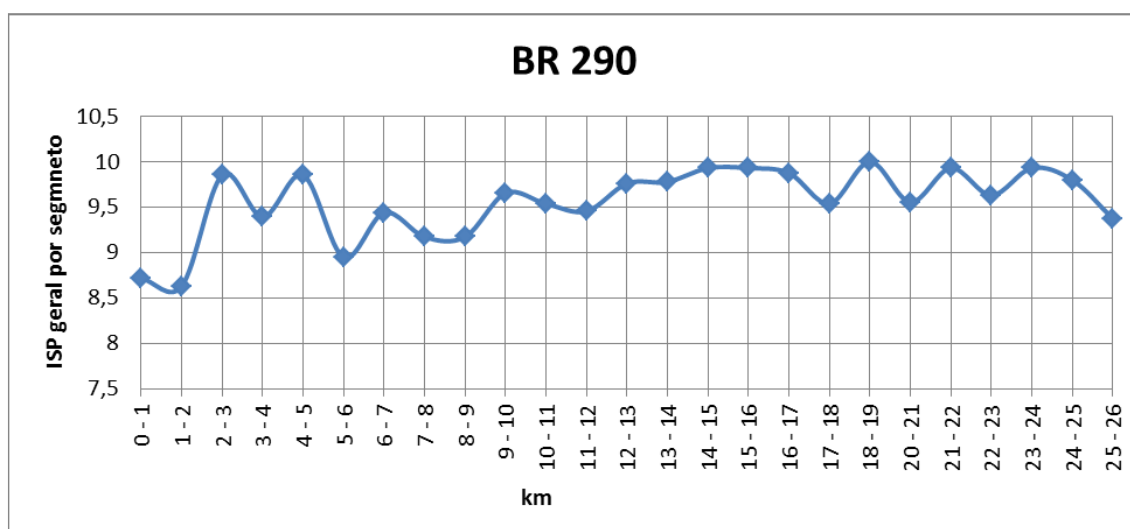


Figura 16: Perfil de segurança do trecho entre km 0 e 26 da BR290 (ISP_{global} do trecho=9,55)

De forma geral, o trecho revisado apresentou um perfil razoavelmente homogêneo quanto à oferta de condições de segurança de seus atributos físicos e geométricos. Os valores do ISP_{geral} por segmento variaram de 8,63 a 10, em uma escala que varia de 1 a 10. O ISP_{geral} do trecho avaliado com 26 quilômetros de extensão foi 9,55. Os segmentos com pior desempenho no ISP_{geral} por segmento foram aqueles localizados entre os km 00 e 02, e entre os km 05 e 06.

Observa-se na Figura 17 que as categorias de atributos que mais influenciaram a queda no desempenho de segurança entre o km 00 e o km 01 foram: Superfície, interseção e seção transversal. O ISP_{parciais} dessas categorias (8,04, 6,36 e 6,86, respectivamente) ficou abaixo do valor do ISP_{geral} do segmento (igual a 8,66).

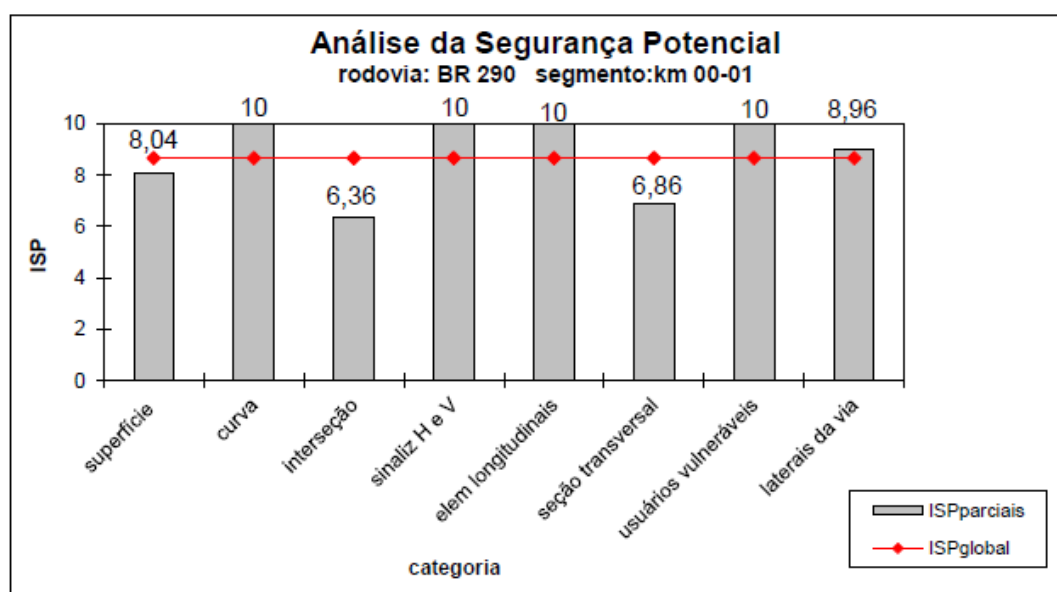


Figura 17: ISP_{parcial} por categoria de atributos entre o km 00 e 01 (ISP_{geral} do segmento = 8,66)

Dentro da categoria SUPERFICIE os atributos que provocaram a redução no desempenho do ISP no segmento do km 00 ao km 01 foram “buracos na pista” e “desnível entre faixa e acostamento”, os demais atributos receberam nota máxima. Para a categoria INTERSEÇÃO, os atributos considerados no cálculo do ISP são projeto da interseção e iluminação da interseção. A redução no desempenho desse segmento na categoria interseção se deu devido à ausência de iluminação artificial. Ainda que não seja uma obrigatoriedade a iluminação artificial de interseções de rodovias, está medida tem grande potencial na melhoria da segurança desses locais no entardecer, noite e amanhecer por esse motivo consta no método de avaliação empregado. Para a Categoria SEÇÃO

TRANSVERSAL os atributos avaliados são: Largura da faixa e acostamento; Condições da superfície dos acostamentos; Declividade dos taludes laterais e Estreitamento da pista em pontes. A redução do desempenho do ISP da categoria seção transversal nesse segmento se deu especialmente devido à presença de taludes íngremes e sem proteção.

Entre o km 01 e o km 02, a categoria interseção foi a maior responsável pela redução do valor do ISP_{geral} do segmento, conforme indicado na Figura 18. Nesse segmento a categoria de atributos de seção transversal ficou levemente abaixo do ISP_{geral} que foi igual a 8,47.

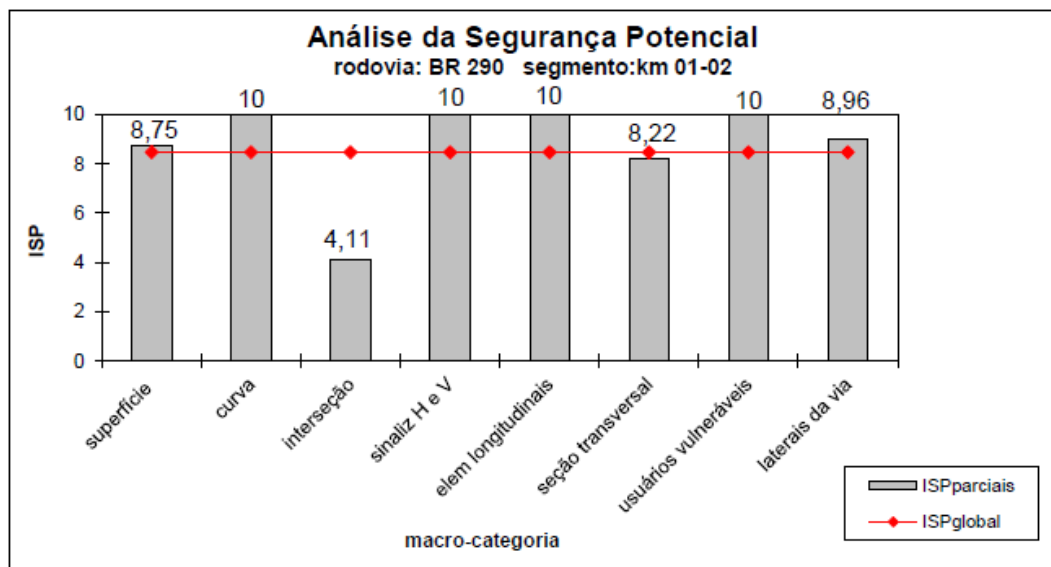


Figura 18: ISP_{parcial} por categoria de atributos entre o km 01 e 02 (ISP_{geral} do segmento = 8,47)

Para o segmento entre o km 05 e o km 06, apenas a categoria de atributos de interseção apresentou desempenho abaixo da media do segmento (ISP_{parcial}=4,11). O ISP_{geral} do segmento foi igual a 8,82. Ver (Figura 19).

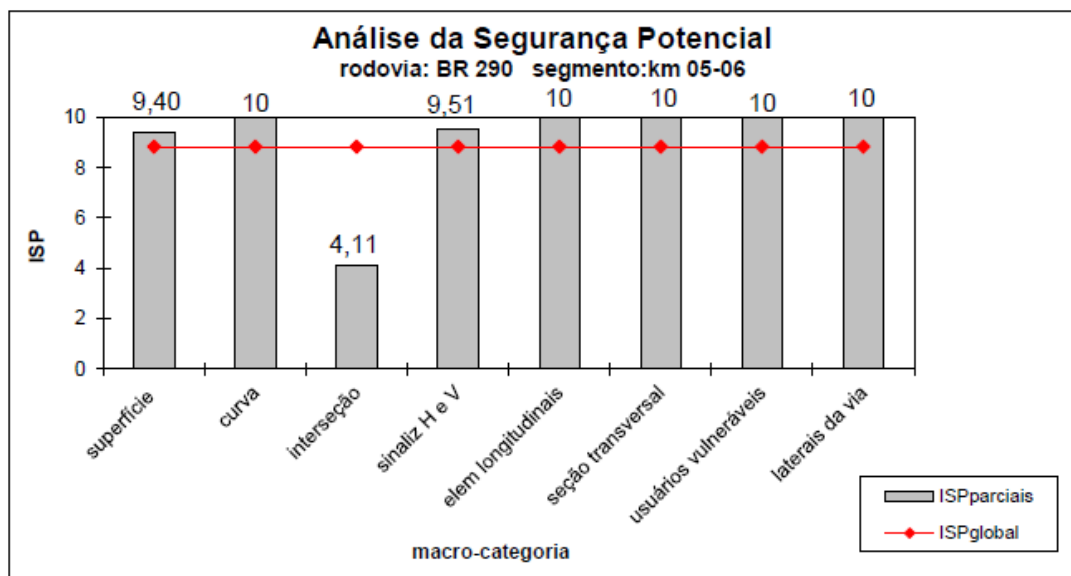


Figura 19: ISPparcial por categoria de atributos entre o km 05 e 06 (ISPgeral do segmento = 8,82)

7.2 Avaliação Qualitativa

Adicionalmente à avaliação realizada através do cálculo do ISP, foram identificados elementos e situações passíveis de prejudicar a segurança do trecho analisado. A seguir é apresentada na Tabela 4 uma síntese descrevendo os elementos ou situações verificadas como prejudiciais ao desempenho de segurança do trecho revisado. Na Tabela 4 é também indicado, sempre que possível, uma recomendação de medida corretiva.

Tabela 4: Síntese de elementos/situações potencialmente inseguras

	Elementos / Situações potencialmente perigosas	Recomendação de medida corretiva
1	Defensas metálicas com terminais enterrados	Uso de terminais amortecedores
2	Barreiras contra ofuscamento com descontinuidades	Uso de vegetação, tela ou lamelas contínuas.
3	Pilares e taludes próximos à pista	Instalação de defensas rígidas ou semirrígidas.
4	Refúgios	Informar distância ao próximo refúgio ou distância entre refúgios; evitar obstáculos rígidos nas áreas de refúgio.
5	Sinalização	Incrementar o destaque das placas de sinalização dos refúgios e o tamanho da indicação da velocidade no PMV (km 15-16)

As situações identificadas na Tabela 4 são detalhadas a seguir:

1. Existe a preocupação com a possibilidade de capotamento dos veículos que colidem contra os terminais enterrados das defensas metálicas. A adoção de terminais amortecedores é recomendada, pois estes elementos aumentam a segurança do usuário evitando o risco de capotamento e garantindo o bom funcionamento do dispositivo de contenção. A Figura 20 apresenta exemplos de terminais amortecedores.



Figura 20: Exemplos de terminais amortecedores instalados em defensas metálicas (fonte: http://powellcontracting.com/et_energy_attenuators.php)

2. Os trechos em curva oferecem maior risco de ofuscamento para o tráfego em sentido oposto, sendo recomendável o uso de barreiras contra ofuscamento. Na rodovia revisada observou-se o uso de vegetação como barreira anti-ofuscamento. Atenção deve ser dada à continuidade da barreira e à escolha da vegetação. É importante que os arbustos usados apresentem copadas contínuas, sem espaços vazios entre uma muda e outra. Adicionalmente, os caules dos arbustos usados nessas barreiras não devem atingir diâmetro superiores a 10cm. Dimensões maiores que estas estão associadas, em caso de acidentes, a fortes desacelerações podendo gerar ferimentos sérios nos ocupantes dos veículos.
3. Quando os pilares e/ou taludes íngremes encontram-se muito próximos à linha de bordo do acostamento sugere-se que sejam usadas defensas semirrígidas ou rígidas visto que o espaço para deflexão da defesa é reduzido. Valores indicativos para escolha do tipo de defesa: defesa rígida para distâncias inferiores a 1 metro; e semirrígidas para distâncias entre 1 e 1,7 metros.

4. Os refúgios são elementos importantes para a operação segura da rodovia, possibilitando que sejam reduzidas ou até mesmo eliminadas as paradas de veículos muito próximos às faixas de rolamento da via. O uso do refúgio para paradas emergenciais ou programadas é estimulado quando o motorista tem boas informações sobre a sua existência e, especialmente, sobre a sua proximidade. Dessa forma é fortemente recomendado que seja sinalizado, tanto o espaçamento médio entre refúgios, quanto à distância da placa até o próximo refúgio.

Observou-se, nos refúgios, a presença de elementos similares a manilhas de concreto sendo usados como lixeiras. Tais elementos podem oferecer risco em caso de colisões, pois se constituem em obstáculos fixos que provocam desacelerações rápidas. Tais elementos devem ser evitados ao longo das laterais das vias, assim como junto aos refúgios. Deve-se, sempre que possível, optar por elementos flexíveis como plásticos e telas.

5. A sinalização, tanto vertical quanto horizontal, é a principal forma de comunicação entre a via e os seus usuários. Do ponto de vista da segurança, são sempre bem-vindos reforços e melhorias na sinalização. Atenção deve ser dada a dimensão dos caracteres da sinalização da velocidade permitida no PMV situado entre os quilômetros 15 e 16. Sempre que possível, deve-se optar pelo uso de tamanhos de fonte e espaçamento entre caracteres maiores e mais afastados entre si (do que o mínimo recomendado pelas normas). Considerando o aumento de motoristas idosos em circulação, essa medida se torna ainda mais atrativa.

7.3 Identificação e Análise de Pontos Críticos

Os pontos críticos foram identificados com base no método do Controle de Qualidade da Taxa (CQT). Este método é amplamente usado para identificação de pontos críticos, pois levam em consideração que acidentes são fenômenos raros e aleatórios e permite considerar, de forma robusta, a influência da exposição ao risco na identificação dos pontos críticos (AGCR, 2001).

A Figura 21 apresenta os resultados dessa identificação. Foram considerados os dados dos três últimos verões, visto que a operação do trecho nesses meses é bastante diferente do demais meses do ano. O uso de períodos de dados de 3 anos é indicado devido ao forte componente aleatório presente nos dados de acidentes.

Cada local em análise possui a sua própria taxa de acidente (TA) que é calculada pela Equação 1.

$$TA = \frac{n \times 10^6}{VDMA \times L \times t \times 365} \quad (1)$$

onde, n é o número de acidentes do local em estudo; $VDMA$ é o volume diário médio anual, L é o comprimento da seção ($L=1$ para interseções) e t é o período de tempo, em anos, para o qual se referem os registros de acidentes.

Esta taxa de acidentes (TA) observada em cada local de análise (seguimento de 1 km de extensão) é comparada com a taxa crítica de Poisson (TCR) que é valor limite para a TA. Acima desse valor pode-se dizer que a ocorrência de acidentes é maior do que pode ser explicado pelo acaso. Sendo assim, suas causas específicas devem ser investigadas para que sejam bloqueadas.

A taxa crítica de Poisson é calculada a partir da equação (2). Onde λ é a média de acidentes do trecho analisado, k é a constante que indica o nível de confiança adotado no estudo e MVK é o volume diário médio convertido para unidade de milhões de veículos km, conforme equação (3). Nesse estudo foi considerado um nível de confiança de 95% o que representa um $k= 1,645$.

$$TCR = \lambda + k \times \sqrt{\frac{\lambda}{MVK}} + \frac{1}{2MVK} \quad (\text{equação 2})$$

$$MVK = \frac{VDMA \times t \times L \times 365}{10^6} \quad (\text{equação 3})$$

onde, $VDMA$ é o volume diário médio anual, L é o comprimento do seguimento em km e t é o período de tempo, em anos, para o qual se referem os registros de acidentes.

Identificou-se os segmentos críticos no trecho compreendido entre os quilômetros 1 e 26 da BR-290/RS, no período das três últimas temporadas de veraneio, correspondentes a 2012, 2011 e 2010. As taxas críticas de Poisson são todas iguais nesse trecho, pois os volumes não mudam (não há entradas e saídas de veículos nesse trecho da rodovia). Se ao longo do trecho considerado houvesse diferentes volumes, as taxas críticas destes quilômetros também seriam diferentes.

Nesse estudo o cálculo da TA foi feito com base na unidade padrão de severidade (UPS) com a finalidade de atribuir maior importância aos acidentes envolvendo mortos e feridos. A UPS foi obtida a partir da equação 4, onde DM é o número de acidentes apenas com danos materiais; F é o número de acidentes com feridos e M é o número de acidentes com mortes.

$$UPS = DM + 5 \times F + 13 \times M \quad (\text{equação 4})$$

IDENTIFICAÇÃO DE PONTOS CRÍTICOS APARTIR DO MÉTODO DO CONTROLE DE QUALIDADE DA TAXA - CQT											
período: 90 dias											
*verão de 10, 11, 12											
km	volume médio dia	TOTAL acidentes	acid só com danos materiais	acid c/ feridos	acid. c/ mortes	UPS - unidade Padrão de severidade	MVK - milhões de veículos por km (para os 9 meses dos 3 verões)	taxa de acidentes -UPS (acid/3 verões)		taxa crítica de Poisson	local propenso a acidentes?
1	20368	3	3	0	0	3	5,58	0,538045		2,332193	-
2	20368	0	0	0	0	0	5,58	0		2,332193	-
3	20368	3	3	0	0	3	5,58	0,538045		2,332193	-
4	20368	6	3	3	0	18	5,58	3,228271		2,332193	km crítico
5	20368	5	5	0	0	5	5,58	0,896742		2,332193	-
6	20368	0	0	0	0	0	5,58	0		2,332193	-
7	20368	2	1	1	0	6	5,58	1,07609		2,332193	-
8	20368	0	0	0	0	0	5,58	0		2,332193	-
9	20368	7	5	2	0	15	5,58	2,690226		2,332193	km crítico
10	20368	6	6	0	0	6	5,58	1,07609		2,332193	-
11	20368	4	1	3	0	16	5,58	2,869574		2,332193	km crítico
12	20368	4	3	1	0	8	5,58	1,434787		2,332193	-
13	20368	8	8	0	0	8	5,58	1,434787		2,332193	-
14	20368	3	2	1	0	7	5,58	1,255439		2,332193	-
15	20368	6	5	1	0	10	5,58	1,793484		2,332193	-
16	20368	4	4	0	0	4	5,58	0,717394		2,332193	-
17	20368	2	2	0	0	2	5,58	0,358697		2,332193	-
18	20368	4	3	1	0	8	5,58	1,434787		2,332193	-
19	20368	7	7	0	0	7	5,58	1,255439		2,332193	-
20	20368	4	4	0	0	4	5,58	0,717394		2,332193	-
21	20368	2	2	0	0	2	5,58	0,358697		2,332193	-
22	20368	6	3	3	0	18	5,58	3,228271		2,332193	km crítico
23	20368	3	1	2	0	11	5,58	1,972832		2,332193	-
24	20368	4	1	3	0	16	5,58	2,869574		2,332193	km crítico
25	20368	1	0	1	0	5	5,58	0,896742		2,332193	-
26	20368	7	3	4	0	23	5,58	4,125013		2,332193	km crítico
taxa média								1,414093			

Figura 21: Cálculo dos quilômetros críticos do trecho analisado

De acordo com os cálculos apresentados, os quilômetros 4, 9, 11, 22, 24 e 26 podem ser considerados críticos. Sendo assim, esses quilômetros foram alvo de uma análise mais detalhada quanto aos acidentes neles ocorridos. Para identificar os principais efeitos influentes na ocorrência de acidentes em cada quilômetro crítico, foi feita uma análise qualitativa dos dados registrados nas ocorrências como: as condições climáticas, a geometria do local, e eventuais anormalidades que possam ter ocorrido.

Destaca-se que a análise foi feita apenas para a pista norte. Nesta pista o pico de demanda no período de estudo tende a ocorrer no retorno do final de semana (domingo e segunda).

- **Acidentes do km 04:** Neste km ocorreram 5 acidentes ao longo da temporada de verão de 2010, 2011 e 2012. Os registros indicam que as condições do tempo eram normais em todas as ocorrências. Destaca-se que neste ponto da rodovia existe uma curva, podendo essa situação estar de alguma forma contribuindo para a ocorrência dos acidentes. Os tipos de ocorrência foram: 2 colisões traseiras, 1 engavetamento, 1 capotamento e 1 saída de pista. Os acidentes ocorreram em finais de semana e feriados, quando o período é de alta demanda. As colisões traseiras, típicas de ambientes operando próximos à capacidade, predominaram no período de alta demanda.
- **Acidentes do km 09:** Neste km ocorreram 7 acidentes ao longo da temporada de verão de 2010, 2011 e 2012. Os registros indicam que as condições do tempo eram normais em 4 das 7 ocorrências. Para as outras três, as condições eram de chuva ou tempo nublado. Neste segmento da rodovia existem trechos em reta (4 ocorrências) e em curva (3 ocorrências). A curva pode estar influenciando na frequência das ocorrências juntamente com a ocorrência de chuva.
- **Acidentes do km 11:** Neste km ocorreram 4 acidentes ao longo da temporada de verão de 2010, 2011 e 2012. Os registros indicam que as condições do tempo eram normais em todas as ocorrências. A geometria deste trecho inclui apenas reta. Os tipos de ocorrência foram 2 colisões traseiras, uma saída de pista e uma queda de moto. Neste km os incidentes ocorreram em finais de semana e no período de ano novo, períodos de alta demanda.

- **Acidentes do km 22:** Neste km ocorreram 6 acidentes ao longo da temporada de verão de 2010, 2011 e 2012. Os registros indicam que as condições do tempo eram normais em 4 das 6 ocorrências. Destaca-se que neste ponto da rodovia existe uma curva, mas esta foi cenário de apenas um dos acidentes. A maior parte das ocorrências foi em final de semana, e no período de ano novo, no turno da tarde e noite.
- **Acidentes do km 24:** Neste km ocorreram 4 acidentes ao longo da temporada de verão de 2010, 2011 e 2012. Os registros indicam que as condições do tempo eram boas/normais em todas as ocorrências, o que exclui o fator climático das causas. Destaca-se que neste ponto da rodovia existe uma curva, podendo essa situação estar de alguma forma contribuindo para a ocorrência dos acidentes, dois deles ocorreram neste trecho. Um dos acidentes, a queda de moto, ocorreu por estouro de pneu. Os tipos de ocorrência foram uma saída de pista, um capotamento, uma colisão traseira e uma queda de moto. Neste km todos os acidentes ocorreram em dias de semana, horários concentrados pela manhã.
- **Acidentes do km 26:** Neste km ocorreram 7 acidentes ao longo da temporada de verão de 2010, 2011 e 2012. Em apenas duas das ocorrências foi registrado chuva como condição climática. A presença de curva pode estar influenciando nas causas dos acidentes, 5 deles ocorreram nela. Os tipos de ocorrência foram duas quedas de moto, quatro saídas de pista e um tombamento.

Os acidentes no km 26 ocorreram, predominantemente, no final de semana e feriados, em horários que indicam períodos de alta demanda na rodovia. Em todos os 6 quilômetros identificados como críticos (km 4, 9, 11, 22, 24 e 26) houve 13 ocorrências com feridos. Não houve nenhuma vítima fatal registradas nesses quilômetros. Das lesões ocorridas nenhuma foi considerada grave. Verifica-se, assim, uma tendência à ocorrência de acidentes de baixa gravidade, típicos de condições de tráfego saturadas. Nessa condição, as variações de velocidade decorrentes dos congestionamentos formados nos finais de semana contribuem fortemente para a ocorrência de tais acidentes. Sendo assim, medidas que reduzam as oscilações nas velocidades praticadas (efeito Anda e Para) são recomendáveis.

Segundo os registros apenas 2 dos 13 acidentes ocorreram em condições chuvosas. E 7 dos 13 foram em pontos de curva. Maioria dos acidentes foi queda de moto (5

ocorrências), seguido por capotamento e saída de pista (3 ocorrências de cada tipo) e duas colisões traseiras. Essa análise indica que a presença de chuva ou de curvas não é condição preponderante na ocorrência dos acidentes registrados.

7.4 Análise de Segurança do Uso do Acostamento

Uma das medidas de gerenciamento ativo de tráfego previstas nesse projeto é o uso temporário do acostamento como faixa de circulação de veículos. Nesse sentido, buscou-se quantificar a utilização do acostamento externo no atendimento das mais diversas ocorrências atendidas pela concessionária. Foram analisadas todas as ocorrências registradas no acostamento externo no período de 14/12/2011 a 16/03/2012.

Inicialmente, foram avaliadas as ocorrências por km e a distribuição dos tipos de ocorrências ao longo do trecho analisado (Figura 22). Observa-se no km 19 um número elevado de ocorrências no acostamento externo, não condizente com o número de ocorrências nos demais quilômetros da rodovia. O motivo deste elevado número de ocorrências no acostamento externo do km 19 é a presença da praça de pedágio. Dessa forma, este local concentra muitas ocorrências para atendimento clínico e mecânico devido à estrutura disponível no local para esses tipos de atendimento. Como nesse ponto a área de acostamento disponível é ampla, tais atendimentos não se caracterizam em um problema relevante para a operação do gerenciamento ativo de tráfego.

A distribuição de ocorrências por km não apresenta grandes variações, com exceção as ocorrências na praça de pedágio, ao longo do trecho. Dessa forma, tendo em vista a operação do gerenciamento ativo de tráfego, a provisão de refúgios para atendimento dessas ocorrências deve ser homogeneamente distribuída ao longo do trecho.



Figura 22: Ocorrências no acostamento externo por km (de 14/12/2011 a 16/03/2012)

Quanto aos tipos de ocorrências registrados ao longo de todo trecho analisado, observa-se, na **Erro! Fonte de referência não encontrada. 23**, que a “Pane Mecânica” é a principal (58% do total). Em segundo lugar, representando 13% do total tem-se a ocorrência do tipo “Pneu Furado”. Na sequência tem-se eventos “Não Localizados” e “Super Aquecimento” representando, cada um, 7% do total e “Pane Elétrica” e “Atendimento Clínico” (4% cada).

O elevado percentual de ocorrências por pane mecânica indica a necessidade de dispor de equipes de atendimento capazes de atender esse tipo de evento para que os mesmos sejam atendidos, deslocados para o refúgio mais próximo e resolvidos o mais rapidamente possível. Dessa forma, pretende-se evitar maiores prejuízos à operação de gerenciamento ativo de tráfego com uso do acostamento como via de rolamento.

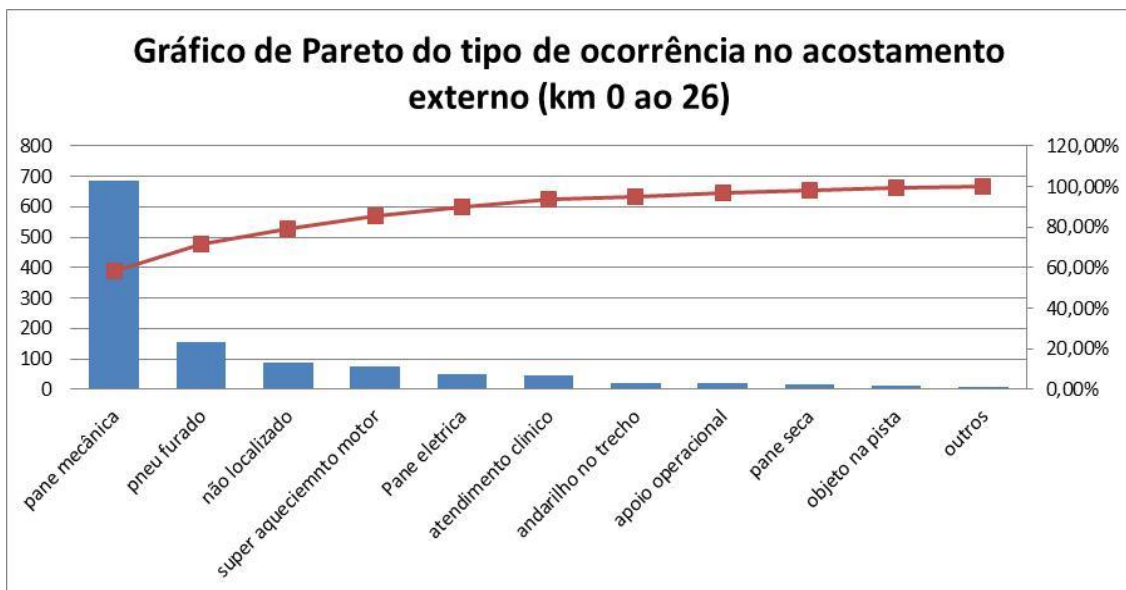


Figura 23: Gráfico de Pareto do tipo de ocorrência no acostamento externo no período de 14/12/2011 a 16/03/2012 (km 0 ao 26)

Analisou-se também a distribuição de ocorrências por faixa horária, conforme Figura 24. Nessa situação, observa-se uma elevação no atendimento de ocorrências no acostamento externo próximo às 19h. O período de maior número de ocorrências no acostamento está alinhado com o maior número de veículos usando a rodovia. Dessa forma, é reforçada a importância de dimensionar o número de equipes de atendimento para atender o período de pico das ocorrências no acostamento externo (das 16h as 23h).



Figura 24: Número de ocorrências no acostamento externo por faixa horária (de 14/12/2011 a 16/03/2012)

Por fim, foi feita uma análise da distribuição de ocorrências no acostamento externo ao longo do período de tempo analisado (14/12/2011 a 16/03/2012). Nesse

período houve uma média de 11 atendimentos por km (com desvio padrão = 10), excluindo-se os atendimentos na praça de pedágio. Optou-se por excluir os dados do km 19 por não se caracterizar em interrupções no acostamento da rodovia.

No perfil de distribuição dessas ocorrências, apresentado na Figura 25, fica evidenciado o aumento de ocorrências no acostamento externo nos finais de semana. Ou seja, nos períodos de maior demanda.



Figura 25: Número de ocorrências no acostamento externo por dia

Em conclusão à análise das ocorrências no acostamento externo com vistas à operação do gerenciamento ativo de tráfego com uso do acostamento externo como pista de rolamento, tem-se:

- Não há evidências de pontos com maior necessidade de instalação de refúgios para atendimento das ocorrências, uma vez que estas ocorrências se encontram distribuídas de forma relativamente homogênea. Sendo assim os mesmos também devem estar distribuídos homogeneamente ao longo do trecho.
- Os períodos de maior número de ocorrência de atendimentos no acostamento externo coincidem com os períodos de maior demanda na rodovia. Dessa forma, é indicado que as equipes de atendimento sejam dimensionadas considerando esses picos de demanda. Quanto ao horário do dia: período das 16h às 23h. Quanto ao dia da semana: sábado e domingo.

7.5 Recomendações Visando o Gerenciamento Ativo de Tráfego

Considerando a operação do gerenciamento ativo de tráfego, as principais preocupações quanto ao desempenho da segurança do trecho avaliado são as seguintes:

- Segmentos com estreitamentos no acostamento – A continuidade da largura das faixas e do acostamento representa um importante elemento de segurança na operação do gerenciamento ativo de tráfego. Do ponto de vista da segurança do usuário é desejável que se tenha larguras constantes ao longo de todo trecho. As variações de largura se caracterizam em elementos de violação à expectativa dos usuários, podendo resultar em manobras inseguras. A Figura 26 apresenta segmento com estreitamento de acostamento no trecho entre km 06 e 07.



Figura 26: Exemplo de estreitamento no acostamento (fonte: Google Earth)

- Segmentos onde as duas rodovias (BR290 e RS030) estão muito próximas – Nos segmentos onde as duas rodovias estão muito próximas devem ser garantidas a continuidade das larguras das faixas e do acostamento. Adicionalmente, atenção deve ser dada a escolha e instalação de defensas apropriadas (semirrígidas ou rígidas). A Figura 27 apresenta segmento onde as duas rodovias (BR290 e RS030) estão muito próximas no trecho entre km 05 e 06.



Figura 27: Exemplo onde duas rodovias (BR290 e RS030) estão muito próximas (fonte: Google Earth)

- Acessos/saídas da rodovia (sinalização e traçado) – Os pontos de acessos/saídas da rodovia e a praça de pedágio são pontos naturais de perturbação na segurança viária. No caso da operação do gerenciamento ativo de tráfego, estes pontos merecem atenção destacada quanto a sua sinalização, proteção, e no seu desenho para prover boas condições de segurança ao local.

- Proteção dos pórticos que sustentarão os painéis de mensagens variável - Os elementos fixos nas laterais da via representam situações de perigo no caso de saídas de pista. Dessa forma, a construção de pórticos para fixação dos painéis introduz novos elementos potencialmente perigosos à segurança viária. Deve ser evitada a construção de bases de concreto salientes e devem ser adotados elementos de proteção como defensas e/ou atenuadores de impacto.
- Sinalização e desenho dos refúgios – Considerando a adoção da medida de uso do acostamento como faixa de tráfego de veículos no gerenciamento ativo de tráfego, os refúgios se tornam ainda mais importantes do ponto de vista da segurança viária. Dessa forma seu projeto, espaçamento e sinalização merecem especial atenção. Elementos importantes são: (i) informar o afastamento médio dos refúgios; (ii) sinalizar de forma clara a proximidade do refugio e (iii) projetar refúgios de fácil acesso e saída, sem elementos como meio fios salientes e desníveis ou taludes abruptos.

8 CARACTERIZAÇÃO DAS CONDIÇÕES OPERACIONAIS DA RODOVIA

Um pré-requisito importante para a concepção do sistema de harmonização de velocidades e avaliação dos prováveis impactos da implantação de um sistema de abertura temporária dos acostamentos é a caracterização operacional da rodovia onde o projeto será implantado.

Esta caracterização envolve dois principais objetivos: (i) a definição das características macroscópicas do tráfego, isto é, a caracterização das relações entre fluxo e velocidade para os vários segmentos do trecho; (ii) a caracterização das condições operacionais que precedem o colapso de fluxo na rodovia (*breakdown*).

8.1 Definição das Características Macroscópicas do Tráfego nos Diversos Segmentos do Trecho em Estudo

Esta análise tem por objetivo caracterizar o comportamento agregado da rodovia. Ela envolve a identificação da capacidade dos diversos segmentos da rodovia, a variação da velocidade com o fluxo, em particular a velocidade na capacidade e a velocidade em

fluxo livre. Esta informação é importante para estabelecer as condições limites da rodovia e para calibrar os modelos de simulação que serão utilizados na avaliação das estratégias de gerenciamento a serem testadas.

8.1.1 Obtenção e Análise de Dados

A análise apresentada neste relatório é baseada em dados sobre velocidades e fluxos, coletados a partir de contadores automáticos. Estes dados são provenientes do km 1,5, km 03, km 09, km 14, km 17 e km 19. Foram coletados dados sobre velocidades e fluxos para automóveis, caminhões, ônibus. A Tabela 5 apresenta uma síntese das coletas de dados. Todas as composições de dados estão agrupadas em intervalos de 5 minutos.

Tabela 5: Síntese das coletas de dados

	Período de Coleta (Ano - 2012)
km 1,5	28/12/2012 – 31/03/2013
km 05	01/01/2013 – 17/03/2013
km 09	01/02/2012 – 01/03/2012
km 14	01/01/2013 – 07/04/2013
km 17	18/09/2012 – 05/11/2012
km 19	18/09/2012 – 07/04/2013

As Figuras 28, 29, 30, 31, 32 e 33 apresentam gráficos com as relações entre fluxo e velocidade das faixas de tráfego, coletados através dos detectores instalados nos km 1,5, 05, 09, 14, 17 e 19 respectivamente. Os gráficos apresentam os dados relativos a cada faixa de tráfego da seção. Os detectores instalados nos km 1,5 e 05 registram 4 faixas, relativas às faixas da rodovia e aos acessos localizados nestes locais.

Na figura 28, as Faixas 1 e 2 são relativas ao tráfego proveniente da BR 101, enquanto as Faixas 3 e 4 são relativos ao fluxo de acesso da RS 030. Através deste gráfico observa-se um interessante fenômeno, as Faixas 1 e 2 apresentam maiores velocidades em fluxo livre, compatíveis com a geometria e condições mais favoráveis para circulação em altas velocidades, entretanto, atingem uma menor capacidade. A velocidade em fluxo livre nas Faixas 3 e 4 é bem mais baixa, menor do que 80 km/h, como esperado para uma alça de acesso com um raio de curvatura mais restritivo. Entretanto a capacidade atingida pelas Faixas 3 e 4 é bem superior à capacidade das faixas provenientes da BR 101. Este

acesso é um local onde frequentemente ocorre colapso de fluxo na rodovia. Ele deve ser objeto de um estudo mais aprofundado a partir de um conjunto mais consistente de dados.

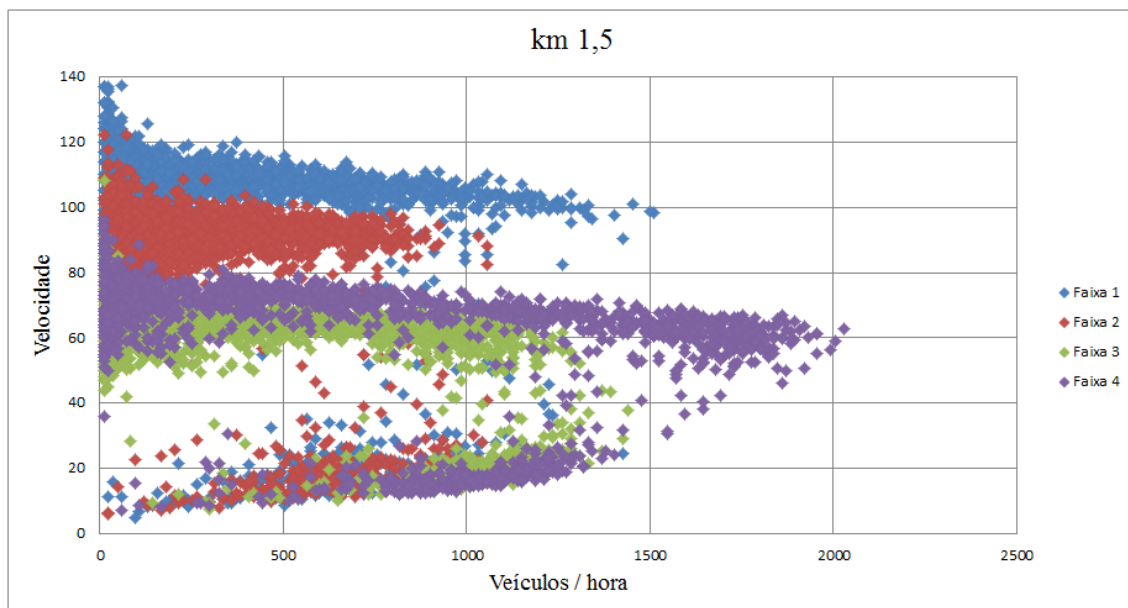


Figura 28: Relação fluxo x velocidade para o km 1,5

Nota-se nas Figuras 28 a 33, que existe uma diferença significativa entre as velocidades e intensidades de fluxo nas Faixas 1, 2 e 3. A primeira faixa da esquerda – Faixa 1, apresenta as maiores velocidades e volumes, enquanto a Faixa 3 apresenta as menores velocidades e volumes. Observa-se que a Faixa 3 recebe grande parte do tráfego de caminhões e ônibus, o que influencia na redução da intensidade de fluxo e das velocidades, uma vez que os limites de velocidade são diferentes para veículos leves e pesados. Nesta faixa também predominam o tráfego de veículos leves lentos que trafegam com velocidades inferiores às regulamentadas.

A Figura 29 apresenta a relação entre fluxo e velocidade coletada nas três faixas da rodovia (1 a 3) e na faixa de acesso (Faixa 4). Como esperado, a velocidade do acesso é bem mais baixa que a das demais faixas, em torno de 60 km/h.

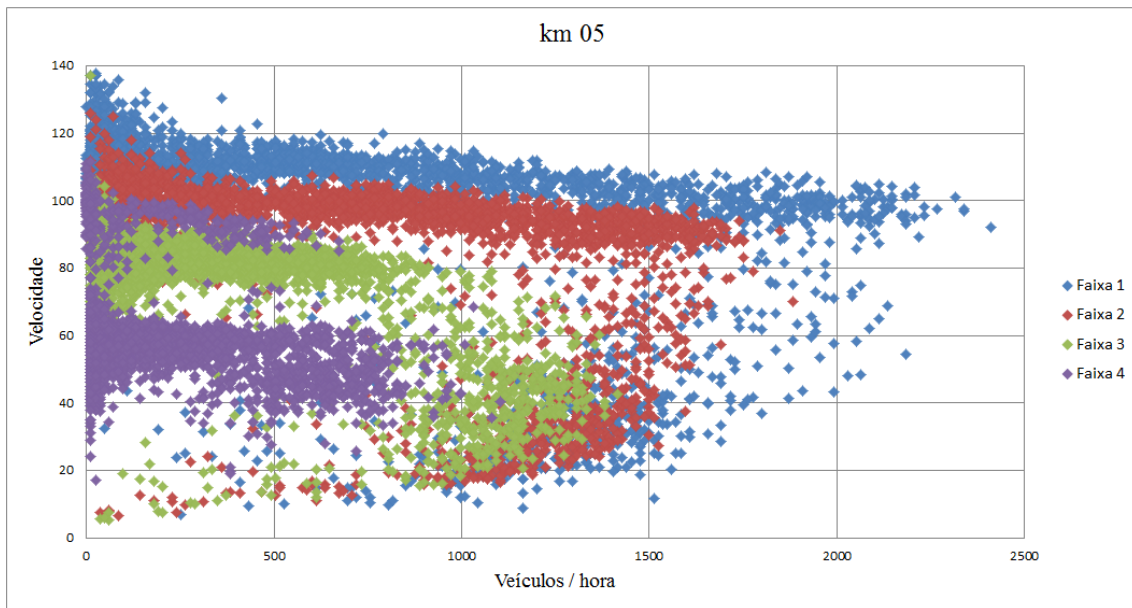


Figura 29: Relação fluxo x velocidade para o km 05

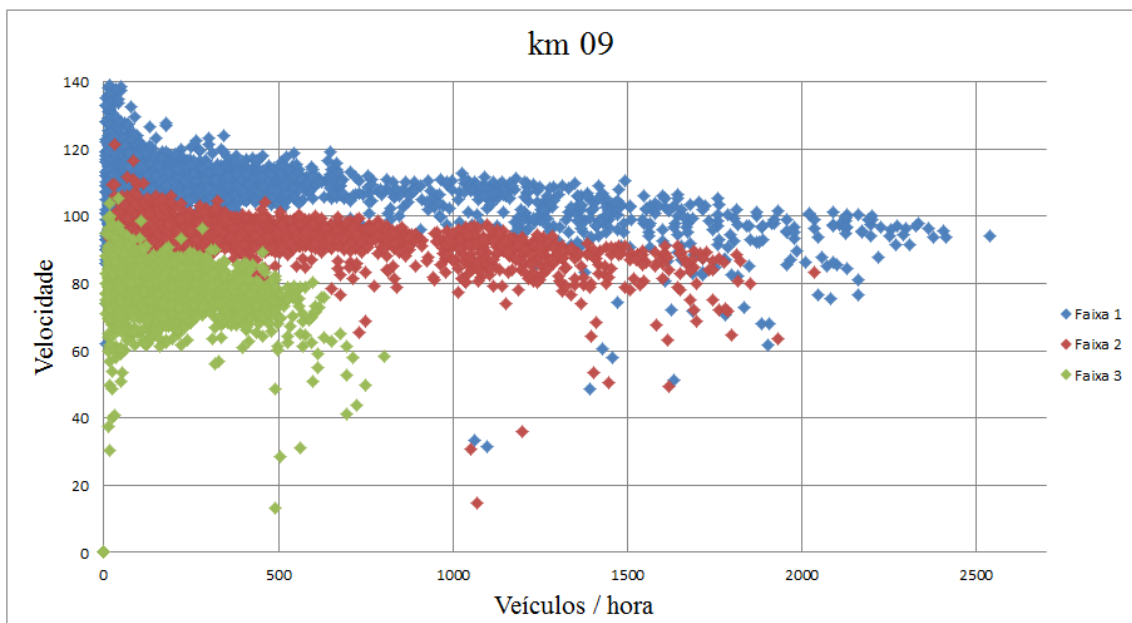


Figura 30: Relação fluxo x velocidade para o km 09

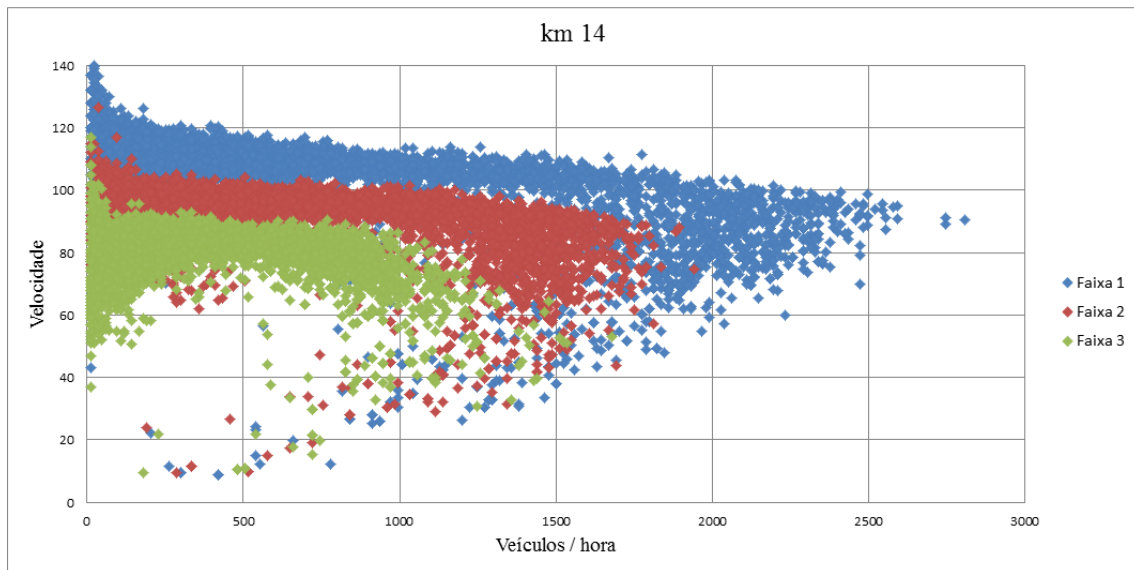


Figura 31: Relação fluxo x velocidade para o km 14

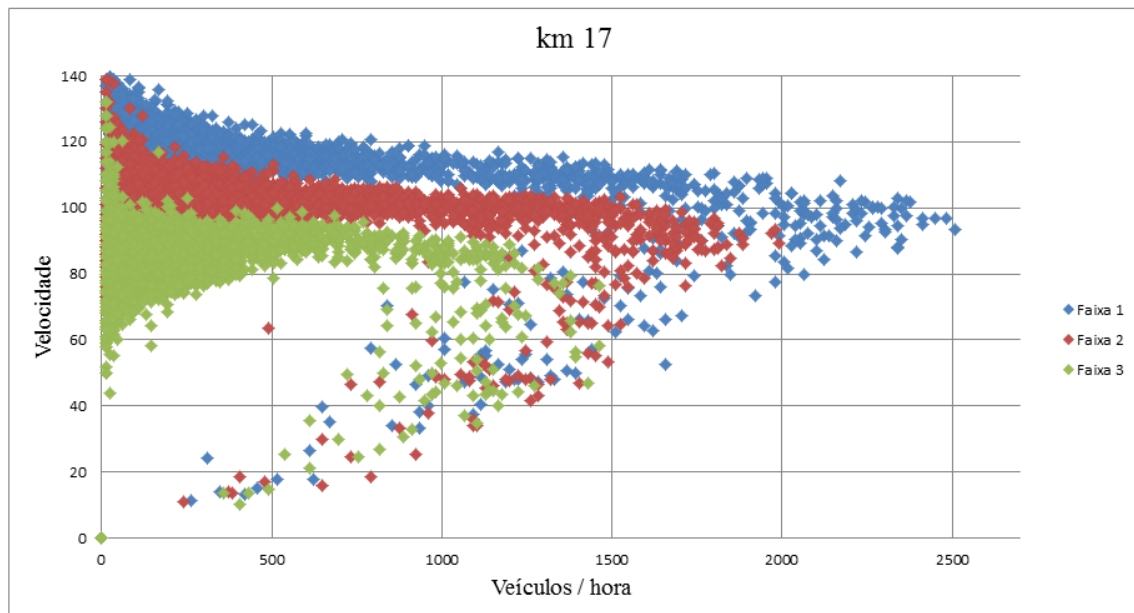


Figura 32: Relação fluxo x velocidade para o km 17

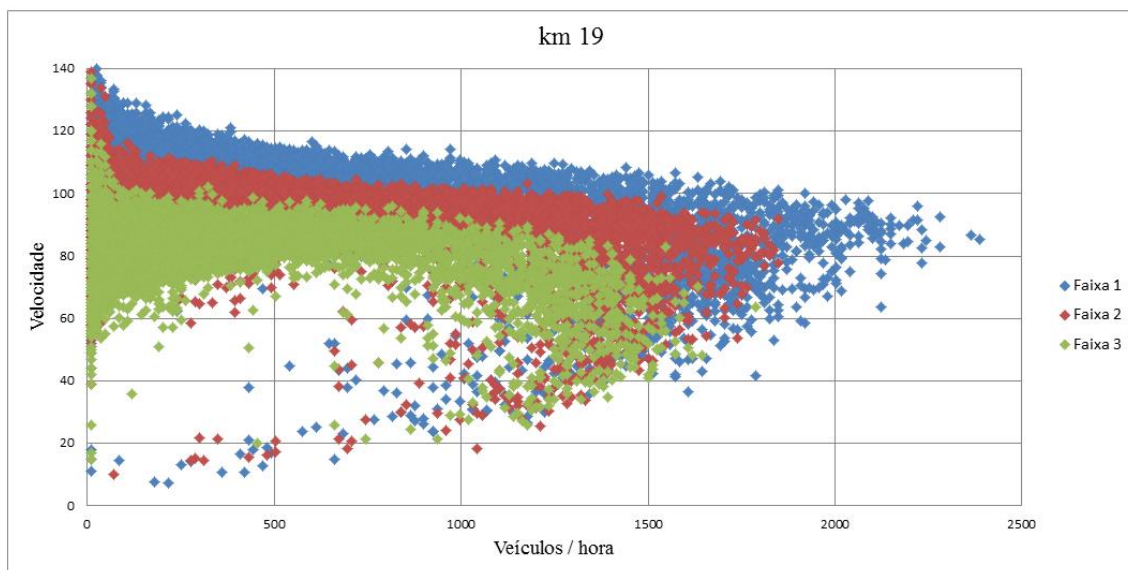


Figura 33: Relação fluxo x velocidade para o km 19

Os laços indutivos dos coletores do km 19 estão localizados no ponto onde o alargamento da praça de pedágio tem início. É possível notar que o km 19 apresenta uma forte influência da redução de velocidades imposta pela praça de pedágio. Para o mesmo período, os volumes máximos observados no km 19 são menores que no km 17. Esta diferença é notada principalmente na Faixa 1.

A praça de pedágio apresenta um elevado número de trocas de faixa devido ao aumento no número de faixas no segmento. Com isso, é possível notar um aumento no número de veículos que ocupam a faixa 3. Isto ocorre, pois neste ponto os veículos já buscam trocar de faixa com o objetivo de ocupar a quarta faixa da praça de pedágio.

As Figuras 34, 35, 36, 37 e 38 apresentam a relação fluxo x velocidade da rodovia para os pontos de coleta dos km (1.5, 05, 14, 17 e 19).

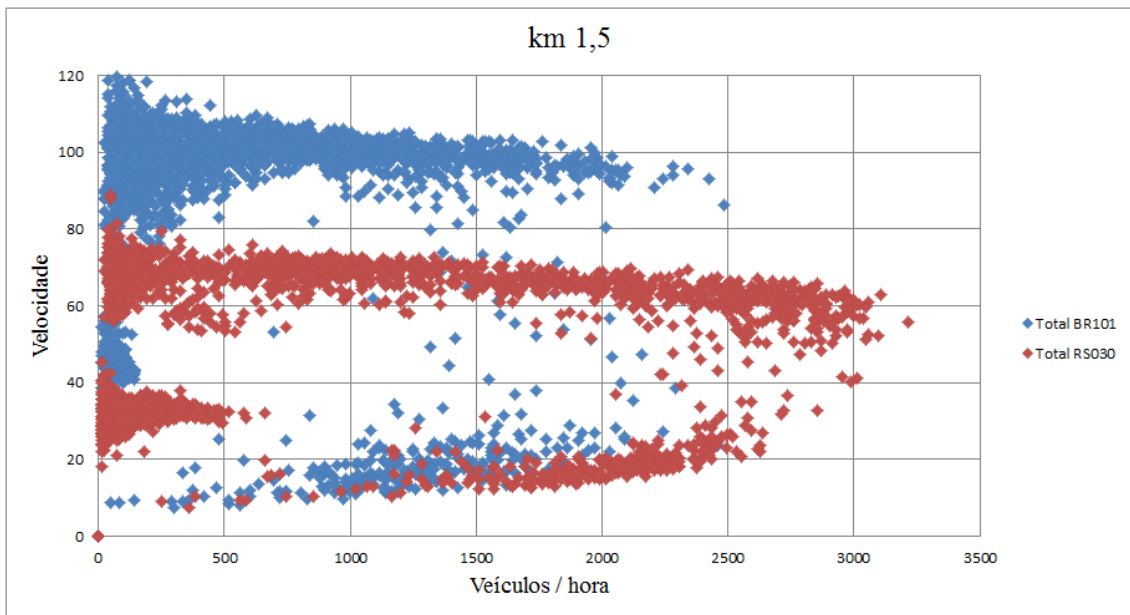


Figura 34: Relação fluxo x velocidade total da rodovia para o km 1.5

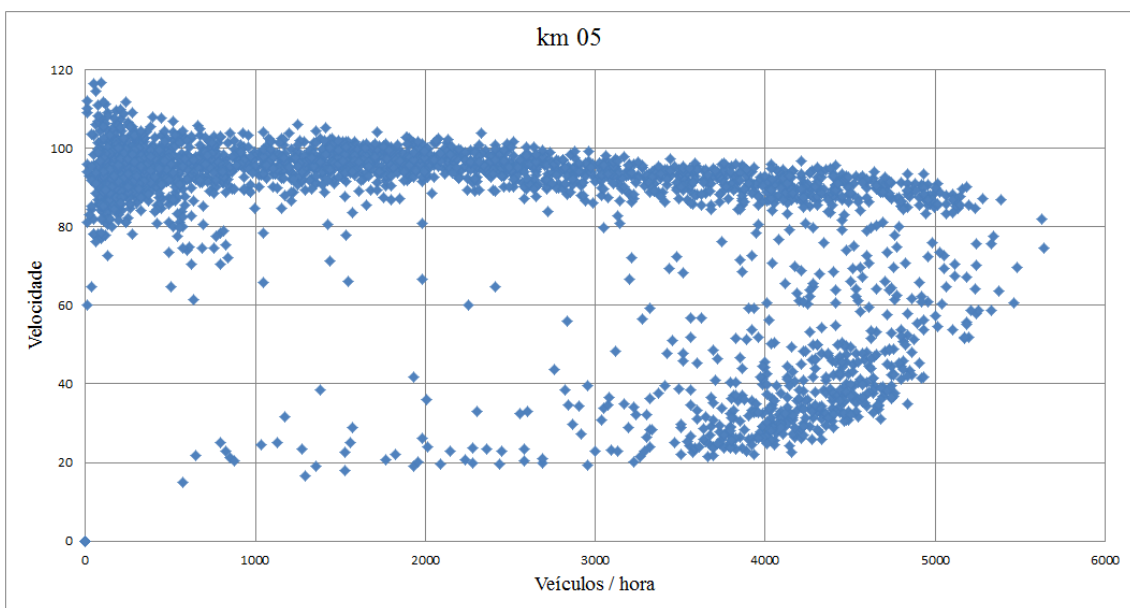


Figura 35: Relação fluxo x velocidade total da rodovia para o km 05

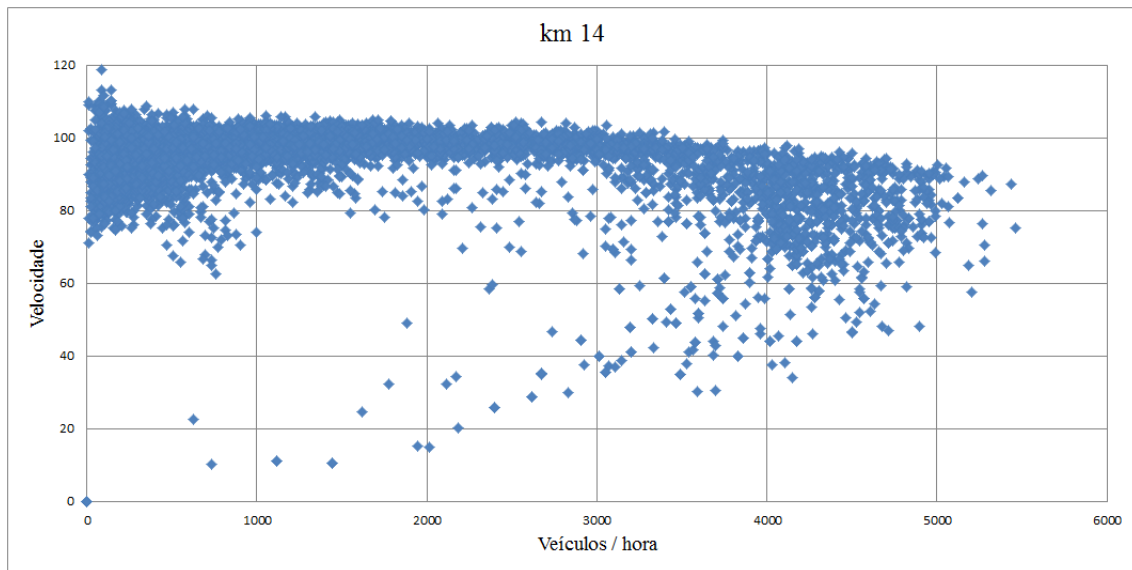


Figura 36: Relação fluxo x velocidade total da rodovia para o km 14

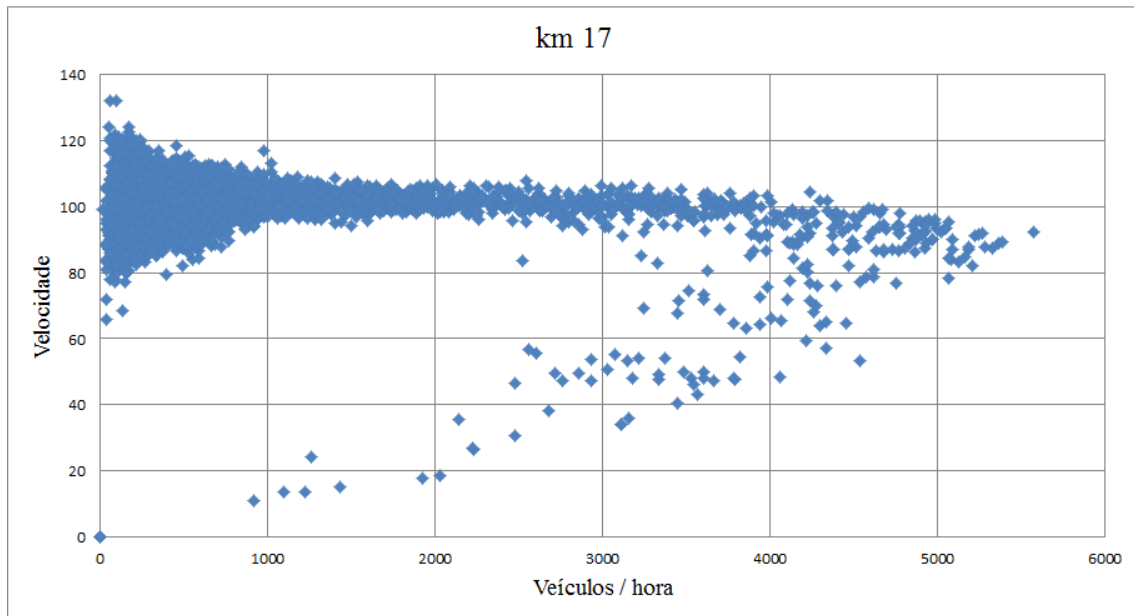


Figura 37: Relação fluxo x velocidade total da rodovia para o km 17

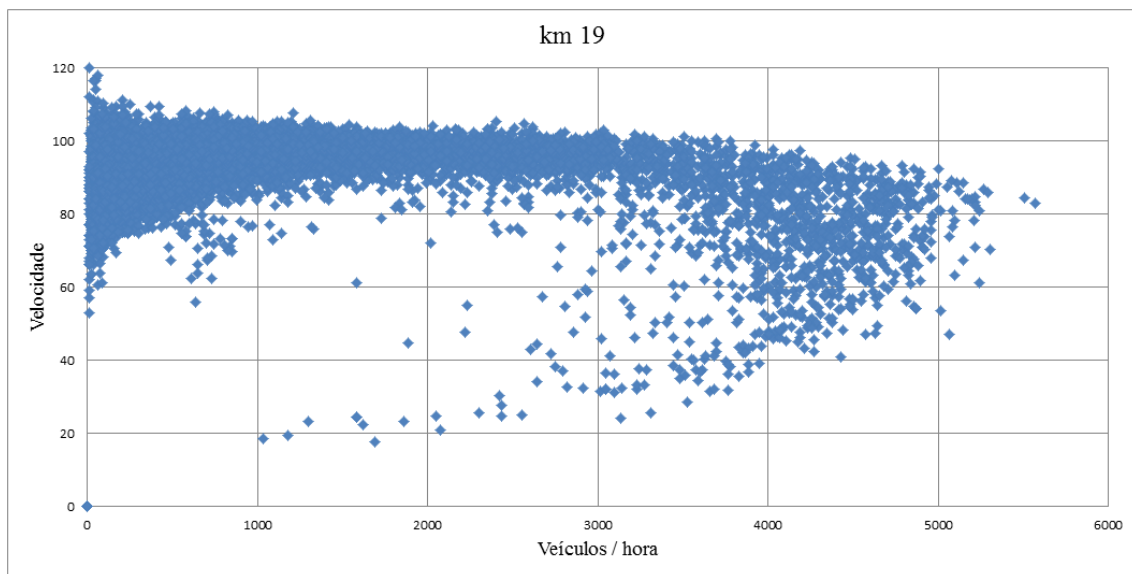


Figura 38: Relação fluxo x velocidade total da rodovia para o km 19

A Tabela 6 apresenta as velocidades de fluxo livre dos veículos, a partir dos dados coletados através do km 17 e km 19. Estas velocidades de fluxo livre são necessárias para calibração do modelo de simulação, a fim de representar as velocidades desejadas dos condutores.

Tabela 6: Velocidades de fluxo livre dos veículos

	Velocidade Mínima (km/h)			Velocidade Média (km/h)			Velocidade Máxima (km/h)		
	Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3	Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3	Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3
Automóvel	68,0	52,0	51,0	116,10	104,00	87,00	172,0	184,0	147,0
Caminhão	83,0	65,0	41,0	98,65	90,64	81,00	117,0	122,0	117,0
Ônibus	-	82,0	77,0	-	89,45	89,39	-	101,0	104,0

8.2 Caracterização das Condições que Precedem o Colapso de Fluxo (*Breakdown*)

Um aspecto importante para a concepção do sistema de gerenciamento ativo de tráfego consiste na caracterização das condições que precedem o colapso operacional da rodovia (*flow breakdown*). O colapso operacional ocorre quando, durante períodos de grande demanda, há uma significativa queda de velocidade e fluxo na rodovia e o fluxo de veículos apresenta uma característica instável, frequentemente em regime “anda/para”. Sistemas de gerenciamento ativo de tráfego, em particular a harmonização de velocidade,

são indicados para evitar ou retardar o surgimento do colapso operacional. Desta forma, uma etapa importante de estudo de concepção de sistemas ativos de gerenciamento de tráfego envolve a investigação dos períodos que precedem o surgimento do colapso do fluxo.

Tipicamente análises desenvolvidas com este objetivo avaliam o perfil de velocidades e fluxos em horários em que este fenômeno ocorre, buscando caracterizar as condições que precedem este fenômeno.

A Figura 39 apresenta as velocidades médias, volumes e a ocupação de faixas dos veículos durante um dia típico em que a rodovia recebe elevados volumes. Estes dados correspondem às coletas do dia 20 de Janeiro de 2013, para os km 1,5.

A ocupação é determinada pelo percentual de tempo que um detector, localizado em cada faixa de tráfego, está ocupado. Maiores volume de veículos e baixas velocidades contribuem para elevar a ocupação.

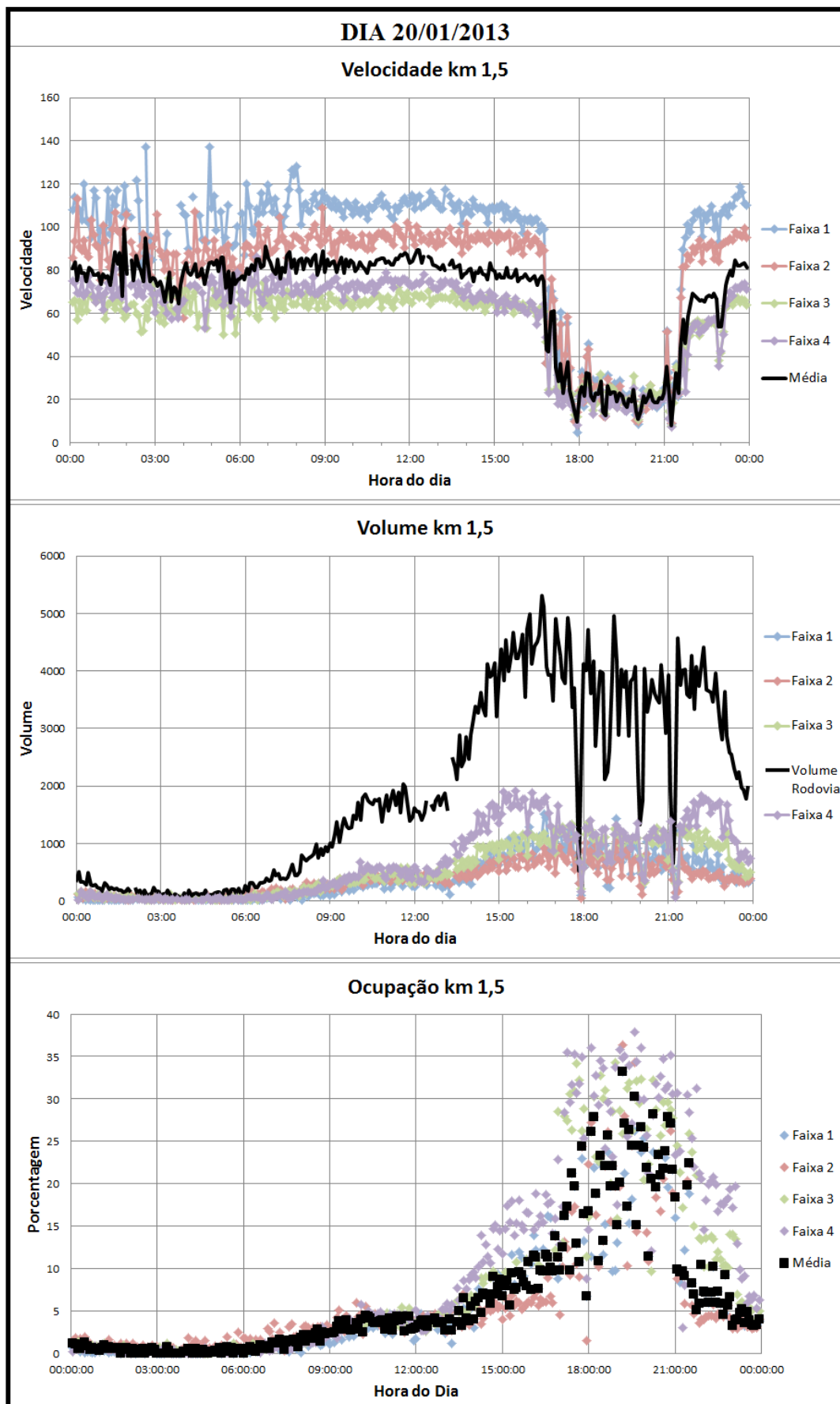


Figura 39: Velocidades médias, volumes e ocupação do dia 20/01/2013, para o km 1,5

É possível notar que nas primeiras horas do dia, existe uma variabilidade maior nas velocidades, característica de volumes de tráfego mais baixos, nos quais os veículos apresentam uma maior liberdade. No período da tarde, a rodovia recebe os maiores volumes, e com isso as médias de velocidade reduzem. Nestas condições, o ingresso de altos fluxos em rampas de acesso, ou a ocorrências de incidentes, pode acarretar uma brusca queda de velocidades, causando o início do colapso do tráfego. A combinação da queda das velocidades, aumento do percentual de ocupação e redução do volume caracterizam o *breakdown*, ou colapso do fluxo.

Os km 01 e 05 são frequentemente gargalos, devido às rampas de acesso. Nos períodos com maiores volumes, a perturbação gerada pelo acesso implica em uma redução nas velocidades médias, ocasionando eventualmente colapsos no fluxo.

A praça de pedágio também caracteriza um gargalo na rodovia, pois neste segmento as velocidades médias reduzem em decorrência das perturbações ocasionadas pelo segmento de pedágio, e também geram eventuais *breakdowns* e congestionamentos. Os efeitos destes *breakdowns* são visíveis no km 19, onde as médias de velocidade caem significativamente. Em outros pontos de coleta, mais distantes do segmento de pedágio, estes efeitos são mais suaves.

Como apresentado na análise de dados, o tráfego da rodovia não é homogêneo, e cada faixa possui diferentes velocidades médias. Porém, no momento em que ocorre o início do *breakdown* no tráfego, as velocidades das três faixas se aproximam. A Figura 40 apresenta uma análise dos dados do dia 03 de Fevereiro de 2013, no período em que acontece um colapso no fluxo do tráfego. Esta análise apresenta as velocidades médias e as velocidades médias de cada faixa da rodovia. As composições de dados estão agrupadas em intervalos de 1 minuto.

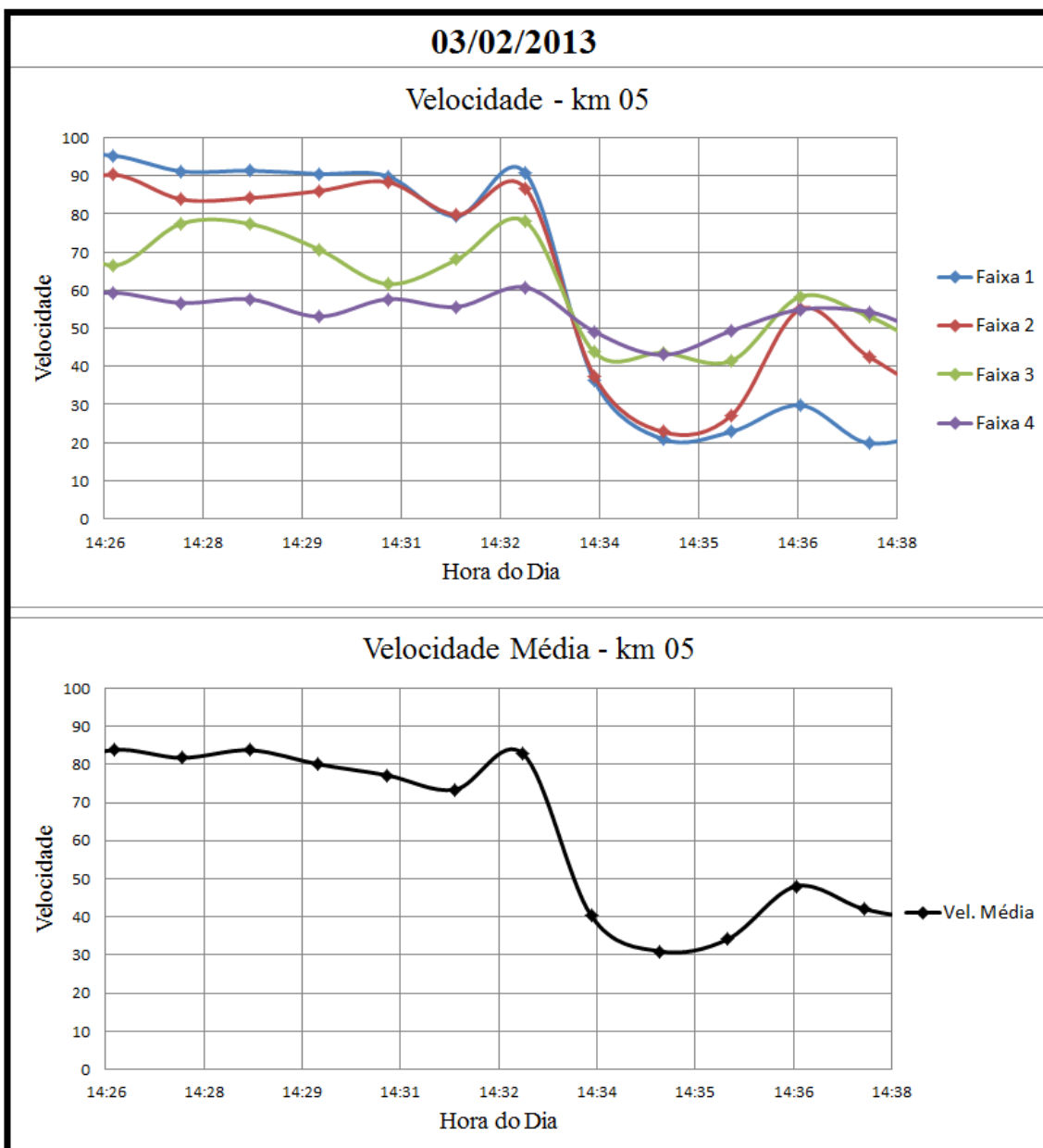


Figura 40: Análise do período de *breakdown* do dia 03 de Fevereiro de 2013

O Anexo II apresenta gráficos de análise dos volumes, velocidades médias e a ocupação de faixas dos veículos para os dias que receberam os maiores volumes diários.

9 MODELO DE MICRO SIMULAÇÃO VISSM

A micro simulação é uma ferramenta capaz de reproduzir diversos cenários reais de tráfego, e é amplamente utilizada na elaboração de estudos e desenvolvimento de projetos em engenharia de transportes. Os modelos de simulação são especialmente úteis quando as estratégias em análise exigem novas construções ou investimentos onerosos.

No entanto, a chave para avaliações de sucesso depende da validade do modelo de simulação microscópica (Park e Qi, 2006).

O software de micro simulação VISSIM foi selecionado para análise, pois assim como os principais softwares de micro simulação, apresenta condições de modelagem distintas para diferentes tipos de veículos, que podem incluir automóveis, caminhões e ônibus, e usa uma função com distribuição estocástica de velocidades desejadas completamente editável para cada tipo de veículo. Ratrout e Rahman (2008) e Gao (2008) também apontam que o VISSIM se destaca pela capacidade de modelar de forma simples e satisfatória os veículos individualmente e também interações entre veículos.

Uma particularidade do VISSIM é que o modelo também possui um algoritmo de *car following* específico para tráfego rodoviário, com dez parâmetros editáveis. Possuir um algoritmo específico para rodovias foi um fator determinante na escolha deste modelo de simulação para análise.

Através de uma revisão de trabalhos de modelagem, Federal Highway Administration (2003) aponta que o VISSIM possui um melhor controle de intersecções e de trocas de faixa, além de possuir um maior número de parâmetros de *car following*, se comparado aos softwares Corsim, Simtraffic, Hutsim, Paramics, Integration, Aimsun, Watsim e Texas. Um bom controle de troca de faixas e de *car following* é essencial para a modelagem deste estudo, uma vez que para altas intensidades de fluxo estes parâmetros possuem grande influência no comportamento do trecho em estudo.

9.1 Calibração do Trecho em Estudo

Como estudo de caso no VISSIM, foi selecionado o segmento correspondente aos quilômetros 15 a 20. A Figura 41 apresenta o segmento de rodovia modelado, com destaque para a praça de pedágio.



Figura 41: Segmento de rodovia modelado

Para a calibração do estudo de caso não foram alteradas características *default* dos veículos como tamanho, peso, e perfis de acelerações e desacelerações. Apenas foram alteradas as distribuições de velocidade dos veículos, e a distribuição de potência dos automóveis, para que esta fosse compatível com o perfil dos veículos brasileiros.

Após calibrar as distribuições de velocidade e potência dos veículos, foram calibrados os parâmetros de comportamento dos condutores. Esta calibração do comportamento dos condutores foi dividida em três etapas: (1) análise de sensibilidade – para definir quais parâmetros devem receber calibração bem como uma faixa de valores aceitáveis para cada parâmetro; (2) análise combinatória – para determinar todas as combinações possíveis de valores entre os parâmetros a serem calibrados; (3) validação dos dados através de uma função objetivo que determina a porcentagem do erro relativo entre os dados coletados em campo e os dados modelados.

Em Caleffi et. al. (2012), encontra-se uma maior descrição deste método de calibração. A Figura 42 apresenta uma imagem da tela do simulador VISSIM, representando um segmento da rodovia modelada.

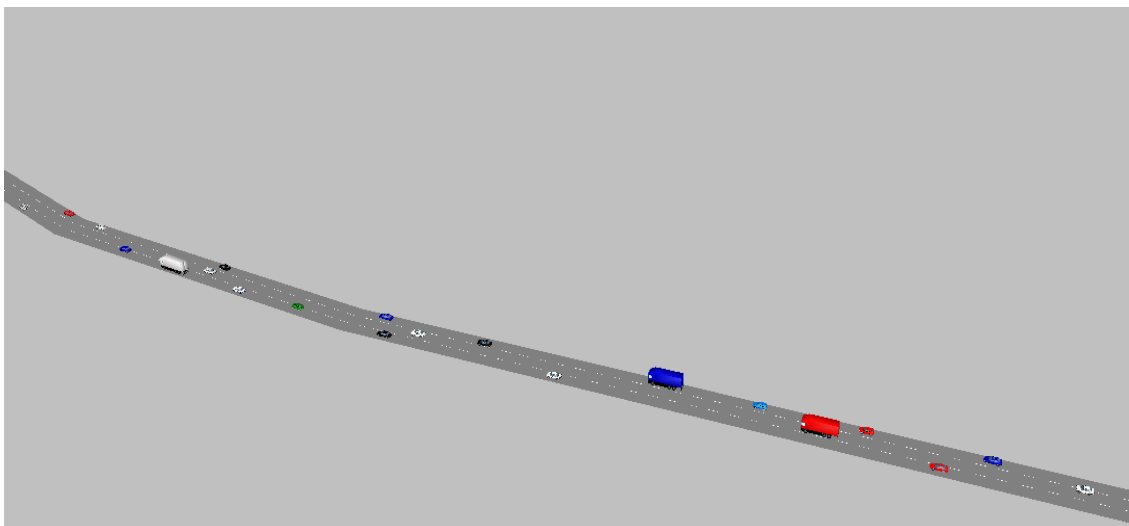


Figura 42: Imagem do simulador VISSIM

9.1.1 Comentários Gerais Sobre o Processo de Calibração

Cenários de simulação com baixas, médias e altas intensidades de fluxo foram modelados. Para os cenários de simulação com baixas e médias intensidades de fluxo os parâmetros de calibração demonstraram não ter tanta influência na modelagem. Para altos volumes, os parâmetros de calibração possuem influência significativa na modelagem, principalmente na capacidade e na representação das trocas de faixa.

Para baixas e médias intensidades de fluxo os veículos trafegam na maior parte do tempo com bastante liberdade, permitindo aos condutores imprimir velocidades próximas da desejada. Consequentemente, as trocas de faixas acontecem com maior facilidade e os parâmetros de *car following* passam a ter menor impacto devido às condições confortáveis de tráfego. O único parâmetro que demonstrou ter influência significativa na modelagem de baixas e médias intensidades de fluxo foi o parâmetro de troca de faixas “fator de redução de distância segura (FRDS)”, pois ele é importante para representar a agressividade dos condutores nas trocas de faixa e ultrapassagens.

Como parte do processo de codificação do modelo, foram definidas as distribuições de velocidades desejadas para as diversas categorias de veículos com base nos dados de velocidade coletados em condição de fluxo livre. Esta codificação das distribuições é fundamental para representar de forma satisfatória o trecho em estudo, uma vez que na maior parte do tempo os veículos trafegam em condições confortáveis de

tráfego, e os parâmetros de *car following* e troca de faixas tem menor impacto na modelagem.

A Figura 43 apresenta a comparação entre os dados coletados e o modelado calibrado.

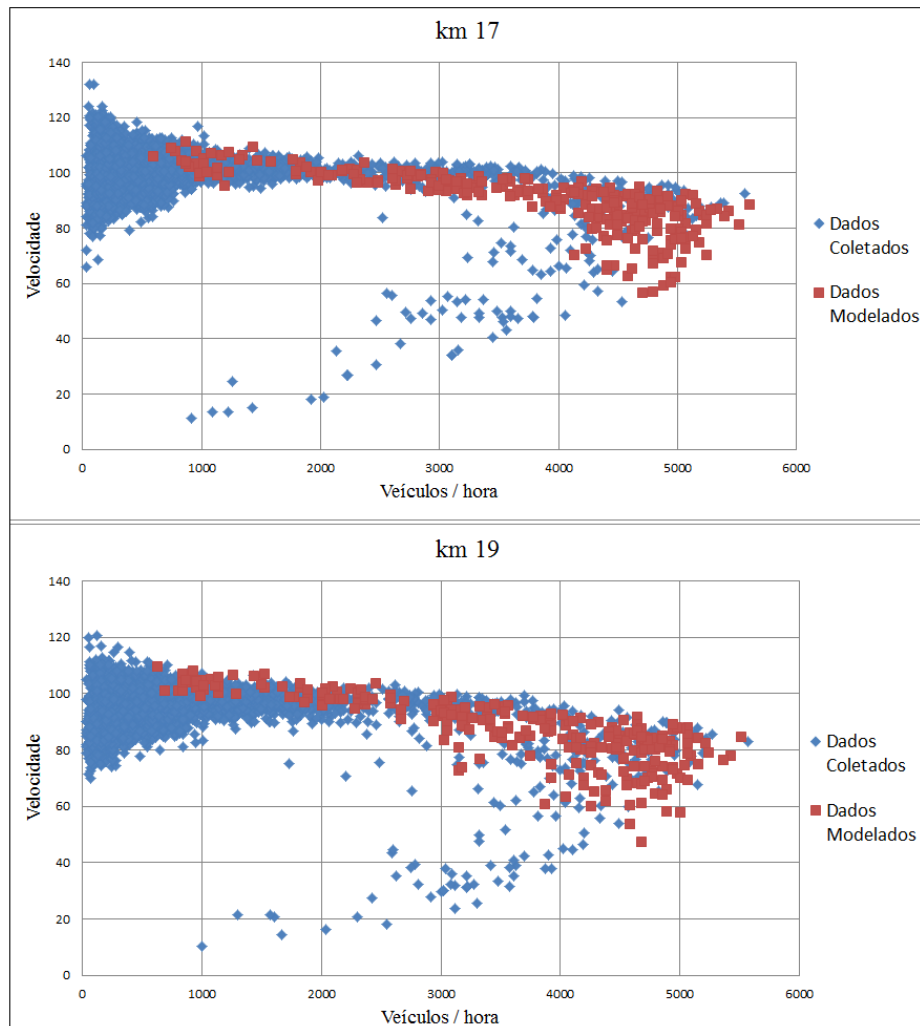


Figura 43: Comparação entre os dados coletados através de laços indutivos e dados do modelo de simulação calibrado, para os km 17 e 19

Quando a intensidade de fluxo atinge valores acima de 4000 veic./hora, a variabilidade das médias de velocidade aumenta significativamente. É neste período que ocorrem o início dos congestionamentos, e onde os parâmetros de *car following* e trocas de faixa têm sua maior influência na modelagem.

O modelo de simulação desenvolvido neste projeto será uma importante ferramenta para testes de intervenções e estratégias de controle de velocidade no segmento em estudo.

10 ANÁLISE DA IMPLANTAÇÃO DO USO TEMPORÁRIO DO ACOSTAMENTO EM UM TRECHO PILOTO

Esta seção apresenta uma caracterização das condições operacionais da rodovia com a implantação da estratégia do uso temporário do acostamento. O trecho piloto analisado é referente ao segmento do km 1,5 ao km 19 da rodovia BR290, no sentido litoral/capital. Através de uma simulação do trecho piloto, é apresentada também uma comparação entre o trecho operado com o uso do acostamento e sem o uso do acostamento, a fim de analisar os impactos do uso desta estratégia nas condições operacionais da rodovia.

10.1 Condições Operacionais da Rodovia Com a Implantação da Estratégia do Uso Temporário do Acostamento

No dia 1º de janeiro de 2013, o congestionamento do retorno do litoral atingiu 22 quilômetros na BR-101/RS, chegando ao túnel de Morro Alto. A situação gerou desconforto e atraso dos motoristas para retornar à capital e região metropolitana de Porto Alegre. Este cenário motivou a análise de soluções para evitar a mesma situação no tráfego na semana do carnaval, que também é marcada por uma grande concentração de motoristas no litoral norte do Estado.

O trecho piloto com a implantação da estratégia do uso temporário do acostamento é referente ao segmento do km 1,5 ao km 19 da rodovia BR-290/RS. Os limites de velocidade para o trecho em estudo são de 110 km/h para veículos leves e 90 km/h para veículos pesados. Este segmento possui três faixas de tráfego, com exceção do primeiro quilômetro do trecho que possui quatro faixas de tráfego. A Figura 44 apresenta: (a) largura das faixas sem o uso do acostamento; (b) largura das faixas adaptada para o uso do acostamento.

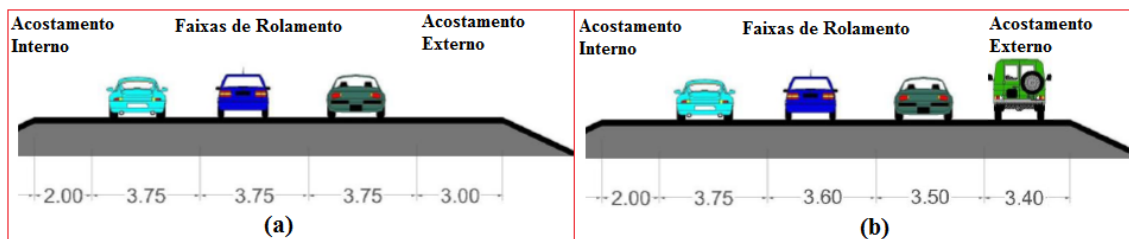


Figura 44: (a) largura das faixas sem o uso do acostamento; (b) largura das faixas adaptada para o uso do acostamento

Conforme descrito na seção 6, este segmento possui dois acessos. O primeiro acesso é localizado no km 1,5, no cruzamento da rodovia ERS-030 com a BR-290/RS. O segundo acesso é localizado entre os km 04 e 05, no cruzamento da rodovia RSC-101 com a BR-290/RS.

A estratégia do uso temporário do acostamento foi implantada no dia 17 de Fevereiro de 2013, com o objetivo de fornecer uma faixa adicional de rolamento na plataforma de pavimentação existente, para oferecer uma maior capacidade durante períodos em que a via estava sobrecarregada. Por questões de segurança, o limite de velocidade para a faixa do acostamento foi de 70 km/h, e é restrito a veículos leves, uma vez que a largura desta faixa é menor.

Com o objetivo de analisar os impactos do uso desta estratégia nas condições operacionais da rodovia foi desenvolvido um estudo com modelagem de simulação de tráfego. Através de cenários construídos com a utilização do modelo VISSIM, foi possível traçar uma comparação entre a operação do trecho com o uso do acostamento e sem o uso do acostamento.

A Figura 45 apresenta imagens da rodovia sem o uso do acostamento, e adaptada para operar com o uso do acostamento.

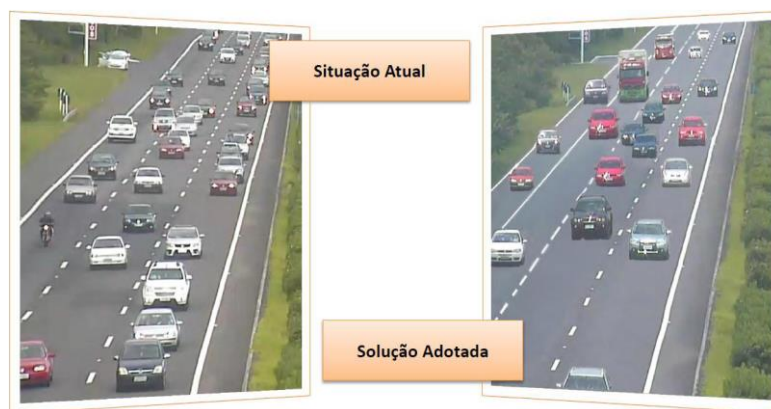


Figura 45: Rodovia sem o uso do acostamento, e adaptada para uso do acostamento

10.2 Condições Operacionais da Rodovia Com a Implantação da Estratégia do Uso Temporário do Acostamento

Devido ao volume adicional de veículos do acesso entre os km 04 e 05, este ponto caracteriza um gargalo na rodovia. Este acesso foi bloqueado nos períodos em que o uso do acostamento esteve em operação. O bloqueio foi realizado com o objetivo de eliminar potenciais conflitos entre os fluxos da rodovia e do acesso, reduzindo a probabilidade de ocorrência de colapso do fluxo, que acarreta bruscas quedas de velocidade.

A Tabela 7 apresenta um cronograma dos horários e das operações realizadas para a implantação do uso temporário do acostamento.

Tabela 7: Cronograma dos horários e das operações realizadas

Horário	Operações Realizadas
17:00	Implantadas sinalizações informando do bloqueio no acesso da RSC-101 entre os km 04 e 05.
17:00	Realizado bloqueio do acesso da RSC-101.
17:47	Liberação do uso do acostamento como faixa de tráfego.
20:30	Interrupção do uso do acostamento como faixa de tráfego.
21:10	Acesso da RSC-101 liberado para o tráfego.

Para a operação do uso do acostamento, foram implantados pórticos sinalizadores, placas de sinalização, tachas refletivas no pavimento, além da construção de novos refúgios. O pavimento também recebeu pintura para adequação do acostamento como

faixa de rolamento. As viaturas de atendimento emergencial ficaram posicionadas na pista capital/litoral, para ingresso na pista contrária através dos retornos operacionais. Em média, a cada quatro quilômetros, uma viatura estava posicionada para atendimentos de emergências médicas ou mecânicas. Através de um centro de controle de operações, a rodovia é monitorada por câmeras que auxiliaram na operação do uso temporário do acostamento. As polícias Rodoviária Federal e Estadual participaram da implantação e operação desta estratégia. A Figura 46 apresenta uma ilustração da Freeway com operação do acostamento entre os km 01 e 19.

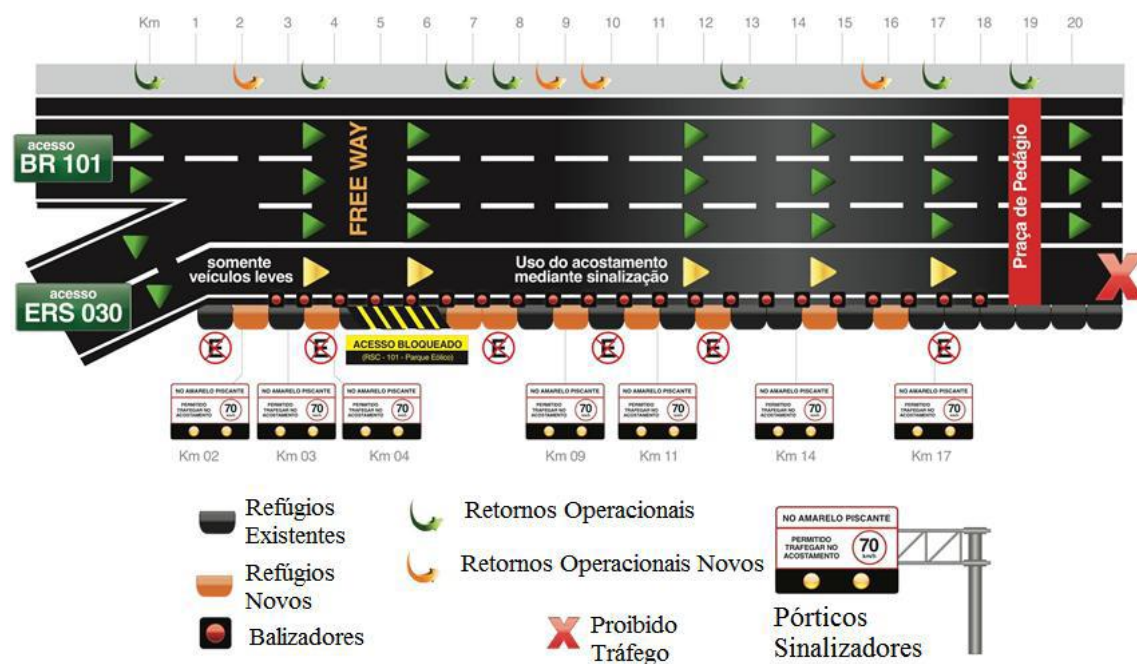


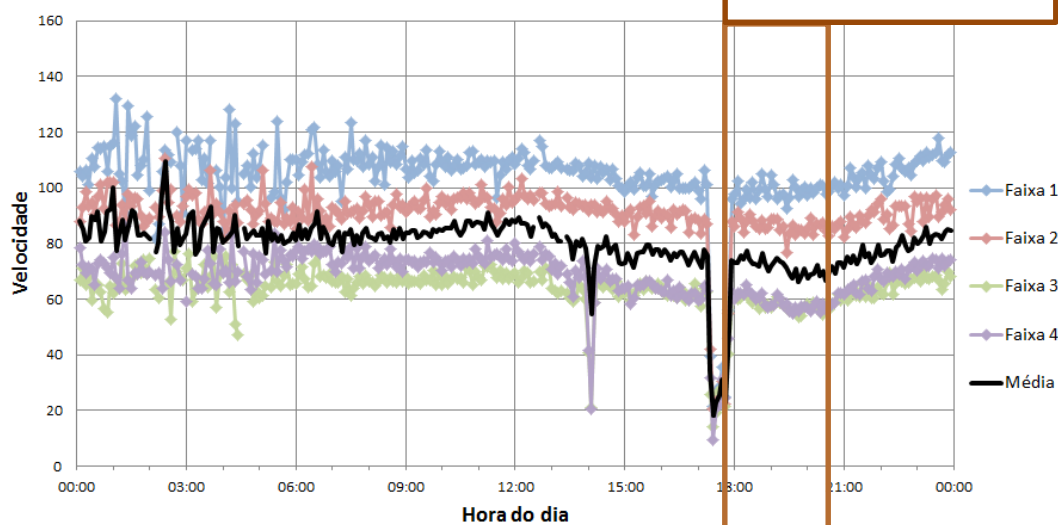
Figura 46: Ilustração da operação do acostamento

10.3 Análise das Condições Operacionais da Rodovia

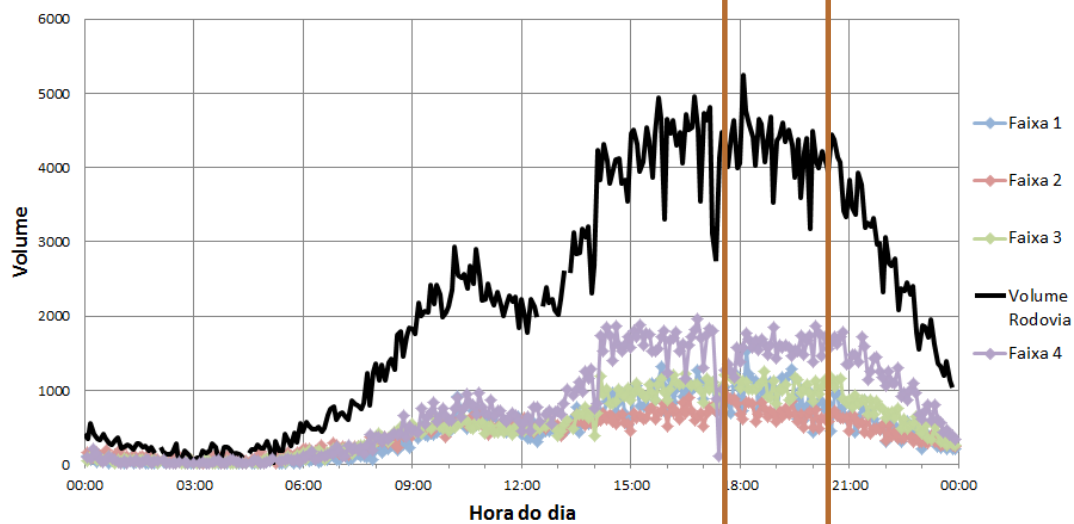
As Figuras 47, 48 e 49 apresentam as velocidades médias, volumes e a ocupação de faixas dos veículos durante o dia 17 de Fevereiro de 2013, para os km 1,5, 05 e 14. As faixas são numeradas da esquerda para a direita, sendo o acostamento denominado Faixa 4. Os dados de volume e velocidade provenientes de laços indutivos localizados nos km 1,5, 05 e 14, e estão agrupados em intervalos de 5 minutos.

DIA 17/02/2013

Velocidade km 1,5



Volume km 1,5



Ocupação km 1,5

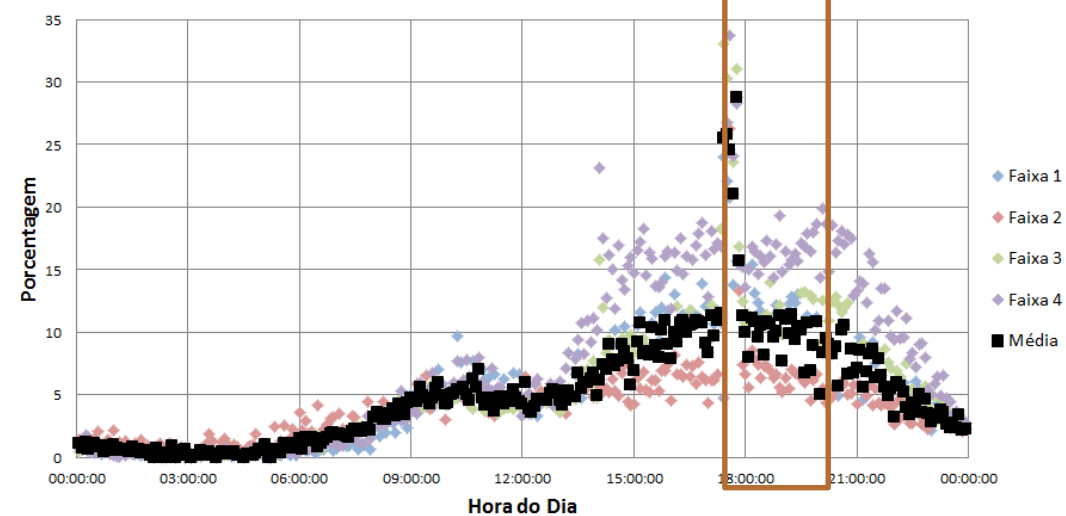
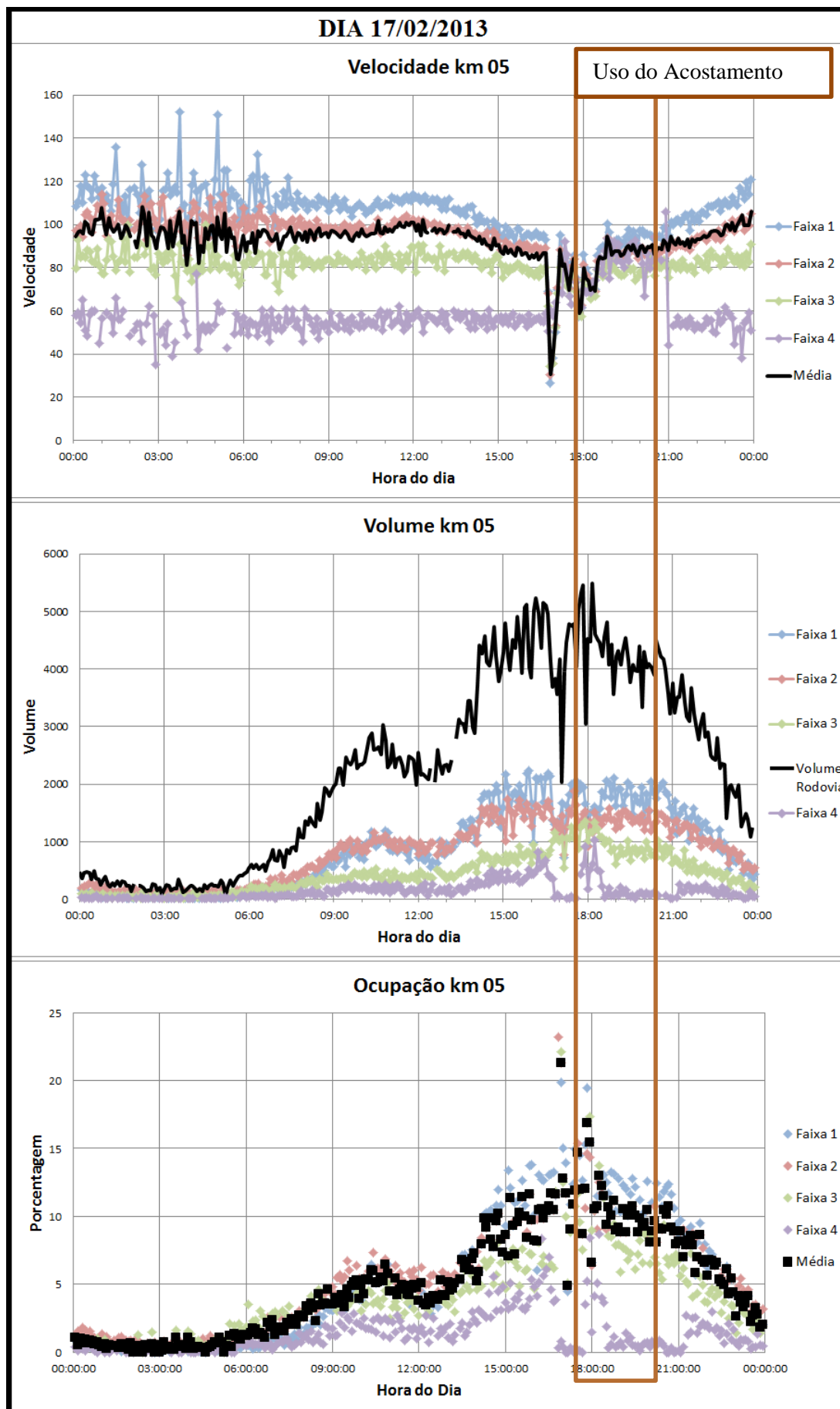


Figura 47: Velocidades médias, volumes e ocupação do dia 17/02/2013, para o km 1,5



**Figura 48: Velocidades médias, volumes e ocupação do dia 17/02/2013, para o km
05**

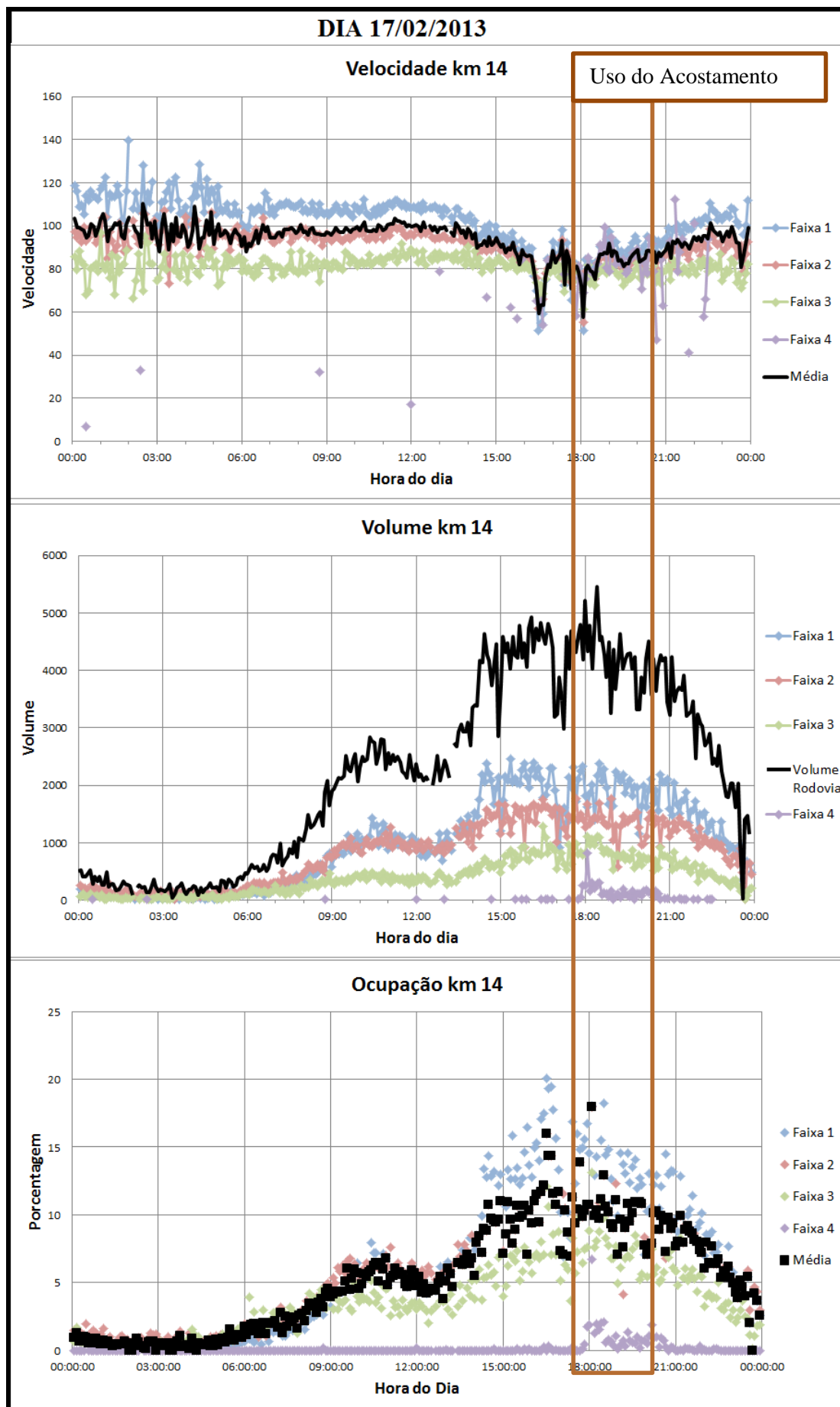


Figura 49: Velocidades médias, volumes e ocupação do dia 17/02/2013, para o km 14

Existe uma diferença significativa entre as velocidades e intensidades de fluxo das três faixas. A primeira faixa da esquerda – Faixa 1, apresenta as maiores velocidades, enquanto a faixa da direita – Faixa 3, apresenta as menores velocidades. Um ponto importante é o fato de que a Faixa 3 recebe grande parte do tráfego de caminhões e ônibus, o que influencia na redução da intensidade de fluxo e das velocidades, uma vez que os limites de velocidade são diferentes para veículos leves e pesados. Nesta faixa também predominam veículos leves lentos que trafegam com velocidades muito inferiores às máximas regulamentadas. No km 1,5, as médias de velocidade são menores, devido ao tráfego proveniente das duas faixas do acesso, onde as velocidades são menores.

Conforme apresentado na seção 3 deste relatório, o tráfego na rodovia BR290 não é homogêneo. Cada faixa de tráfego possui médias de velocidades, intensidades de fluxo e composições de tráfego diferentes. Assim, as estratégias de gerenciamento ativo de tráfego podem retardar ou mesmo evitar o aparecimento de colapsos no fluxo nesta rodovia ao harmonizar as velocidades das faixas de tráfego, além de oferecer uma capacidade adicional com o uso temporário do acostamento.

Nos km 1,5 e 05 houve um pequeno período no qual ocorreu um fenômeno de colapso de fluxo, caracterizado por uma brusca queda na velocidade e no fluxo, e um aumento na densidade de veículos. Após o início do colapso no fluxo, o uso temporário do acostamento foi liberado, e as condições do tráfego se regularizaram. Com o liberação do acostamento foi possível elevar as velocidades médias e proporcionar um aumento na capacidade, e assim manter a rodovia operando em condições satisfatórias, sem novas ocorrências de novos colapsos no tráfego.

No km 05, os laços indutivos estão localizados logo após o acesso com a BR290, desta forma, as velocidades da Faixa 4, utilizada por veículos que acessam a rodovia, são menores. Quando o tráfego no acesso é bloqueado, a Faixa 4 passa a receber o tráfego do acostamento, e com isso as velocidades médias registradas aumentam.

No dia analisado, a rodovia operou na sua capacidade por um curto período de tempo. Estas condições ocasionaram um curto período de colapso e, com isso, geraram

as condições que justificavam a operação do uso do acostamento. Para fazer uma análise mais abrangente do uso temporário do acostamento e caracterizar as condições operacionais da rodovia com esta estratégia, foi realizada uma modelagem do trecho em estudo através do software de simulação VISSIM.

11 MODELAGEM DO TRECHO EM ESTUDO

A modelagem possibilitou uma comparação entre as condições operacionais atuais do trecho – rodovia operando com 3 faixas, e as condições operacionais com o uso temporário do acostamento – rodovia operando com 4 faixas. Foram modelados 2 testes de simulação. O primeiro teste – apresentado no Relatório 5, apresentou a modelagem de um pequeno trecho, com o objetivo de replicar as condições operacionais que aconteceram no dia 17 de Fevereiro de 2013.

O segundo teste de simulação possibilitou uma comparação entre as condições operacionais da rodovia com e sem o uso do acostamento para todo o trecho em estudo, que possui 26 km, e é descrito no capítulo 6 deste relatório.

O uso do acostamento é restrito a veículos leves, uma vez que a largura desta faixa é menor – como mostra a Figura 50, e o limite de velocidade nesta faixa é de 70 km/h. Para a operacionalização do uso do acostamento em um trecho piloto da BR-290/RS, foram alteradas as larguras das faixas de rolamento. Estas novas larguras foram contempladas também no modelo de simulação.

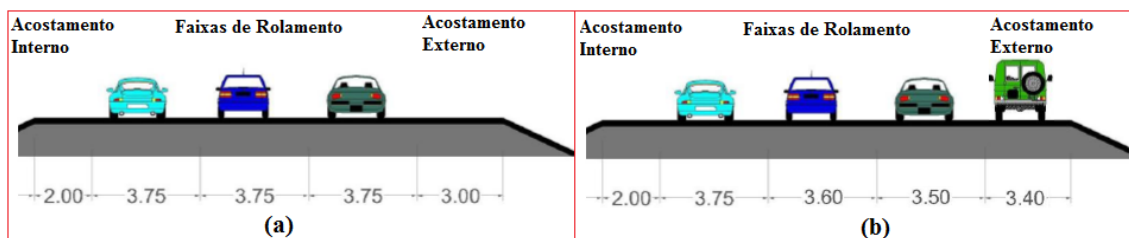


Figura 50: (a) largura das faixas sem o uso do acostamento; (b) largura das faixas adaptada para o uso do acostamento

11.1 Simulação do Trecho Piloto (Primeiro Teste)

A simulação possibilitou a comparação entre as condições operacionais do trecho piloto com a operação temporária do acostamento e as prováveis condições que a rodovia apresentaria se a medida não tivesse sido implantada.

A modelagem representa 8 horas de simulação, e está dividida em dois cenários (A e B). O cenário “A” representa a rodovia operando sem o uso do acostamento. O cenário “B” reproduz a operação da rodovia com o uso temporário do acostamento. Os dois cenários apresentaram o mesmo perfil de demanda observada no dia da implantação do teste. Os procedimentos operacionais simulados no cenário “B” obedeceram ao cronograma das ações realizadas para as operações de abertura do acostamento na rodovia no dia 17 de Fevereiro de 2013 (Tabela 7). O modelo de simulação foi calibrado conforme procedimentos descritos em Caleffi et. al. (2012).

A Figura 51 apresenta uma imagem do modelo simulado, referente ao trecho do acesso entre os km 04 e 05. Em vermelho são destacados os quatro pontos de coleta de dados do modelo de simulação.

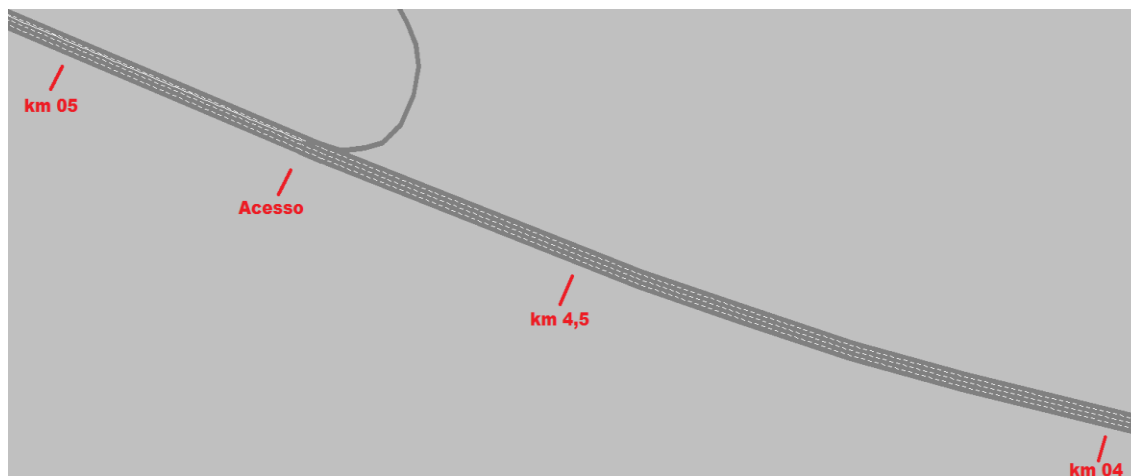


Figura 51: Trecho do modelo de simulação

Devido ao tráfego adicional do acesso da RSC-101, este ponto caracteriza um gargalo na rodovia. Ao operar temporariamente o acostamento e bloquear o tráfego no acesso, este gargalo é eliminado, e as médias de velocidade se mantêm elevadas, mesmo nos períodos em que a via opera na sua capacidade. Com isso, a incidência de colapsos no fluxo é reduzida.

A Figura 52 apresenta os resultados das simulações “A” e “B”, que representam respectivamente a rodovia operando sem o uso do acostamento, e com o uso temporário do acostamento. Uma comparação das velocidades médias e dos volumes é apresentada para os dados coletados no modelo nos pontos de entorno do acesso da RSC-101. Cada ponto corresponde à média dos veículos a cada dois minutos.

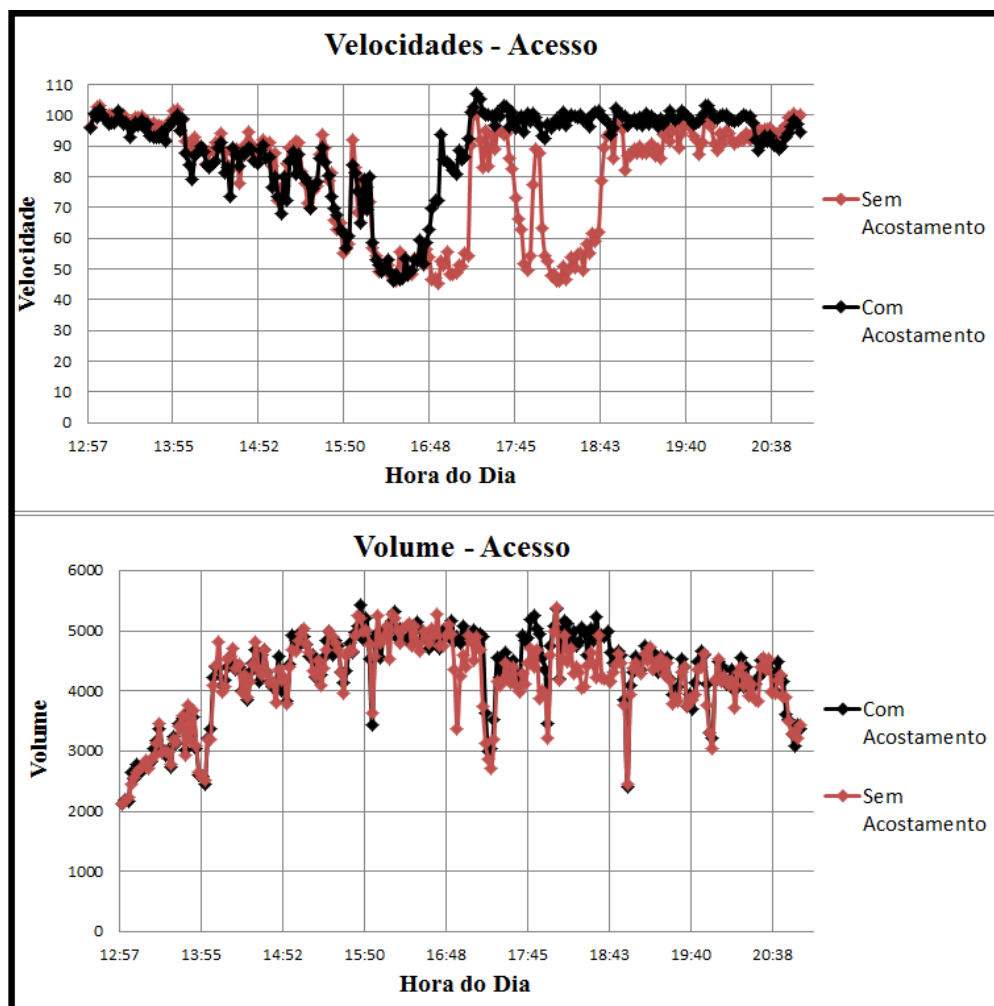


Figura 52: Resultados das simulações “A” e “B”, para o ponto de coleta do Acesso

Através dos resultados de simulação, é possível perceber os efeitos da liberação temporária do acostamento sobre o trecho analisado. Ao realizar o bloqueio do acesso às 17:00 horas, e posteriormente liberar o uso do acostamento às 17:47 horas, as velocidades médias se mantiveram elevadas e não foi observada a reincidência de colapso do fluxo no trecho. O volume também se manteve em níveis elevados por um período maior. A

comparação dos cenários de simulação indica que a adoção das medidas evitou que a rodovia permaneça em estado de colapso por um longo período.

A Figura 53 apresenta uma comparação das velocidades simuladas. São apresentados os resultados das simulações “A” e “B”, com uma comparação das velocidades dos quatro pontos de coleta de dados.

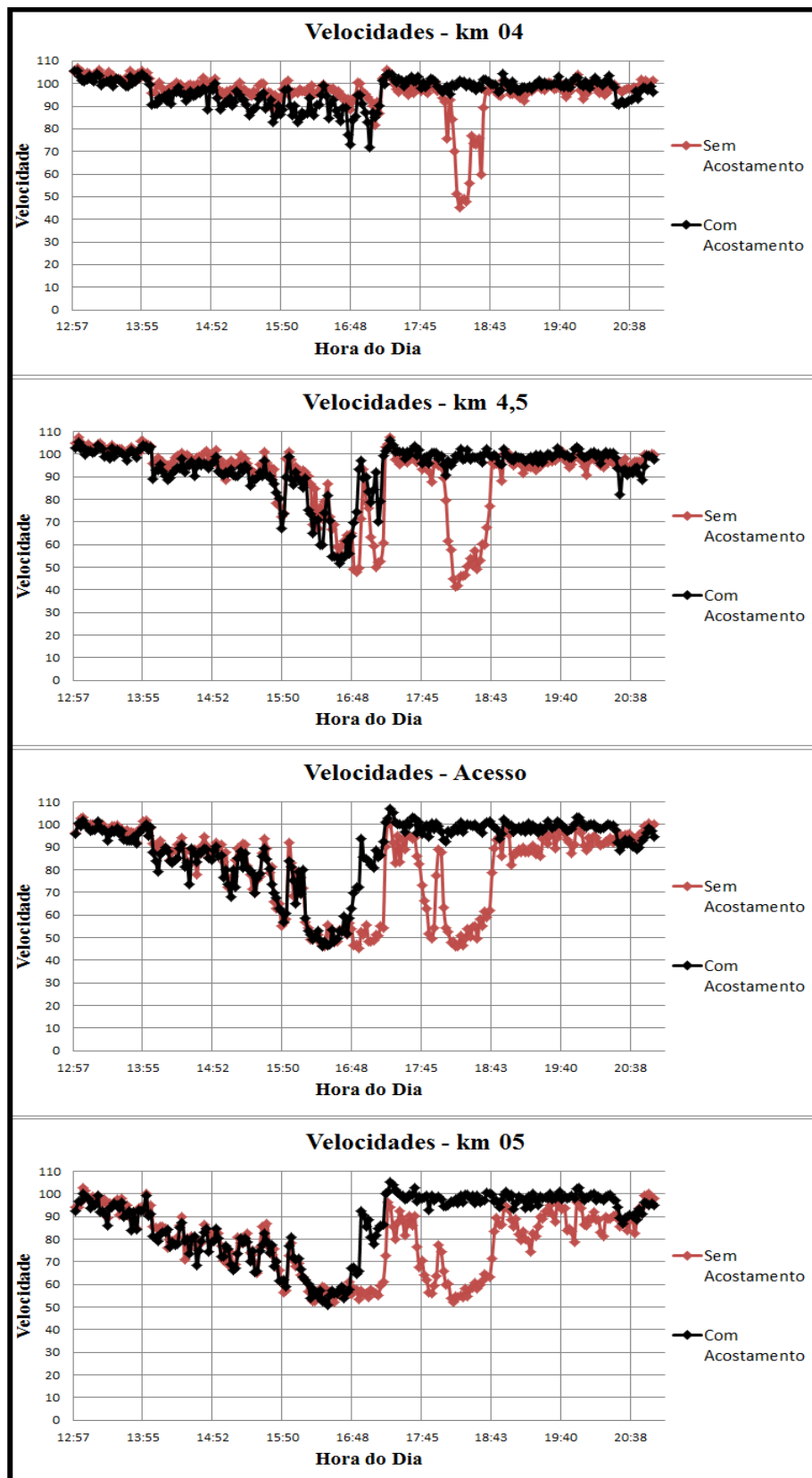


Figura 53: Comparação das velocidades simuladas

Assim como no acesso, os outros pontos de coleta também apresentam impactos positivos com o uso temporário do acostamento. É possível notar os efeitos que o gargalo tem a montante (km 4,5 e km 04), e que estes efeitos são menores à medida que os pontos de coleta ficam mais distantes do gargalo. Em todos os pontos de coleta, quando o acostamento está em operação, e as velocidades médias se mantem em níveis elevados.

11.2 Modelagem do Trecho em Estudo (Segundo Teste)

Esta modelagem possibilitou uma comparação entre as condições operacionais atuais do trecho – rodovia operando com 3 faixas, e as condições operacionais com o uso do acostamento – rodovia operando com 4 faixas, para os 26 km do trecho em estudo.

11.2.1 Hipóteses de Demanda da Modelagem

A modelagem representa 8 horas de simulação, e está dividida em três hipóteses de demanda. A primeira hipótese modelou a demanda ocorrida no dia 17 de Fevereiro de 2013, onde a rodovia operou na sua capacidade. Esta demanda foi determinada em campo através de laços indutivos, como apresentado na seção 3 deste relatório. A segunda hipótese modelou uma demanda 10% maior que primeira hipótese, e a terceira hipótese modelou uma demanda 20% maior que a primeira.

Para cada hipótese de demanda, foram modelados dois cenários (A e B). O cenário “A” representa a rodovia operando sem o uso do acostamento. O cenário “B” reproduz a operação da rodovia com o uso do acostamento.

Optou-se por modelar um período de 8 horas de simulação em que a demanda tinha seus valores mais elevados, descartando os períodos com demanda de fluxo livre, pois o objetivo desta modelagem é a análise da operacionalidade do trecho para volumes elevados, períodos estes que caracterizam a incidência de colapsos no fluxo. O período de modelagem escolhido foi das 13:00 às 21:00 horas.

11.2.2 Layout do Trecho em Estudo

A Figura 54 apresenta o trecho em estudo modelado no software VISSIM. Pontos de coleta de dados foram inseridos no modelo a cada quilômetro para coletar dados de

velocidade e volume, para posterior análise do desempenho das condições operacionais dos veículos no modelo de simulação. Em segmentos do trecho em estudo considerados críticos, foram inseridos pontos de coleta de dados em intervalos mais curtos, como são os casos dos acessos entre os km 04 e 05 e entre os km 25 e 26, e da praça de pedágio. O acesso entre os km 25 e 26 é considerado crítico, pois quando o acostamento está em uso, o gargalo do final da praça de pedágio deixa de existir, e este gargalo é transferido para o final do segmento de uso do acostamento, que se dá neste acesso.

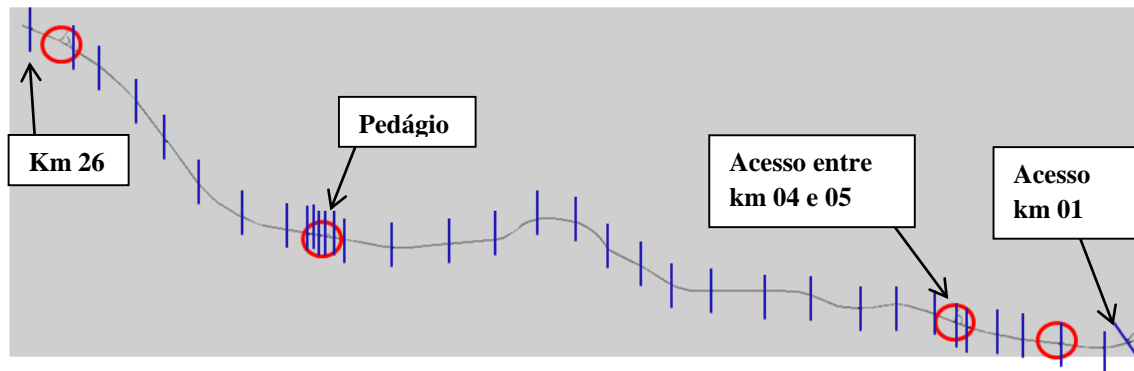


Figura 54: Layout do trecho em estudo e posição dos pontos de coleta de dados

As Figuras 55, 56, 57 e 58 destacam no modelo de simulação os pontos considerados críticos no trecho em estudo. A Figura 55 apresenta o ponto onde há a redução de quatro para três faixas, entre o km 02 e 03; a Figura 56 apresenta o acesso entre o km 04 e 05; a Figura 57 apresenta o segmento do pedágio; e a Figura 58 apresenta o acesso entre os km 25 e 26.

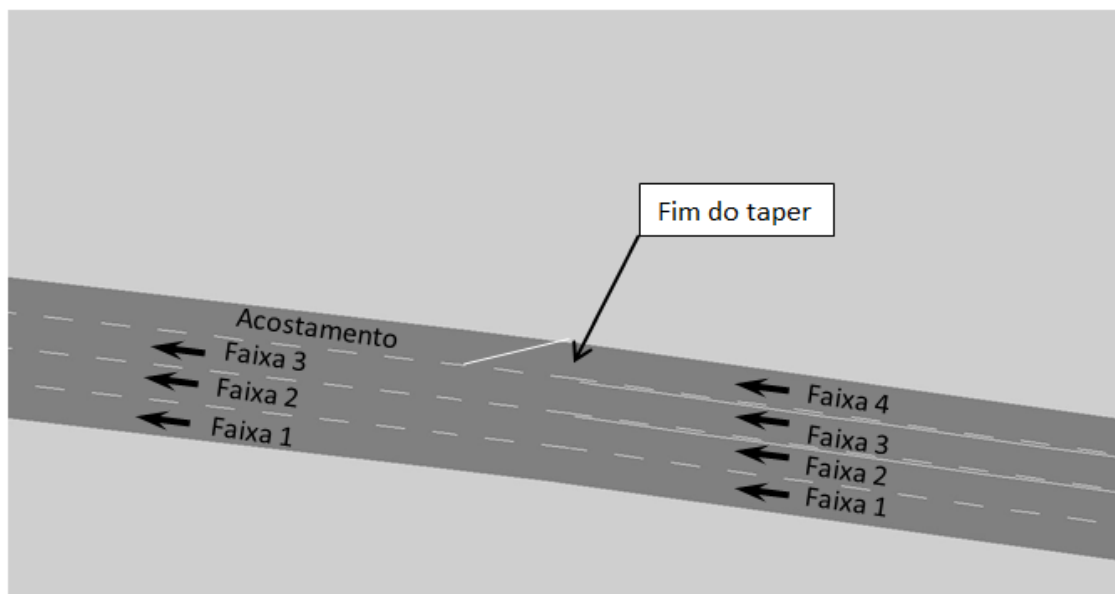


Figura 55: Ponto de redução de quatro para três faixas, entre o km 02 e 03

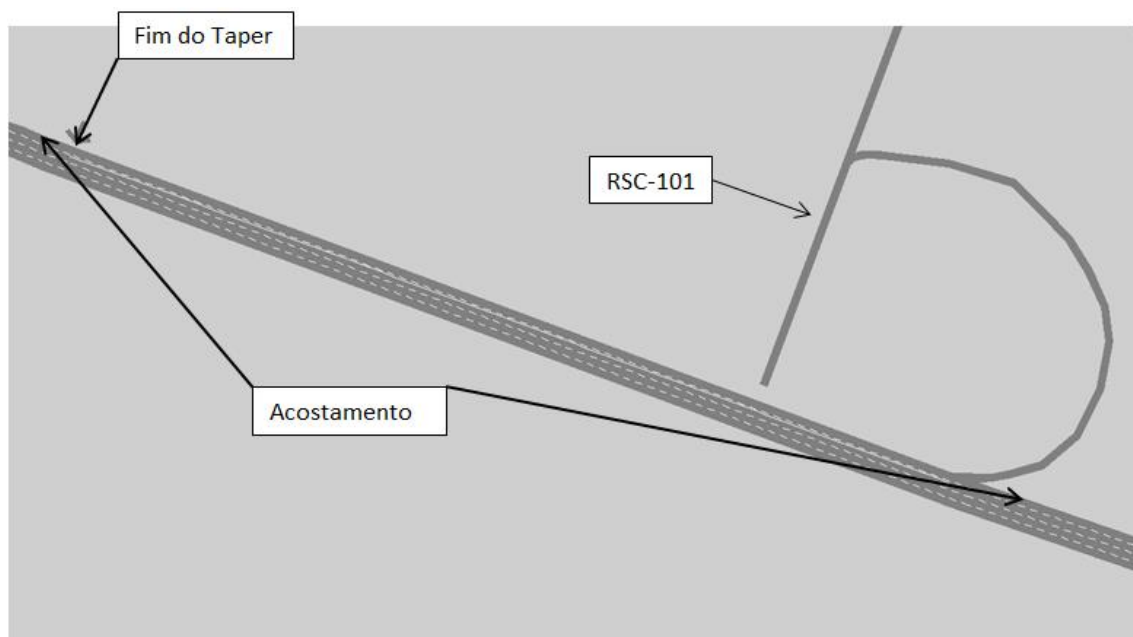


Figura 56: Acesso entre o km 04 e 05

Devido ao tráfego adicional do acesso da RSC-101, entre o km 04 e 05, este ponto caracteriza um gargalo na rodovia. Com o uso do acostamento, o *taper* existente neste segmento torna-se uma faixa de tráfego contínuo, e com isso o tráfego de veículos proveniente do acesso foi bloqueado. Este bloqueio também foi realizado no dia 17 de Fevereiro de 2013 na BR-290/RS, e abordado na simulação do primeiro teste.

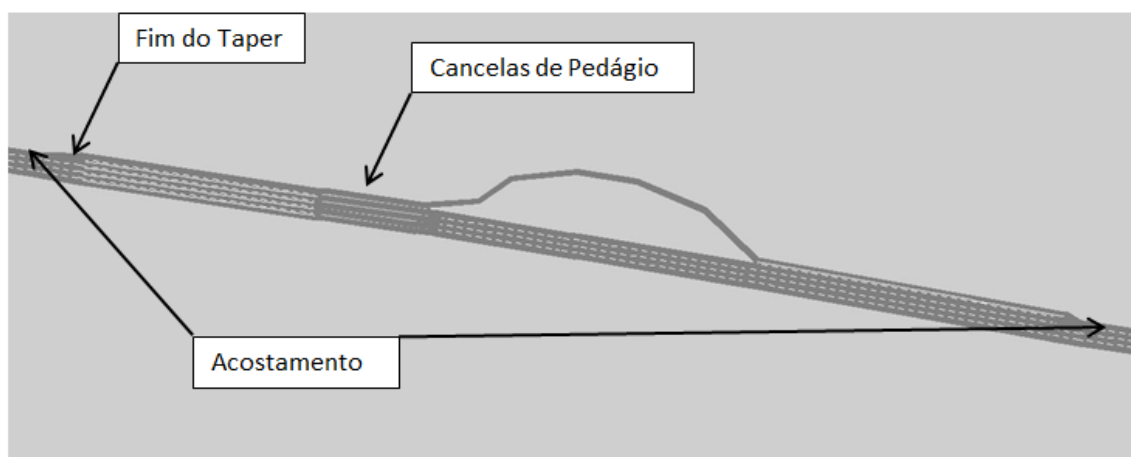


Figura 57: Segmento do pedágio

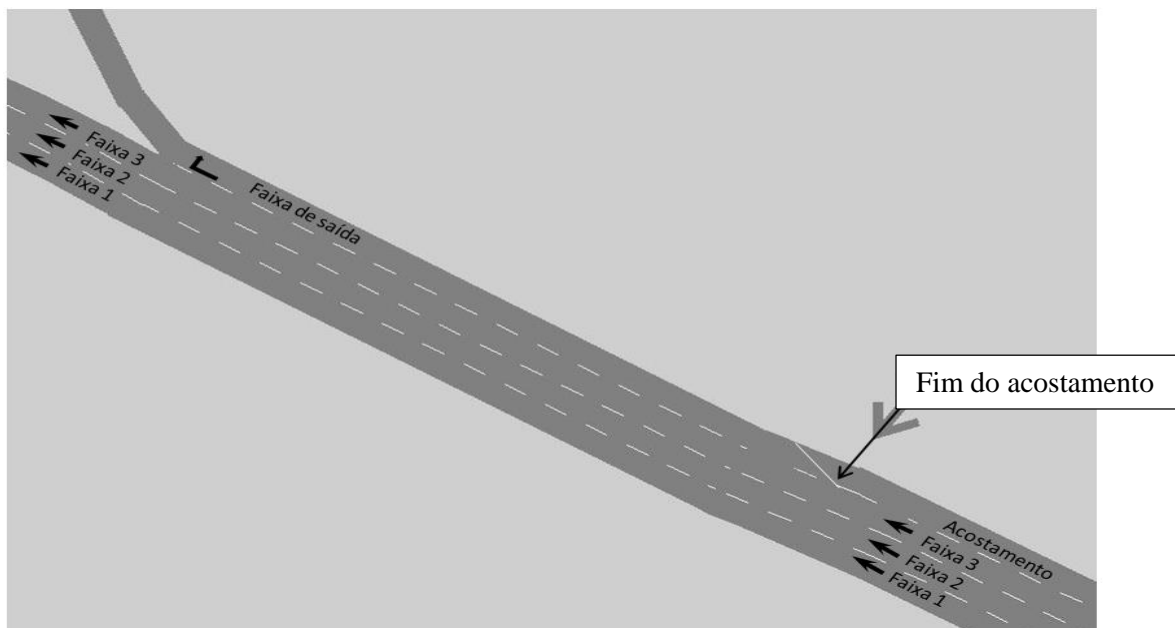


Figura 58: Acesso entre o km 25 e 26

Com o uso do acostamento, o gargalo existente no final da praça de pedágio – onde o número de faixas passa de quatro para três, deixa de existir. Com isso, o gargalo é transferido para o final do trecho com uso do acostamento – acesso entre o km 25 e 26, como mostra a Figura 58.

11.2.3 Análise de Desempenho do Trecho Modelado

Através dos pontos de coleta de dados, foi possível comparar as condições operacionais dos diferentes cenários de simulação e, com isso, analisar o desempenho do trecho em estudo com e sem o uso do acostamento como faixa de tráfego. Todos os conjuntos de dados apresentados estão agrupados em intervalos de 2 minutos.

A seguir são apresentados gráficos que comparam as condições operacionais da primeira hipótese de demanda, que representa no modelo o conjunto de dados coletados em campo no dia 17 de Fevereiro de 2013. A Figura 59 apresenta a comparação de velocidade e volume para o km 05, posicionado no final do *taper* do acesso.

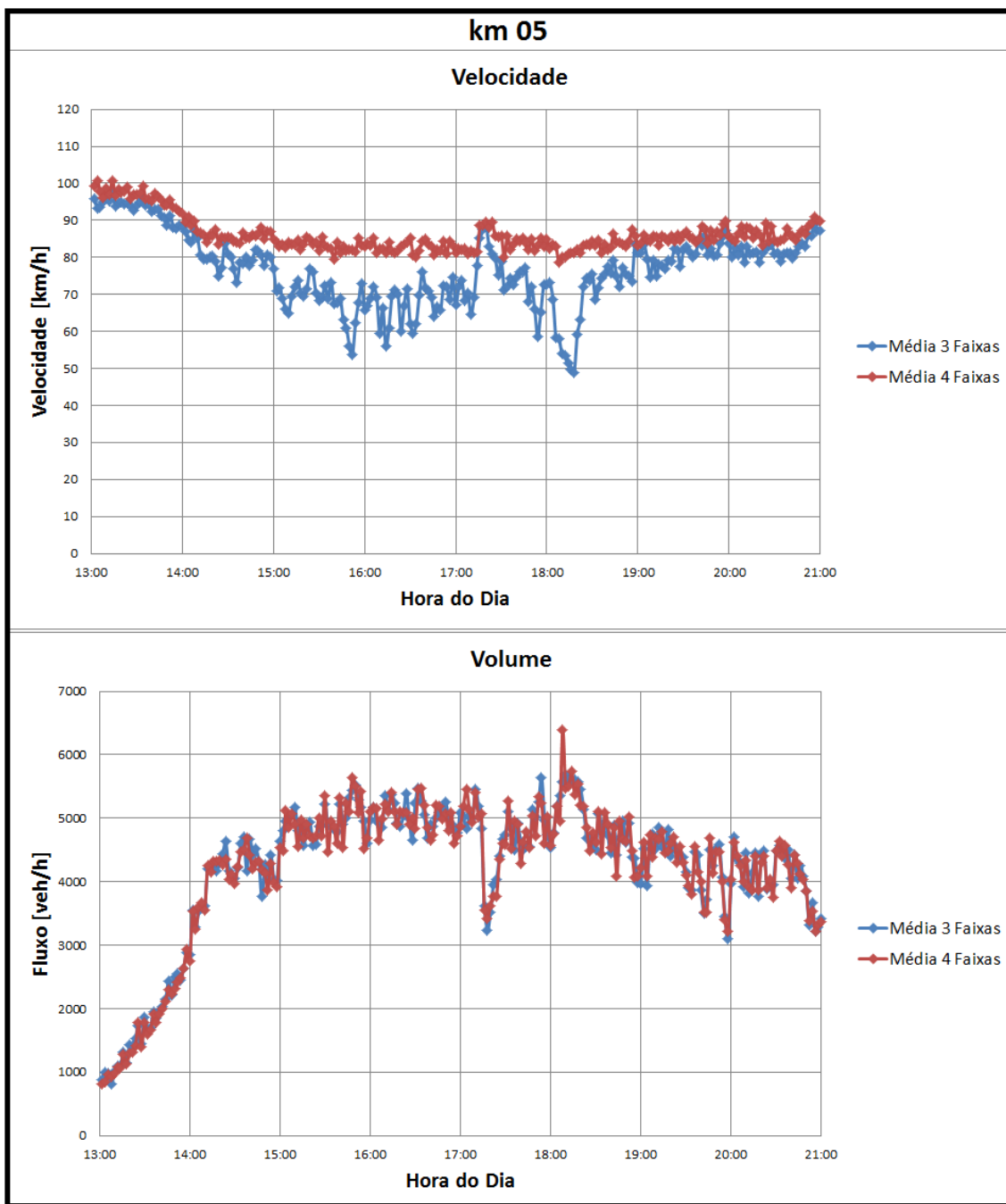


Figura 59: Comparação de velocidade e volume para o km 05

Através dos resultados de simulação, é possível perceber os efeitos da liberação do acostamento – 4 faixas, sobre o trecho analisado. Ao realizar o bloqueio do acesso e liberar o uso do acostamento, as velocidades médias se mantiveram elevadas e não foi observado colapso do fluxo neste trecho. A comparação dos cenários de simulação indica que a adoção do uso do acostamento evitou que a rodovia entre em estado de colapso.

A Figura 60 apresenta a comparação de velocidade e volume para o km 19, posicionado no início do segmento de pedágio.

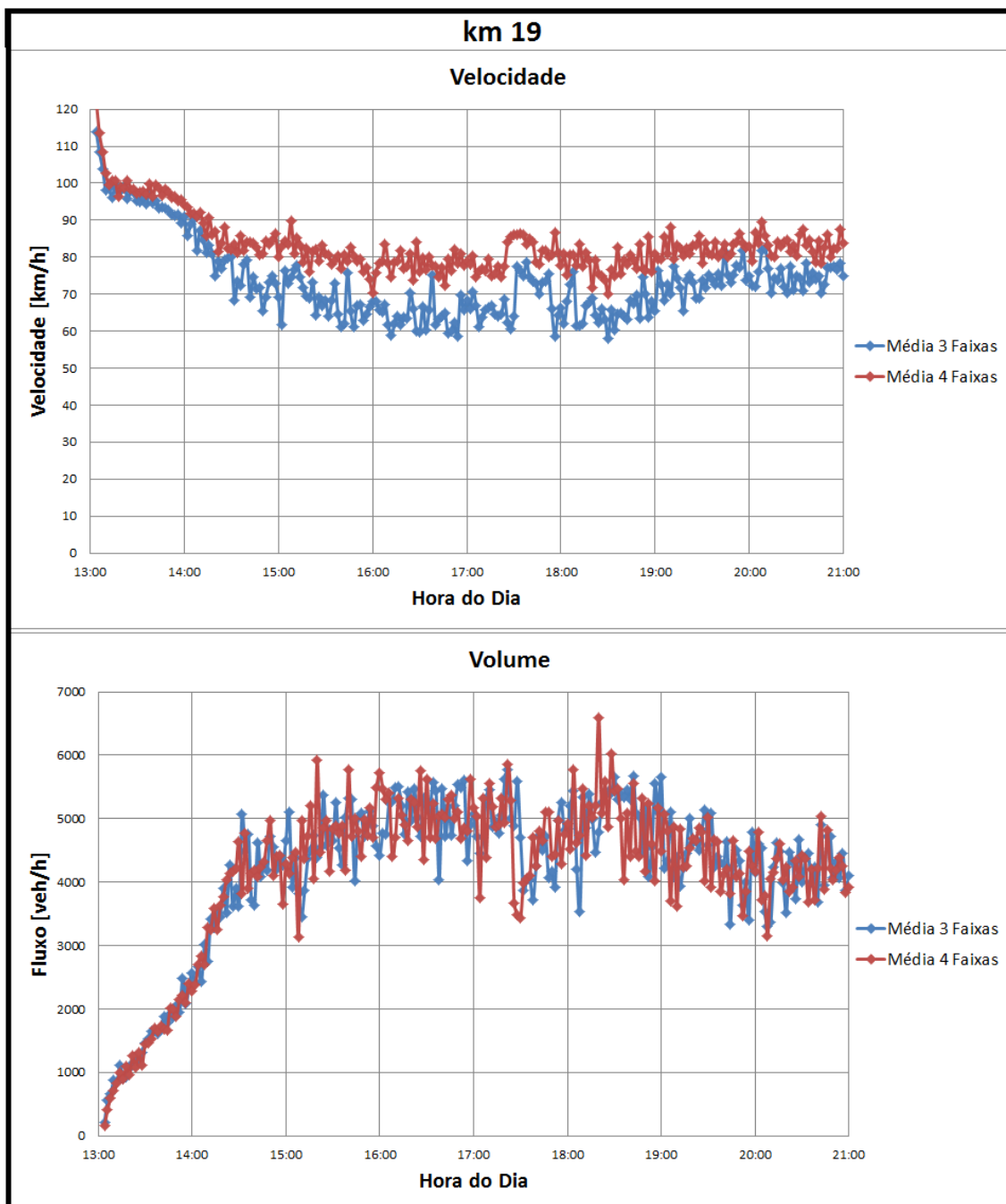


Figura 60: Comparação de velocidade e volume para o km 19

Nota-se que este ponto da rodovia, mesmo estando no início da praça de pedágio, já sofre os efeitos do gargalo existente no final da praça, quando estão abertas para o tráfego apenas 3 faixas. Quando estão operando 4 faixas de tráfego, a redução das médias de velocidade acontece devido apenas aos efeitos causados pela redução natural de

velocidade que acontece neste segmento de pedágio, uma vez que o gargalo é eliminado com a operacionalização de 4 faixas. A Figura 61 apresenta a comparação de velocidade e volume para o final da praça de pedágio, onde há a redução de 4 para 3 faixas.

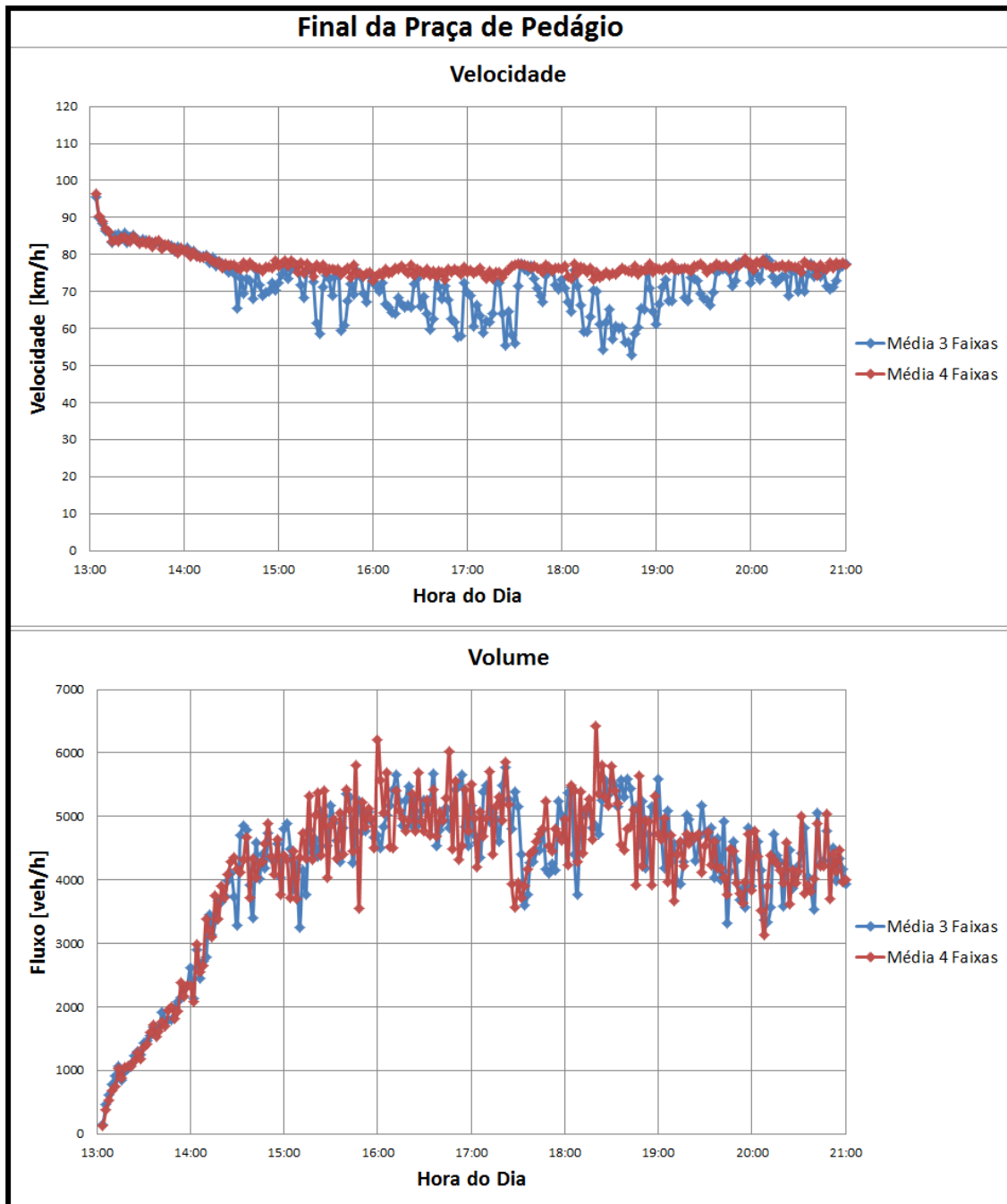


Figura 61: Comparação de velocidade e volume para o final da praça de pedágio

Neste ponto é possível notar que as velocidades ainda são baixas, decorrentes das reduções de velocidade que ocorrem naturalmente na praça de pedágio. Como este é o ponto de gargalo deste segmento, com a operação de 3 faixas é possível notar que os

conflitos gerados no gargalo causam reduções nas médias de velocidade. Já com 4 faixas, estes conflitos deixam de existir, e com isso as médias se mantêm elevadas durante todo o período de análise.

A Figura 62 apresenta a comparação de velocidade e volume para o acesso entre o km 25 e 26, onde há o final do trecho com uso do acostamento e um faixa de saída da BR-290/RS.

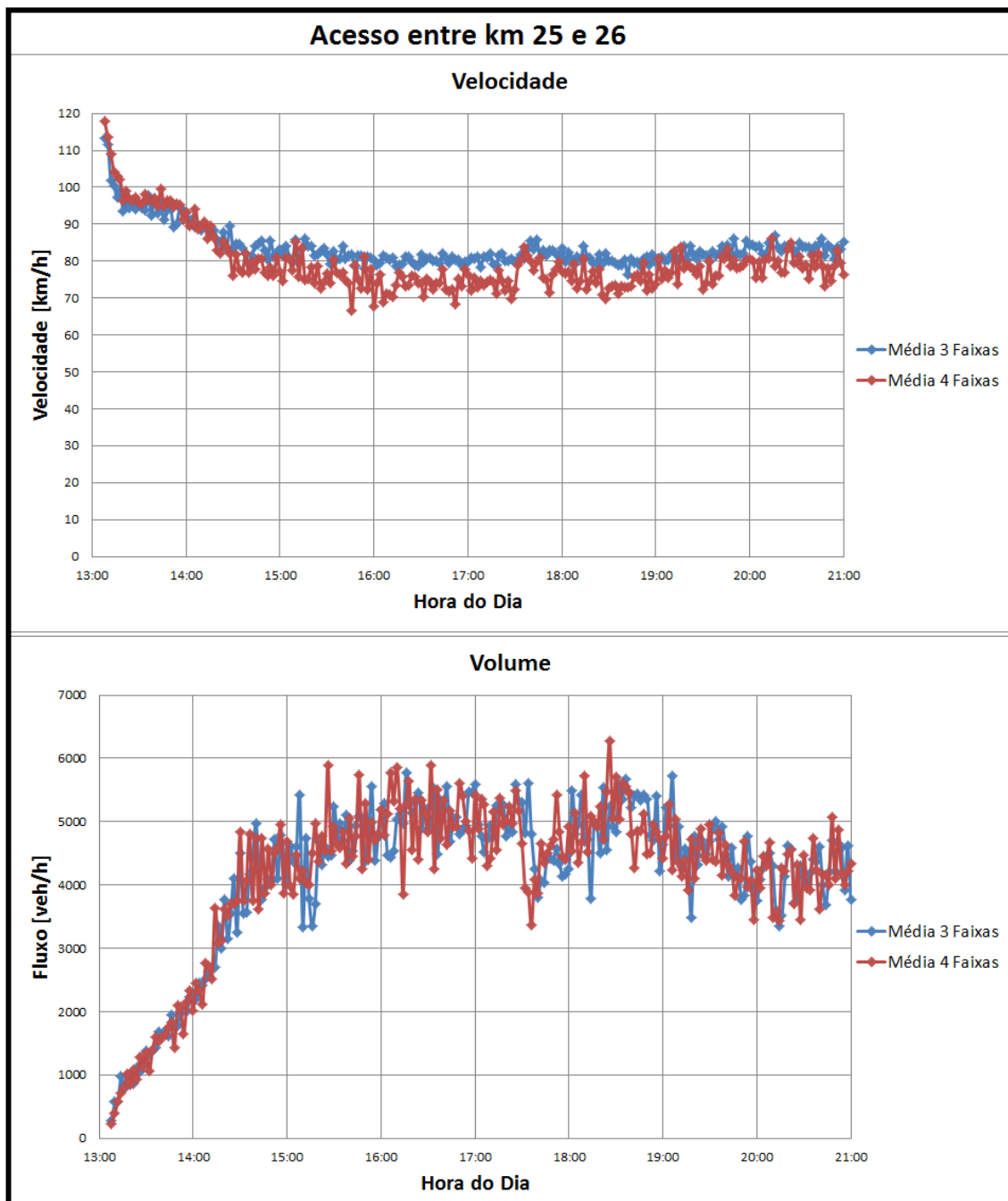


Figura 62: Comparação de velocidade e volume para o acesso entre o km 25 e 26

Quando está em operação apenas 3 faixas, este ponto não caracteriza um gargalo, pois os veículos podem usar a faixa de saída (acostamento) para deixar a rodovia – Figura 58. Já com o uso do acostamento, este ponto passa a ser um gargalo, e por isso notam-se velocidades inferiores quando 4 faixas estão em operação.

Os impactos causados pelo gargalo neste ponto são menores que os impactos da praça de pedágio sendo operada com 3 faixas. Com isso, o uso do acostamento neste segmento final, que compreende o trecho entre a praça de pedágio e o acesso entre o km 25 e 26, reduz a incidência de conflitos. O gargalo existente no pedágio não é totalmente transferido para o acesso, e assim os conflitos no ponto de encerramento do uso do acostamento são menores do que os conflitos da praça de pedágio operada com 3 faixas.

A Figura 63 apresenta a comparação de velocidade e volume para o uso de 4 faixas de tráfego com as 3 hipóteses de demanda, para o acesso entre o km 25 e 26. Esta comparação é feita para analisar o efeito que um aumento de demanda teria neste ponto, que caracteriza um gargalo por ser o final do trecho de uso do acostamento.

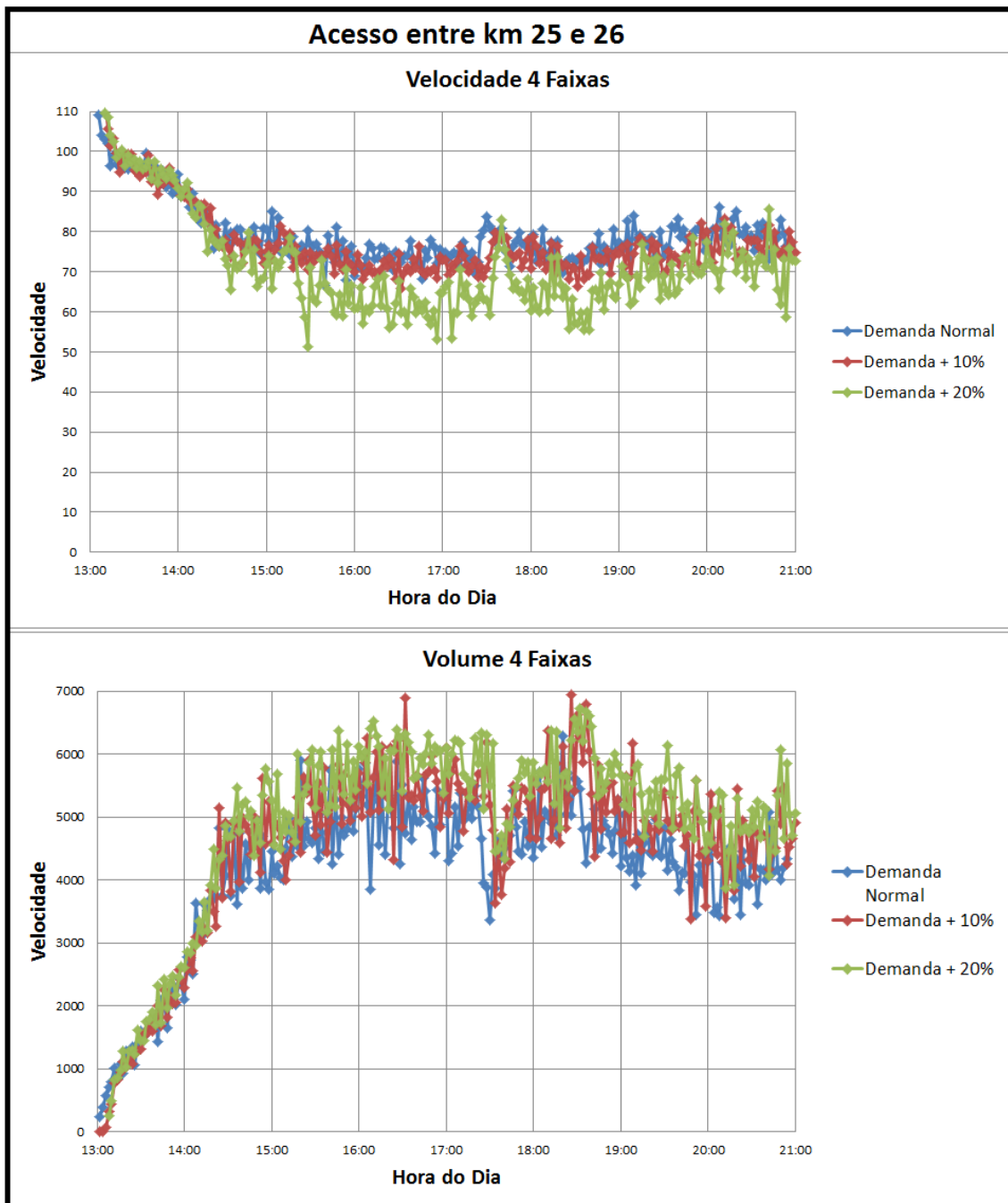


Figura 63: Comparação de velocidade e volume das 3 hipóteses de demanda para o acesso entre o km 25 e 26

Com o aumento da demanda, é possível notar uma queda nas médias de velocidade, originadas pelo aumento de conflitos no ponto caracterizado como gargalo. Para a demanda com aumento de 20%, foi possível notar no modelo a formação de ondas de choque que se propagam a montante e são percebidas na análise dos dados do km 25 – cerca de 500 metros do gargalo.

O Anexo III apresenta gráficos de comparação de velocidade e volume para todos os pontos de coleta de dados no modelo de simulação.

11.2.4 Comparação dos Tempos de Viagem

Nesta seção são apresentados os tempos de viagem modelados para veículos que concluem o percurso de 26 km simulados. A Figura 64 apresenta a comparação dos tempos de viagem com e sem o uso do acostamento.

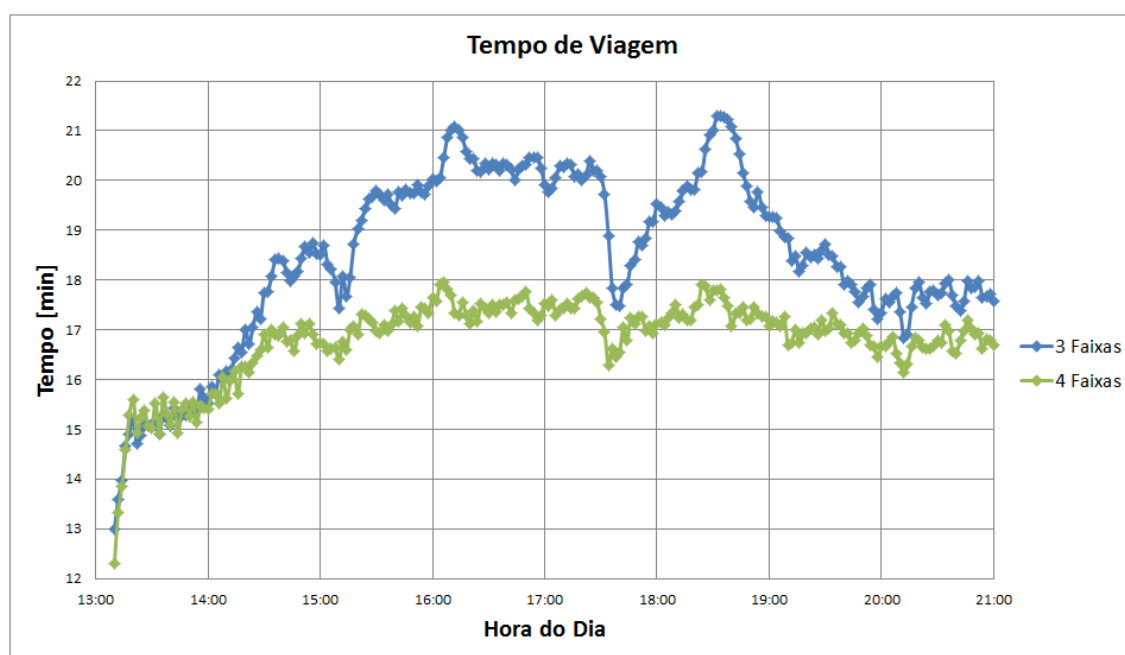


Figura 64: Comparação dos tempos de viagem

Nota-se que os tempos de viagem reduzem significativamente com o uso do acostamento. Isto acontece devido ao fato de que com o uso do acostamento, os gargalos provenientes do pedágio e do acesso entre o km 04 e 05 são eliminados, e com isso os conflitos nestes pontos reduzem, tornando os tempos de viagem mais rápidos. Adicionalmente, o acréscimo de capacidade decorrente da faixa adicional contribui para a manutenção de uma velocidade mais elevada em todo o trecho. Nos períodos de maior volume, a redução nos tempos de viagem com o uso do acostamento chega a 15,92%.

A Figura 65 apresenta uma comparação dos tempos de viagem para as três hipóteses de demanda.

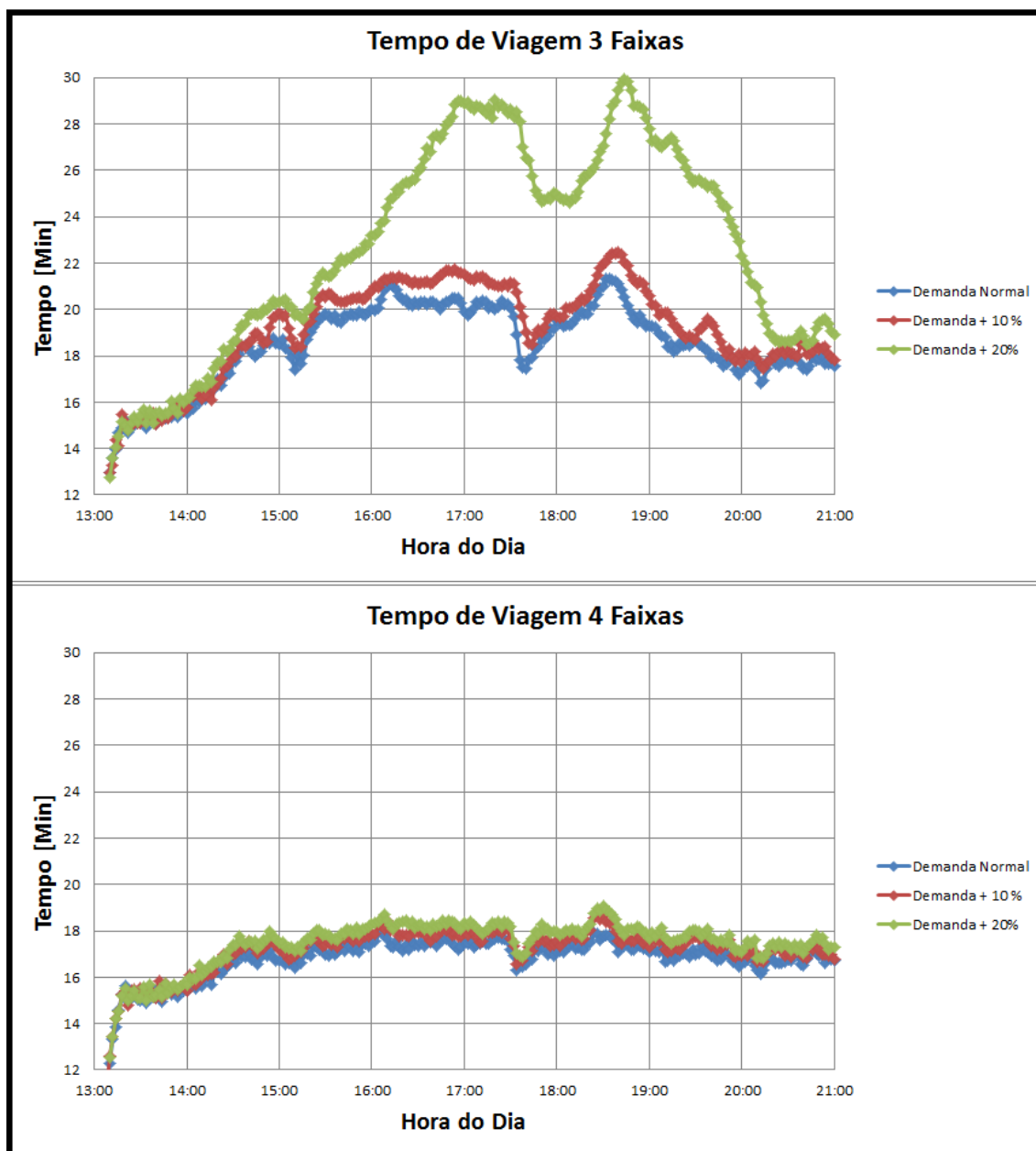


Figura 65: Comparação dos tempos de viagem para as três hipóteses de demanda

Através desta comparação, nota-se que com um aumento na demanda, o tempo de viagem para o uso de 3 faixas cresce significativamente. Este crescimento é devido ao fato de que a rodovia já opera na sua capacidade com a demanda normal modelada – demanda do dia 17 de Fevereiro de 2013, e qualquer aumento nesta demanda causam grandes impactos no desempenho do trecho. Já com o uso do acostamento, os tempos de viagem sofrem um pequeno aumento, acarretando uma maior confiabilidade nos tempos de viagem.

12 PROPOSIÇÃO E TESTE DE ESTRATÉGIAS DO GERENCIAMENTO ATIVO DE TRÁFEGO

Proposições de estratégias do gerenciamento ativo de tráfego foram executadas em condições teóricas. Estas estratégias contemplam o uso temporário do acostamento e o uso de limites de velocidade variável para promover uma harmonização das velocidades da via.

Estas estratégias foram desenvolvidas em ambiente de simulação construído com base nas condições operacionais da BR-290/RS. Princípios teóricos, descrição das hipóteses, concepção, teste e resultados são apresentados no artigo “Proposição e Análise de Um Sistema de gerenciamento Ativo de Tráfego Em Um Estudo de Caso de Uma Autoestrada Brasileira”, que está apresentado no Anexo IV deste relatório.

O artigo conclui que sob as condições modeladas, o uso do sistema de gerenciamento ativo de tráfego reduziu os tempos médios das viagens e a variabilidade dos tempos destas viagens, e reduziu as trocas de faixa, implicando em uma redução dos conflitos e da probabilidade de ocorrer incidentes. Com o uso do sistema houve também redução do tempo em que o fluxo da via permanece em colapso, aumentando a eficiência do trecho.

13 CONCLUSÃO

O gerenciamento ativo de tráfego envolve um conjunto de técnicas que tem por objetivo gerenciar dinamicamente congestionamentos recorrentes e não recorrentes com base nas condições de tráfego existentes. Esta abordagem consiste em uma combinação de estratégias operacionais que, quando implementadas em conjunto, ajudam a otimizar a operação da infraestrutura existente e oferecem benefícios mensuráveis para a rede de transporte.

A implantação do gerenciamento ativo de tráfego envolve alguns desafios: a utilização de estratégias inovadoras de gerenciamento para lidar com o congestionamento; o compromisso em oferecer maior segurança aos usuários; a promoção de mudanças de cultura e a aceitação dos usuários com relação ao gerenciamento ativo do tráfego; a obtenção de um melhor custo-benefício no uso das novas estratégias.

Benefícios decorrentes da implantação de gerenciamento ativo em países europeus incluem: a redução nas colisões e colisões secundárias; diminuição do tempo de duração dos incidentes, detecção mais rápida e com melhor acessibilidade aos incidentes; redução dos tempos de viagem; redução nos atrasos de viagem; aumento do fluxo em zonas congestionadas.

As condições de infraestrutura das rodovias que possuem gerenciamento ativo de tráfego são diferentes entre si. Cada país adota seus próprios padrões para dimensionamento dos elementos da infraestrutura relevantes na prática do gerenciamento ativo de tráfego. Os projetos de gerenciamento ativo de tráfego primam, entretanto, pela preocupação com a segurança viária. A avaliação de segurança viária do trecho em estudo foi desenvolvida através da técnica de Revisão de Segurança Viária, análise qualitativa e análise de pontos críticos. Tendo em vista a implantação de sistema com utilização temporária do acostamento, foi também realizada uma análise da frequência e localização das ocorrências no acostamento. Estas análises devem subsidiar futuros projetos e o desenvolvimento de procedimentos de controle.

Uma etapa fundamental do projeto consiste na análise das características operacionais dos segmentos do trecho objeto do estudo piloto a partir dos dados coletados através de sensores de tráfego e velocidade. Esta atividade tem por objetivo analisar, entre

outros aspectos, o desempenho do trecho em estudo no que se refere à relação entre fluxo e velocidade, e à identificação das condições que precedem a ocorrência do fluxo de *breakdown* (fluxo de colapso da operação), sob condições ambientais e de tráfego variáveis. A análise dos dados provenientes de sensores possibilita a elaboração de modelos analíticos de operação do trecho em estudo que fornecem importantes subsídios para a concepção do sistema de gerenciamento ativo de velocidade.

Um aspecto importante para a concepção do sistema de gerenciamento ativo de tráfego consiste na caracterização das condições que precedem o colapso operacional da rodovia. O colapso operacional ocorre quando, durante períodos de grande demanda, há uma significativa queda de velocidade e fluxo na rodovia, e o fluxo apresenta uma característica instável, frequentemente em regime “anda/para”. Sistemas de gerenciamento ativo de tráfego, em particular a harmonização de velocidade, são indicados para evitar ou retardar o surgimento do colapso operacional. Desta forma, uma etapa importante de estudo de concepção de sistemas ativos de gerenciamento de tráfego envolve a investigação dos períodos que precedem o surgimento do colapso do fluxo.

Uma das atividades de suporte para o desenvolvimento do projeto foi o desenvolvimento do modelo de simulação da rodovia. Este modelo deve ser uma ferramenta de apoio para o teste de estratégias operacionais. O modelo, desenvolvido com a utilização do software VISSIM, apresenta boas condições de representatividade da rodovia. Através da utilização do modelo de simulação, foi realizada uma simulação das condições da rodovia com e sem o uso temporário do acostamento. O modelo de simulação foi utilizado também para análise de um sistema conceitual de harmonização da velocidade.

A caracterização operacional do trecho em estudo foi realizada a partir de dados coletados através dos detectores. Alguns pontos relevantes sobre o comportamento do tráfego no trecho são:

- A heterogeneidade de volumes e velocidades nas diversas faixas de tráfego – cada faixa possui diferentes velocidades médias e volumes;
- A capacidade da rodovia, caracterizada em todos os detectores instalados neste trecho em estudo, não excede a 5000 veículos/hora em segmentos com 3 faixas.

É importante ressaltar que este valor de capacidade diverge do valor de capacidade que o manual do HCM (TRB 2010) apontaria para uma rodovia desta categoria. A capacidade de uma autoestrada com geometria semelhante a da BR290, segundo o HCM 2010 seria de aproximadamente 6000 veículos/hora. Esta observação remete à necessidade de adotar cautela na utilização do manual do HCM para a avaliação de desempenho de rodovias no Brasil. As condições da frota e hábitos de direção brasileiros não são necessariamente semelhantes às americanas. Estas diferenças podem acarretar diferenças significativas no desempenho de rodovias.

A análise dos dados modelados apontou que a implantação do uso do acostamento apresenta resultados positivos na operação do tráfego. Com o uso do acostamento, a rodovia opera com níveis de velocidade mais elevados. A operação com 4 faixas acarreta numa redução dos conflitos oriundos do pedágio e do acesso entre o km 04 e 05, eliminando gargalos e reduzindo os impactos negativos que estes pontos causam na operação do tráfego. Além da redução de conflitos, o uso do acostamento também trás um aumento da capacidade em todo o trecho.

Com o uso do acostamento, o gargalo do trecho estudado é transferido para o acesso entre o km 25 e 26. Este ponto corresponde ao acesso ao município de Santo Antônio (rodovia RS-347) e encerramento da 4ª faixa. As simulações indicaram que, quando da operação do acostamento, os impactos causados pelo gargalo no final do trecho são menores que os impactos da praça de pedágio, quando operada com 3 faixas. O gargalo existente no pedágio não é totalmente transferido para o acesso, e assim os conflitos no ponto de encerramento do uso do acostamento são menores do que os da praça de pedágio operada com 3 faixas. Isto acontece, pois uma porcentagem de veículos deixa a rodovia no acesso, reduzindo o número de veículos em conflito neste ponto.

Pelas câmeras de monitoramento da rodovia e pela operação especial organizada pela concessionária, foi possível notar uma boa conduta e um bom entendimento dos motoristas quando o uso temporário do acostamento foi empregado no trecho piloto. A ação foi aprovada pela comunidade gaúcha, usuários da rodovia e pela imprensa, que observaram a redução do tempo de viagem e a melhoria das condições do tráfego no retorno do litoral norte do Estado.

REFERÊNCIA

- AGCR (2001) *Programa de Redução de Acidentes*. Associação Gaúcha de Concessionárias de Rodovias, Brasil.
- Allaby, P., B. Hellinga e M. Bullock (2007) *Variable Speed Limits: Safety and Operational Impacts of a Candidate Control Strategy for Freeway Applications*. IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems 8, No. 4, 671-680.
- Antoniou, C., P. Kopelias e F. Papadimitriou (2010) *Active Traffic Management Applications in Greece. The Case of Attica Tollway*. 13th International IEEE Conference, Annual Conference on Intelligent Transports Systems, Ilha da Madeira, Portugal.
- Caleffi, F., Y. Moisan, H. B. B. Cybis, F. D. Michel e F. Hirsh (2012) *Simulação de Alternativas Operacionais de Um Segmento Especial de Autoestrada Através do Software VISSIM*. XXVI ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, v. 1, p. 36-47, Brasil.
- Carlson, R. C., et al. (2010) *Optimal motorway traffic flow control involving variable speed limits and ramp metering*. Transportation Science, Vol. 44, pp. 238-253, Estados Unidos.
- Chang, G. L., S. Y. Park e J. Paracha (2011) *ITS Field Demonstration: Integration of Variable Speed Limit Control and Travel Time Estimation for a Recurrently Congested Highway*. CD 90th Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 11-1206, Washington, DC, Estados Unidos.
- Cunto, F. J. C., Nodari, C. T. (2011) *Aspectos Conceituais Sobre o Desenvolvimento de Modelos de Previsão de Acidentes de Trânsito*. Anais do XXI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes-ANPET, Belo Horizonte, Brasil.
- Federal Highways Administration (2003) *Surrogate Safety Measures From Traffic Simulation Models*. Publication Number: FHWA-RD-03-050, Estados Unidos.
- Federal Highway Administration (2005) *Managed Lanes Handbook*. Texas Transportation Institute, Report 0-4160-24, Estados Unidos.

- Federal Highway Administration (2007) *Active Traffic Management: The Next Step in Congestion Management*. Alexandria, VA: American Trade Initiatives. Report FHWA-PL-07-012, Estados Unidos.
- Federal Highway Administration (2011a) *Freeway Geometric Design for Active Traffic Management in Europe*. Alexandria, VA: American Trade Initiatives. Report FHWA-PL-11-004, Estados Unidos.
- Federal Highway Administration (2011b) *Integrated Active Traffic and Travel Demand Management: A Holistic Approach to Congestion Management*. Alexandria, VA: American Trade Initiatives. Report FHWA-PL-11-011, Estados Unidos.
- Fellendorf, M e P. Vortisch (2001) Validation of the Microscopic Traffic Flow Model VISSIM in Different Real-World Situations. *80th Annual Meeting, Transportation Research Board*, Washington, D.C., Estados Unidos.
- Gao, Yu (2008) *Calibration and Comparison of the VISSIM and Integration Microscopic Traffic Simulation Models*. Tese de Mestrado, Universidade da Virginia, Estados Unidos.
- Geistefeldt, J. (2011) *Capacity Effects of Variable Speed Limits on German Freeways*. 6th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service. *Procedia Social and Behavioral Sciences* 16 (2011) 48-56 Elsevier, Estados Unidos.
- Geistefeldt, J. (2012) *Operational Experience With Temporary Hard Shoulder Running in Germany*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 12-3090, Washington, DC, Estados Unidos.
- Gomes, G., May, A. e Horowitz, R. (2004) A Microsimulation Model of a Congested Freeway using VISSIM. *Transportation Research Record 1876, TRB, National Research Council*, Washington D.C., pp.71-81, Estados Unidos.
- Grant, D. (2007) *Case Study: M42 Active Traffic Management*. Highways Agency, Inglaterra.
- Hauer, E. (2002) *Observational Before-after Studies in Road Safety*. (1ª ed.), Pergamon.

- Highways Agency (2005) *Active Traffic Management (ATM) Project M42 Junctions 3A-7*. Inglaterra. Disponível em:
http://www.highways.gov.uk/roads/documents/299_atm_explained.pdf
- Highways Agency (2007) *Ramp Metering Summary Report*. Highways Agency Publications, Inglaterra.
- Jacobsen, A. C. e H. B. B. Cybis (2011) Micros simulação da travessia de pedestres: coleta de dados para calibração de modelos. *Revista Transportes*, v. 19, n. 2, Brasil.
- Jacobsen, L. e T. Farradyne (2008) *Active Traffic Management: Efforts in the Seattle Area*. ITS Washington Panel Session. Washington State Department of Transportation. Estados Unidos
- Kaveshgar, N.; N. Huynh e Y. Xie (2010) *A Decentralized Multi-Agent Systems Approach to Ramp Metering*. CD 90th Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 11-3859, Washington, DC, Estados Unidos.
- Kinovea (2011). Guia do Usuário Versão 0.8.15. Disponível em:
 <<http://www.kinovea.org/help/en/index.htm>>. Acessado em: 09 Maio 2012.
- Kuhn, B. (2008) *Smart Traffic 2008: Active Congestion Management – Infrastructure and Operations, Session 3: Active Traffic Management*. 5th Conference in The Series, Brisbane, Austrália.
- Lee, C. e M. Abdel-Aty (2008) *Testing Effects of Warning Messages and Variable Speed Limits on Driver Behavior Using Driving Simulator*. Journal of the Transportation Research Board, N° 2069, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 55–64, Estados Unidos.
- Lee, C., B. Hellinga e F. Saccomanno (2006) *Evaluation of Variable Speed Limits to Improve Traffic Safety*. Transportation Research Part C 14, 213-228. Elsevier.
- Lin, O. W.; K. P. Kang e G. L. Chang (2004) *Exploring the Effectiveness of Variable Speed Limit Controls on Highway Work-Zone Operations*. IEEE Intelligent Transportation Systems, VOL 8, pp. 1–14. Estados Unidos.

- Lownes, N. e Machemehl R. (2006) Sensitivity of Simulated Capacity to VISSIM Driver Behavior Parameter Modification. Proceedings of the 85th Annual Meeting, TRB, Washington D.C., Estados Unidos.
- Magalhães, Hermes A., Ramalho, Marcelo C., Yehia, Hani C., Braga, A. P. (2005) *Medição de Velocidade Explorando Campos Consecutivos de um Vídeo e Detecção de Bordas Pelo Método Level Set*. Primeiro Seminário do Programa de Pós-graduação em Engenharia Elétrica da UFMG, Belo Horizonte, Brasil.
- Menneni, S., Sun, C. e P. Vortisch (2008) An Integrated Microscopic and Macroscopic Calibration for Psycho-Physical Car Following Models. *Proceedings of the 88th Annual Meeting, TRB*, Washington D.C., Estados Unidos.
- Michigan Department of Transportation (2003) *Field Test of Variable Speed Limits in Work Zones (In Michigan)*. Federal Highway Administration, Final Report: RC – 1476, Michigan, Estados Unidos.
- Middelham, Frans (2006) *Dynamic Traffic Management*. Overview by Handbook: Sustainable Traffic Management. Rijkswaterstaat - AVV Transport Research Centre. Holanda.
- Nezamuddin, N., N. Jiang, T. Zhang, S. T. Waller e D. Sun (2011) *Traffic Operations and Safety Benefits of Active Traffic Strategies on TxDOT Freeways*. Federal Highways Administration, Publication Number: FHWA/TX-12/0-6576-1, Estados Unidos.
- Nissan, A. (2010) *Evaluation of Variable Speed Limits: Empirical Evidence and Simulation Analysis of Stockholm's Motorway Control System*. Dissertação de Doutorado, Royal Institute of Technology, Stockholm, Suécia.
- Oliveira, M. L. e H. B. B. Cybis (2008) Revisão da Experiência de Calibração do Software VISSIM Aplicado a um Estudo de Caso de Autoestrada Brasileira. *VIII Seprosul – Semana de Engenharia de Produção Sul-Americana*, Bento Gonçalves, Brasil.
- Park, B. and H. Qi (2006) Microscopic Simulation Model Calibration and Validation for Freeway Work Zone Network – A Case Study of VISSIM. *IEEE Intelligent Transportation Systems Conference*, Toronto, Canada.

- PTV (2010) *VISSIM User Manual – V.5.30*. Karlsruhe, Alemanha.
- Ratrout, N. T. e S. M. Rahman (2008) A Comparative Analysis of Currently Used Microscopic and Macroscopic Traffic Simulation Software. *The Arabian Journal for Science and Engineering, Volume 34, Number 1B*, Dhahran, Arábia Saudita.
- Sisiopiku, P. V., A. Sullivan e G. Fadel (2009) *Implementing Active Traffic Management Strategies in the U.S.*. University Transportation Center for Alabama, Birmingham, Alabama, Estados Unidos.
- Sisiopiku, V. P. (2001) *Variable Speed Control: Technologies and Practice*. In Proceedings of the 11th Annual Meeting of ITS America, Miami, Florida, Estados Unidos.
- Sparmann, J. M. (2007) *Active Traffic Management: Experiences made in Hessen*. Workshop on Active Traffic Management. Seattle. Estados Unidos.
- Stewart, P. (2003) *Ramp Metering Study*. SIAS Limited Final Report TPRAMP2/55129, Dundee, Inglaterra.
- Texas Department of Transportation (2002) *LBJ Managed Lanes: Traffic and Revenue Study*. Texas, TX, Estados Unidos.
- Thompson, N. (2012) *Active Traffic Management in Minnesota*. Minnesota Department of Transportation. Estados Unidos.
- TRB (2010) *Highway Capacity Manual 2010*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., Estados Unidos.
- Ulfarsson, G. F., V. N. Shankar e P. Vu (2005) The Effect of Variable Message and Speed Limit Signs on Mean Speeds and Speed Deviations. *Int. J. Vehicle Information and Communication Systems*, Vol.1, Estados Unidos.
- Ungemah, D. e B. Kuhn (2009) *Special Use of Shoulders for managed lanes*. Texas Transportation Institute, Texas, TX, Estados Unidos.
- Vallati, M. (2010) *Slip Ramp Spacing Design for Truck Only Lanes Using Microscopic Simulation*. Missouri University of Science and Technology, Tese de Mestrado, Estados Unidos.

- Waller, S. T., M. W. Ng, E. Ferguson, N. Nezamuddin, D. Sun (2009) *Speed Harmonization and Peak-period Shoulder Use to Manage Urban Freeway Congestion*. Federal Highways Administration, Publication Number: FHWA/TX-10/0-5913-1. Estados Unidos.
- Warren, D. (2000) Variable Speed Limits. Presented in the FHWA Speed Management Workshop. Dallas, Texas, Estados Unidos.
- Washington State Department of Transportation (2007). *Active Traffic Management (ATM) Feasibility Study*. Washington, DC, Estados Unidos.
- Wiedemann R. e U. Reiter (1991) *Microscopic Traffic Simulation: The Simulation System Mission*. PTV America Library, Acesso em 08/06/2012, disponível em: http://www.ptvamerica.com/fileadmin/files_ptvamerica.com/library/1970s%20Wiedemann%20VISSIM%20car%20following.pdf
- Wiedemann, R. (1974) *Simulation des Straßenverkehrsflusses*. Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen der Universität Karlsruhe, Heft 8, Alemanha.
- Woody, T. (2006) *Calibration Freeway Simulation Models in VISSIM*. Final Research Report, University of Washington, Seattle, USA.

ANEXO I – LARGURA DOS ACOSTAMENTOS E FAIXAS DE ROLAMENTO: VALORES PRATICADOS NO BRASIL

No Brasil, as normas que definem a geometria da plataforma de pavimentação levam em conta as dimensões do Veículo Tipo de Projeto, a Classe de Projeto e o relevo no qual está inserido o traçado da rodovia.

O foco da presente Seção é levantar valores de largura de acostamentos e faixas de rolamento de rodovias brasileiras do tipo Classe Especial (Classe 0 ou Via Expressa) localizadas em relevo plano.

Com relação ao Veículo de Projeto para Classe Especial, a Norma do DNIT (e as demais consultadas) indica o tipo SR que é um veículo comercial articulado composto de uma unidade tratora simples e um semirreboque, cujo comprimento aproxima-se do máximo legal previsto pelo Código de Trânsito Brasileiro - CTB para esta categoria. Justifica-se também a definição do SR como veículo de Projeto quando há forte participação ou previsão de ocorrência de semirreboques na composição da frota ou, ainda, quando a via é um importante eixo de carga.

O CTB indica as dimensões de **2,60m** de largura e **16,70m** de comprimento para o veículo SR, adotado como Veículo de Projeto para rodovias enquadradas nos pressupostos do presente trabalho.

A largura da Faixa de Rolamento é construída agregando-se à largura do Veículo de Projeto um valor adicional que é função da velocidade diretriz, do nível de conforto e segurança que se deseja proporcionar e da Classe de Projeto da Rodovia.

As referências consultadas indicam os valores constantes na Tabela 1.

Tabela 1: valores de Larguras das Faixas de Rolamento

Largura Rolamento (m)	Faixa	Origem	Documento
3,60		DNIT	Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais DNER
3,50		Mato Grosso	Escopo Básico para Projeto Executivo de Rodovias Estaduais
3,50		Pará	Características Rodoviárias
3,60		Paraná	Tópicos de Projeto Geométrico Rodoviário
3,75		Rio Grande do Sul	Normas de Projetos Geométricos Rodoviários DAER
3,60		São Paulo	Notas Técnicas de Projeto Geométrico
3,75 (p/veículos de carga) 3,50 (p/outros)		Santa Catarina	Diretrizes para concepção de estradas
3,60		BR 448 RS	Seções Tipo do Projeto Geométrico
3,60		Trecho Sul Rodoanel	Site do Rodoanel DERSA http://www.rodanel.sp.gov.br/

Todos os trechos rodoviários pavimentados deverão possuir acostamentos. A largura deverá ser constante ao longo de toda extensão da via. Alterações na largura, quando absolutamente necessárias deverão ser suaves e precedidas por sinalização adequada.

Para regiões com relevo plano e tráfego intenso, a composição do valor da largura do acostamento deve considerar a largura do Veículo de Projeto mais uma pessoa trabalhando ao seu lado mantendo ainda um afastamento da borda e da pista.

Em rodovias de pista dupla deverá ser prevista uma faixa entre a borda da pista e o canteiro separador. O acostamento interno é indispensável para dar condições de segurança aos veículos, evitando o atrito lateral e estimulando o uso pleno da faixa adjacente.

A seguir, informam-se na Tabela 2 os valores de larguras dos acostamentos interno e externo, pesquisados nos mesmos documentos referidos na Tabela 1.

Tabela 2: valores de Larguras de Acostamentos Internos e Externos

Largura Acostamento Interno (m)	Origem	Largura Acostamento Externo (m)
2,5 a 3,00 (3 faixas)	Brasil DNIT	3,50
Não informado	Mato Grosso	3,00
Não informado	Pará	2,50
Não informado	Paraná	3,00
0,60 a 1,20	Rio Grande do Sul	3,00
2,5 a 3,00 (3 faixas)	São Paulo	3,50
0,75	Santa Catarina	2,50
1,10	BR 448 RS	3,00
1,00	Trecho Sul Rodoanel SP	3,00

Referências

DNER. **Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, Divisão de Capacitação Tecnológica. Rio de Janeiro, 1999, 195 p.

DAER. **Normas de Projetos Rodoviários**. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem – RS. Porto Alegre, 1991, 173p.

DER SÃO PAULO. **Projeto Geométrico – Instrução de Projeto**. Departamento de Estradas de Rodagem, Diretoria de Engenharia. São Paulo, 2005, 36p.

ESTADO DE MATO GROSSO. **Escopo Básico para elaboração de projeto executivo de implantação e pavimentação de Rodovias Estaduais**. Secretaria de Estado de Infraestrutura, Coordenadoria de Estudos e Projetos, Gerência de Estudos e Projetos. Cuiabá, 2005, 117p.

DER SC. **Diretrizes para Concepção de Estradas**. Departamento de Estradas de Rodagem de Santa Catarina, Diretoria de Estudos e Projetos. Florianópolis, 2000, 76p.

GOVERNO DO PARÁ. **Características Rodoviárias – Rodovia em Classe Especial**. Secretaria Executiva de Transportes. http://www.setran.pa.gov.br/sip/sip_tec_rcarac.htm
Acesso em 07/04/2012.

DER PARANÁ: Tópicos de Projeto Geométrico Rodoviário
http://www.der.pr.gov.br/arquivos/File/RHTemp/ProjetosGeometricos_LucasAdada.pdf
Acesso em 10/04/2012.

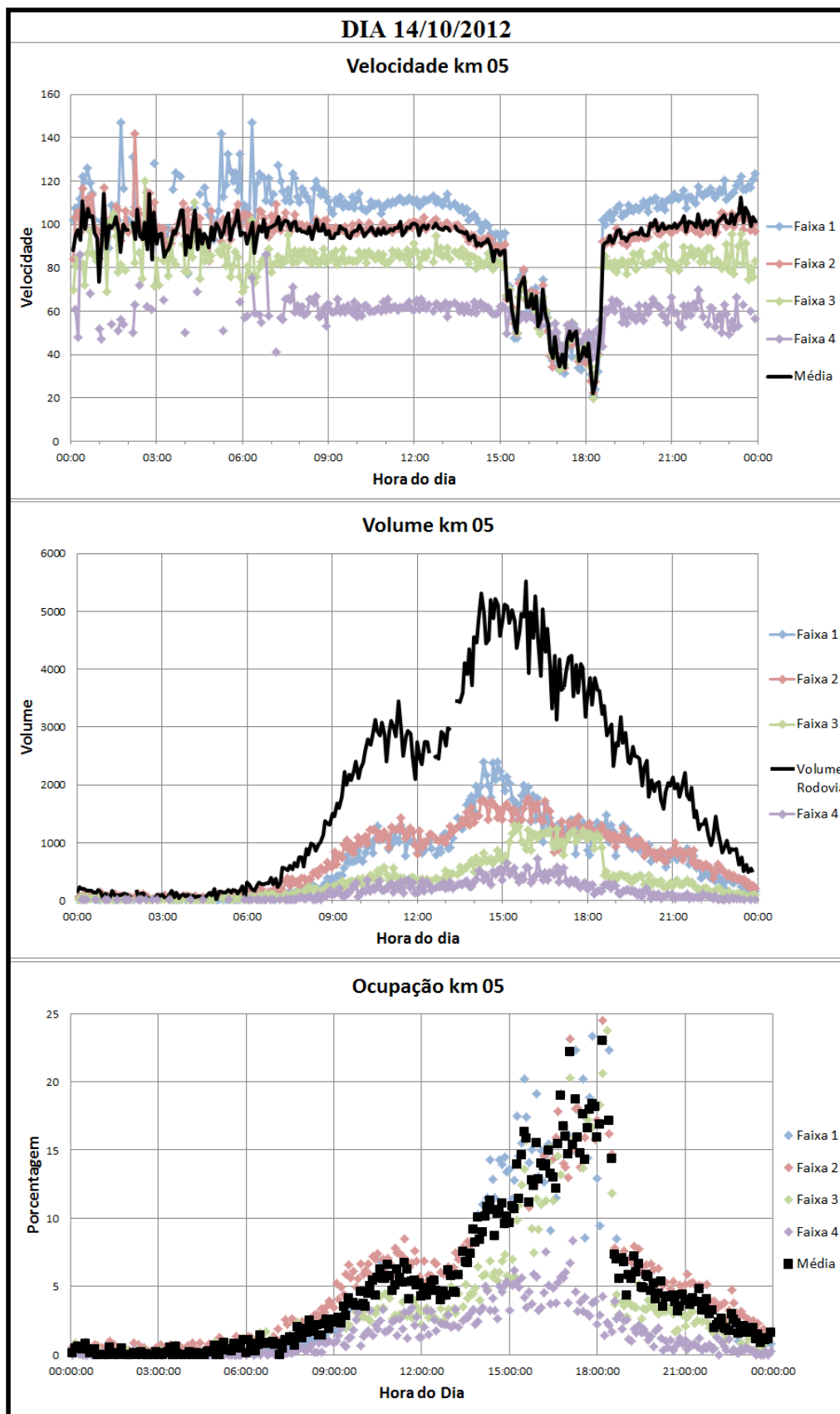
ANEXO II - GRÁFICOS DE ANÁLISE DOS VOLUMES, VELOCIDADES MÉDIAS E A OCUPAÇÃO DE FAIXAS DOS VEÍCULOS PARA OS DIAS QUE RECEBERAM OS MAIORES VOLUMES DIÁRIOS

Este anexo apresenta as velocidades médias, volumes e a ocupação de faixas dos veículos durante os dias em que a rodovia recebeu elevados volumes. Estes dados correspondem a pontos de coleta dos km 1.5, 05, 14, 17 e 19. A Tabela 1 apresenta os dias em que a rodovia recebeu elevados volumes e os respectivos pontos de coleta de cada dia.

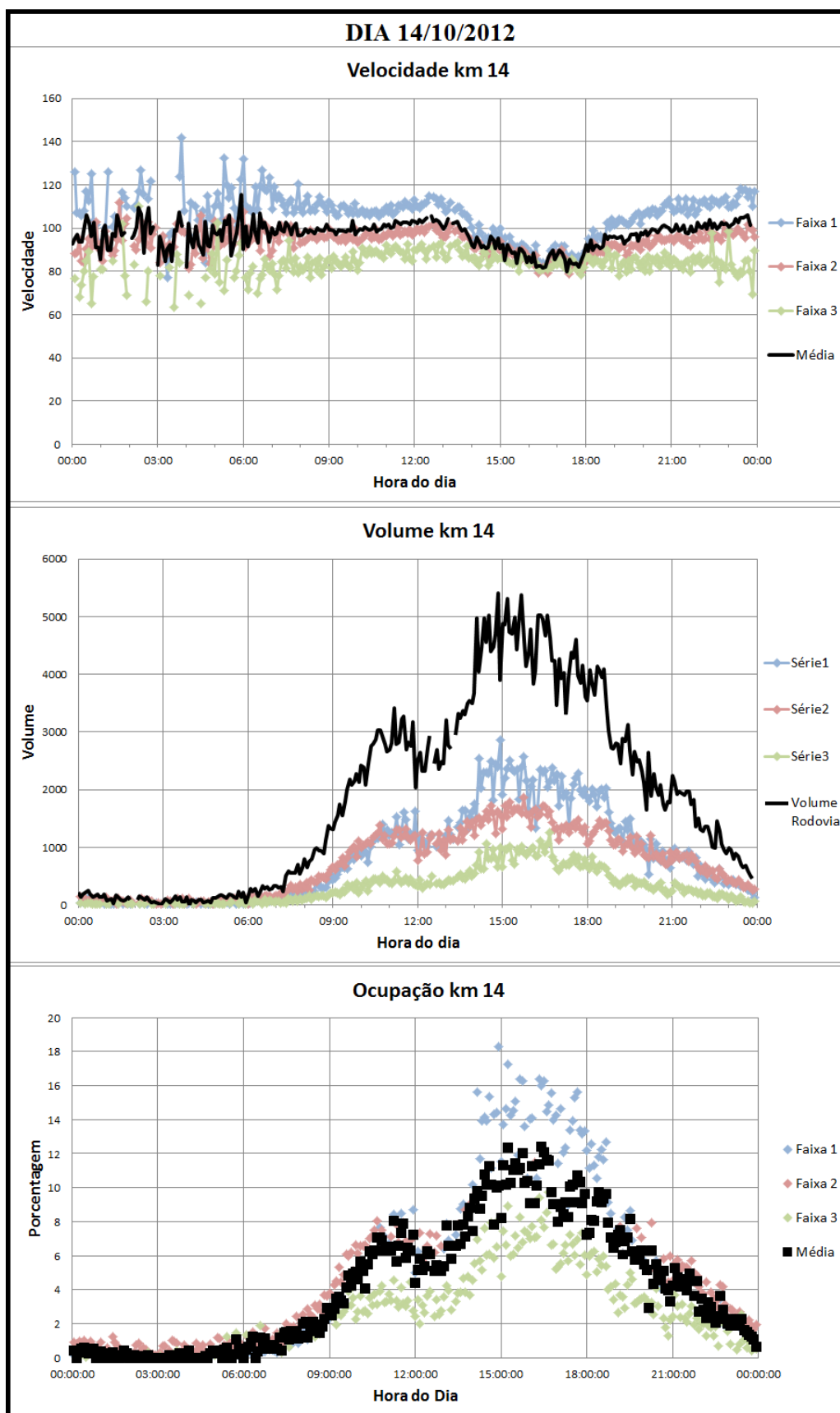
Tabela 1: Dias e seus respectivos pontos de coleta

Dia de Coleta	Pontos de Coleta
14/10/2012	km 05, 14, 17, 19
04/11/2012	km 05, 14, 17, 19
18/11/2012	km 05, 14, 17, 19
01/01/2013	km 1.5, 05, 14, 19
02/01/2013	km 1.5, 05, 14, 19
06/01/2013	km 05, 14, 19
13/01/2013	km 1.5, 05, 14, 19
20/01/2013	km 1.5, 05, 14, 19
27/01/2013	km 1.5, 05, 14, 19
03/02/2013	km 05, 14
10/02/2013	km 1.5, 05, 14, 19
12/02/2013	km 1.5, 05, 14, 19
24/02/2013	km 1.5, 05, 14, 19
31/03/2013	km 1.5, 14, 19

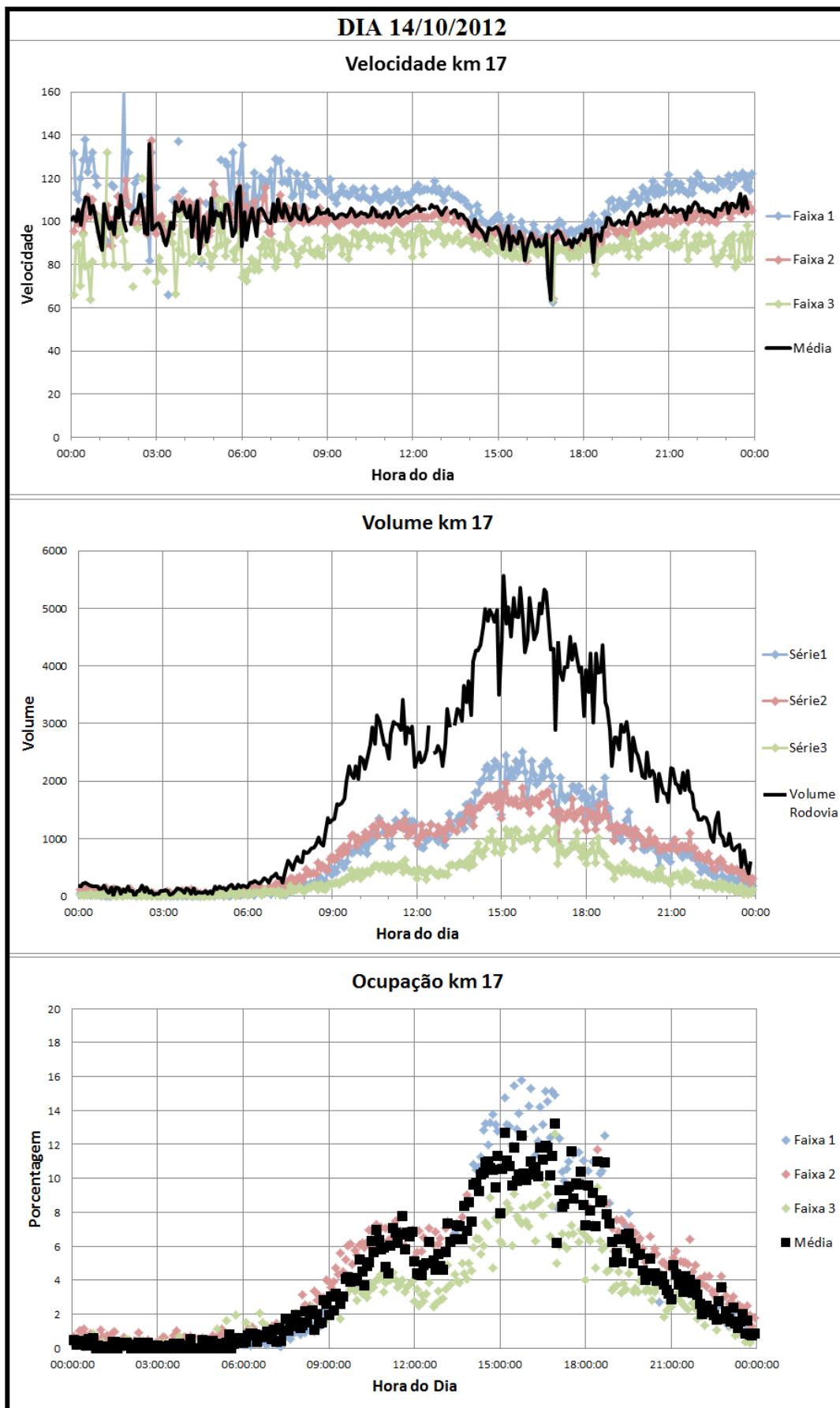
Dia 14/10/2012



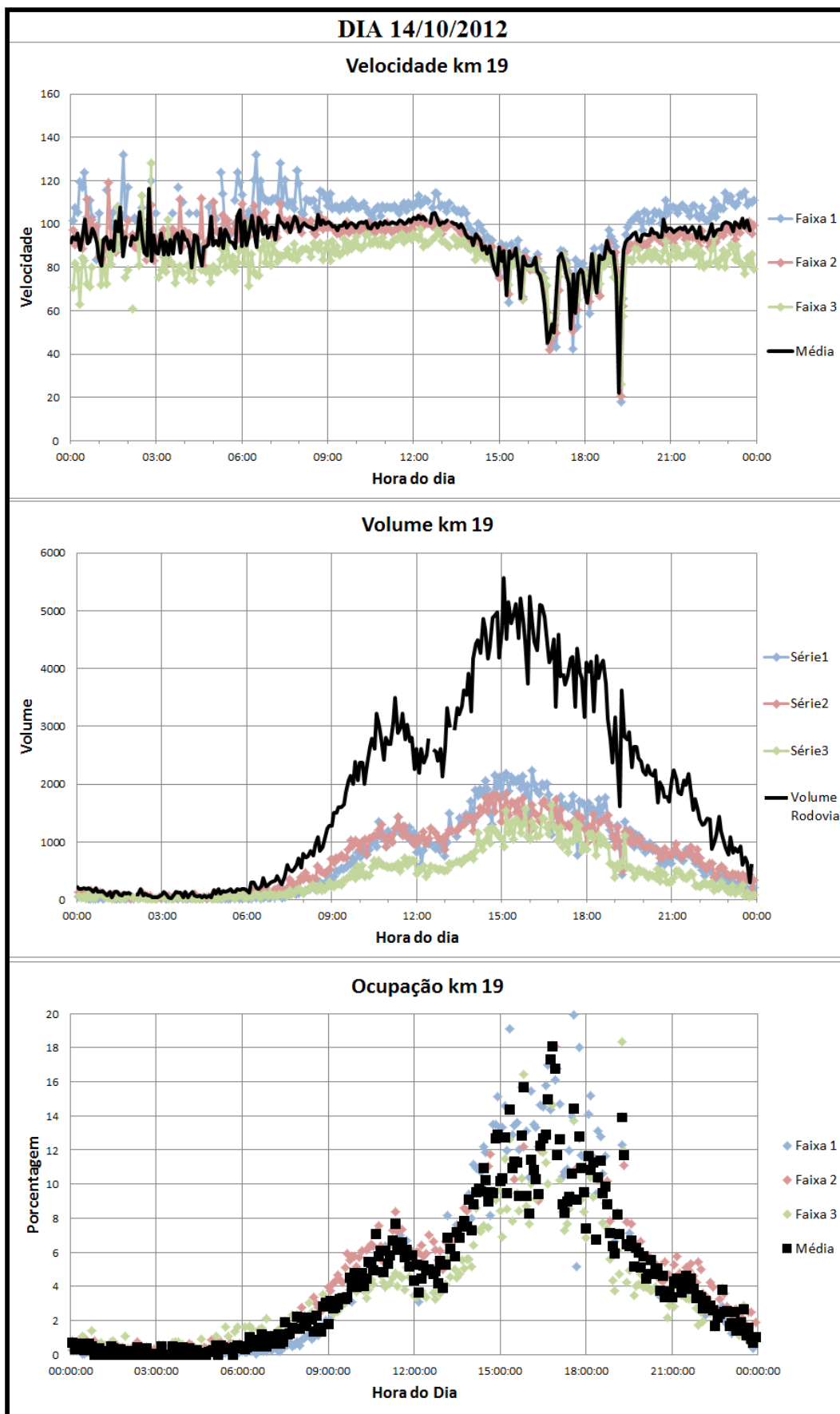
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 14/10/2012, para o km 05



Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 14/10/2012, para o km 14



Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 14/10/2012, para o km 17

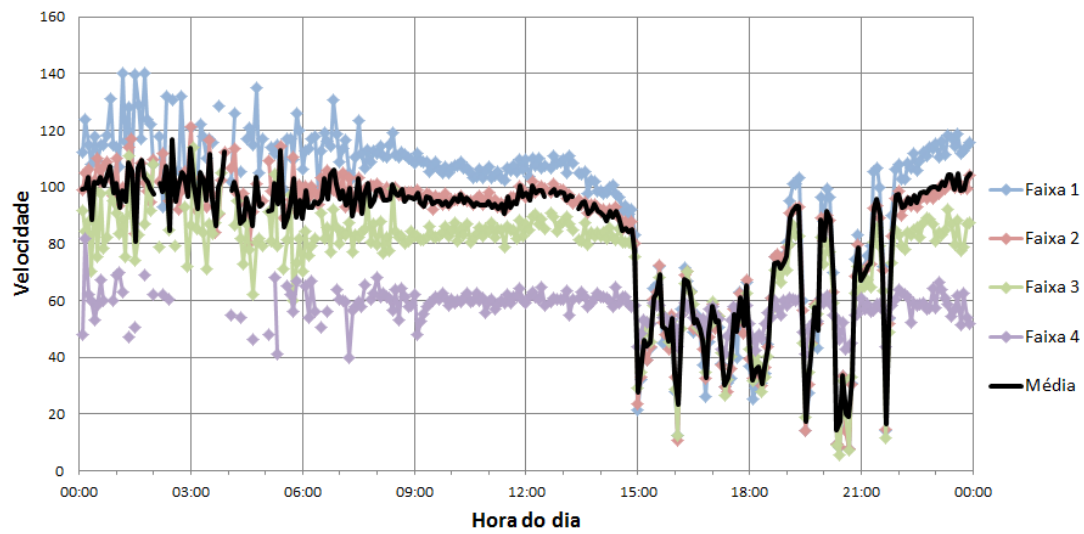


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 14/10/2012, para o km 19

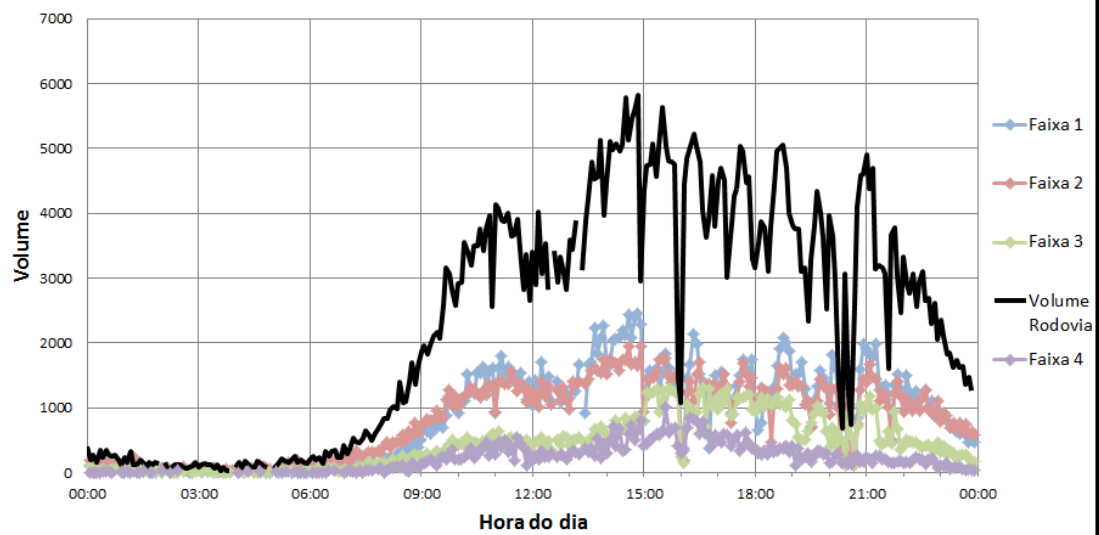
Dia 04/11/2012

DIA 04/11/2012

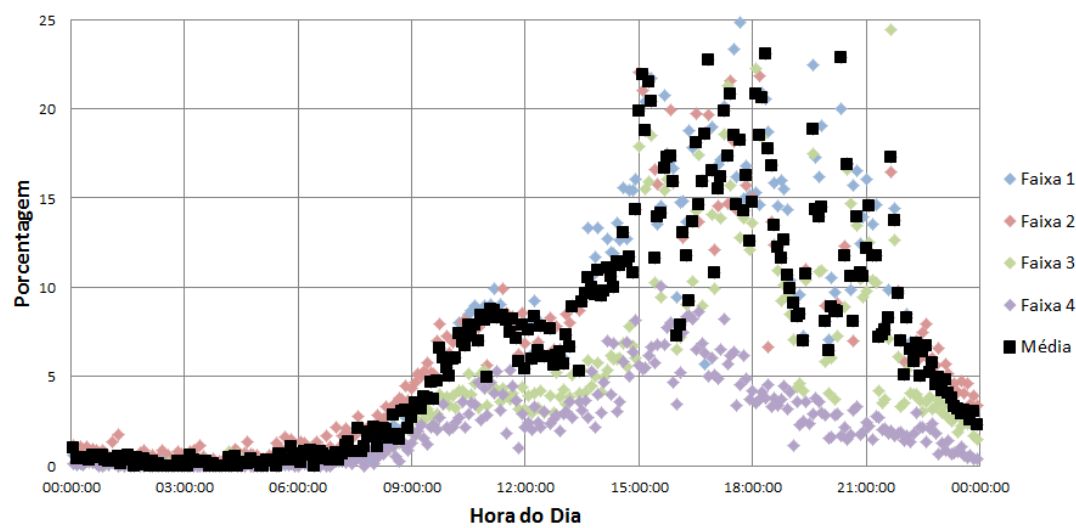
Velocidade km 05



Volume km 05



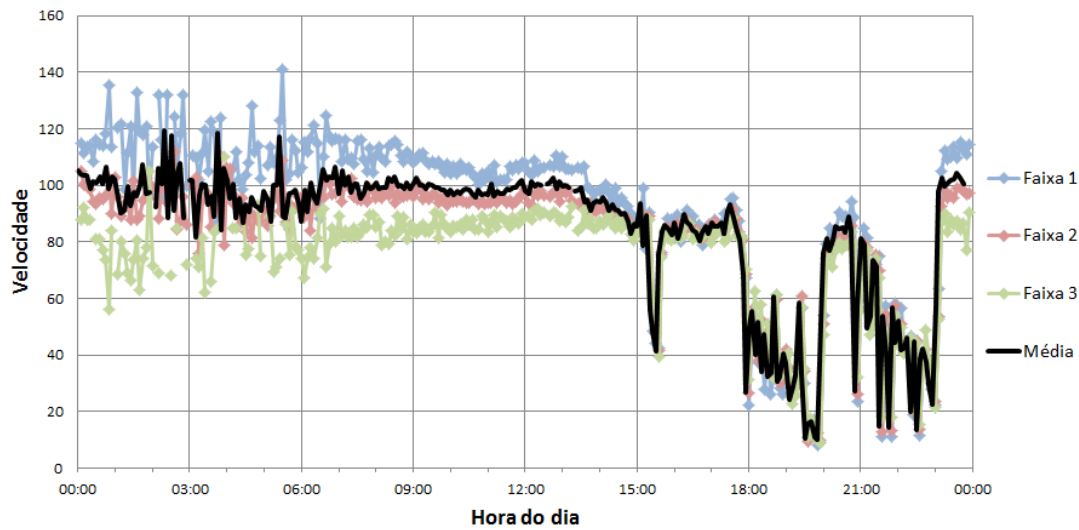
Ocupação km 05



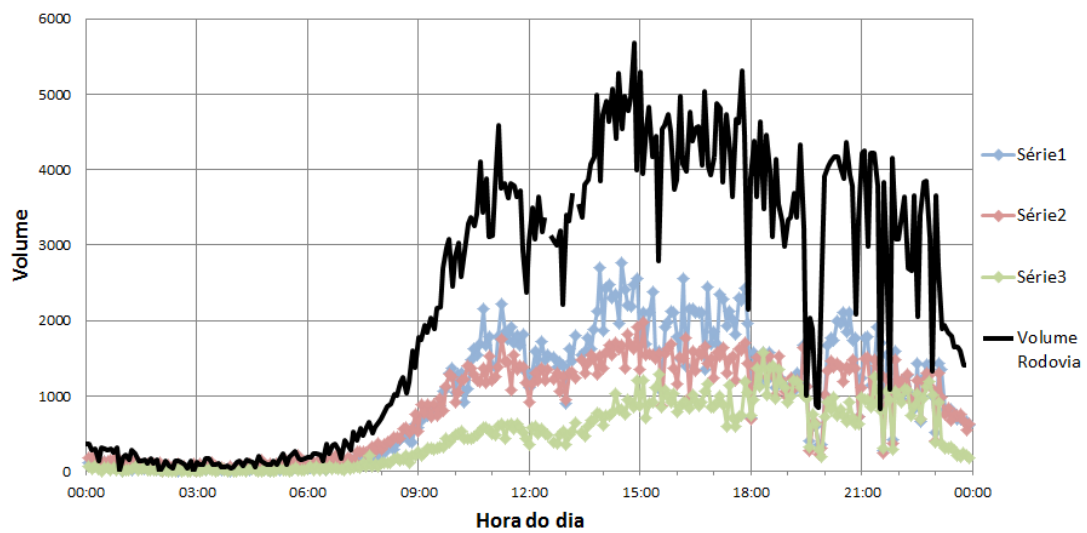
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 04/11/2012, para o km 05

DIA 04/11/2012

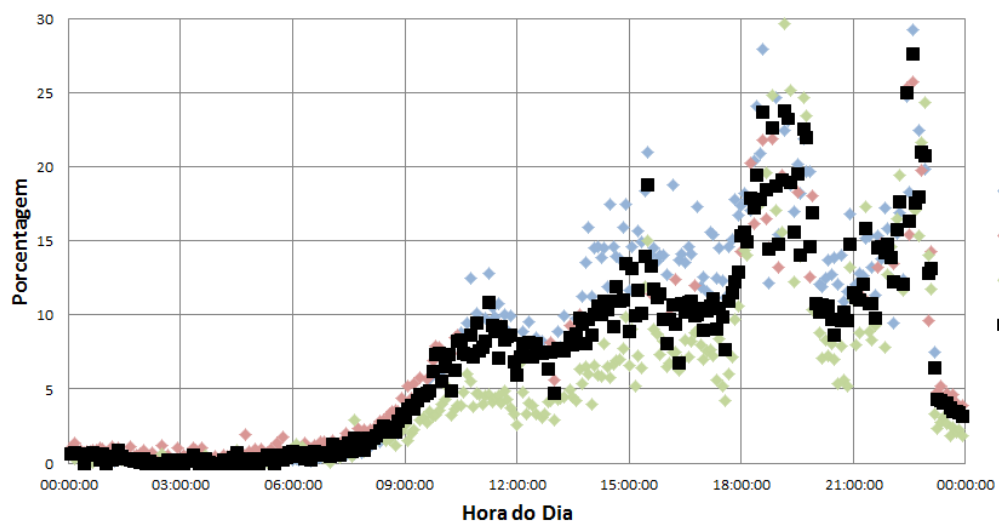
Velocidade km 14



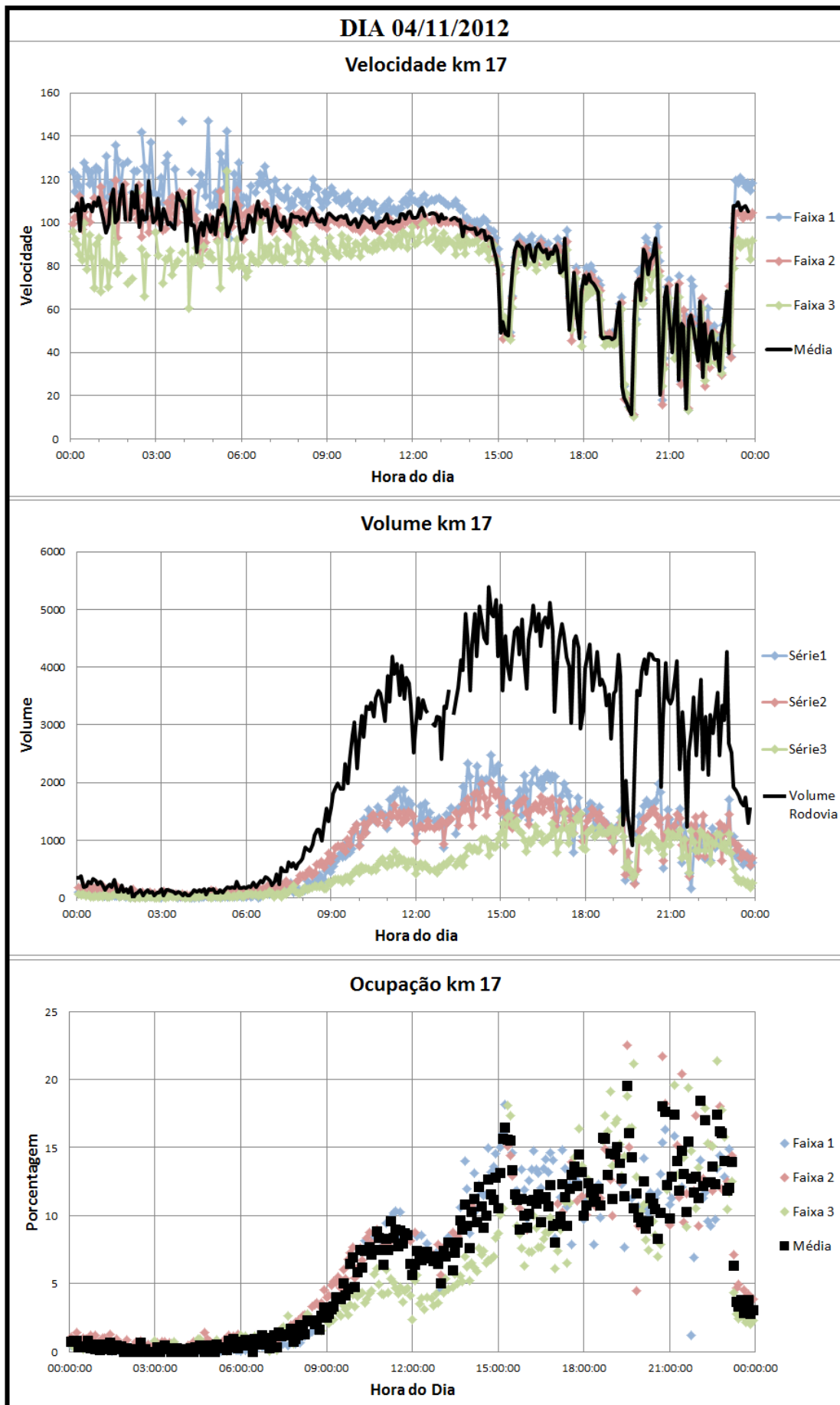
Volume km 14



Ocupação km 14



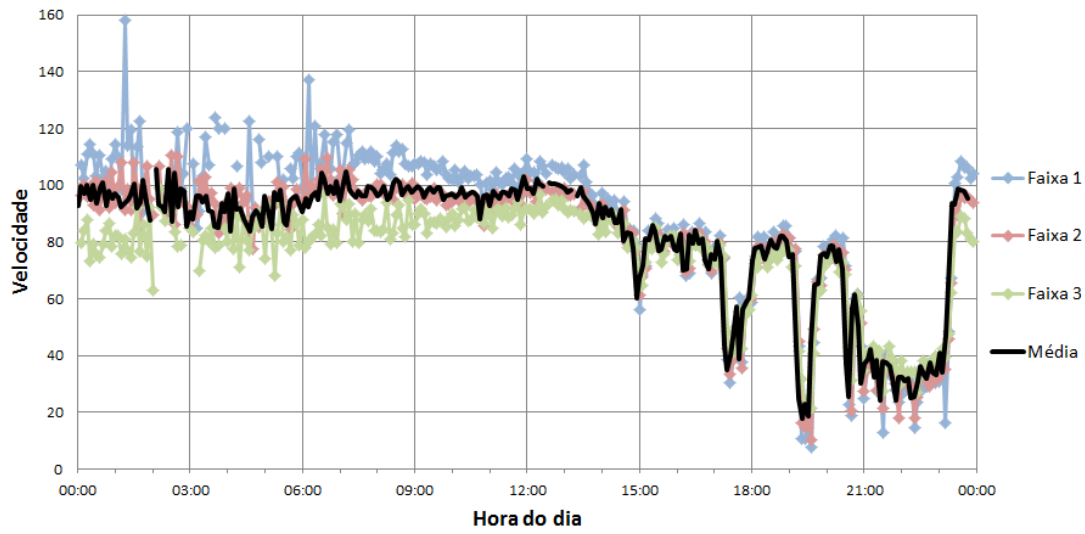
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 04/11/2012, para o km 14



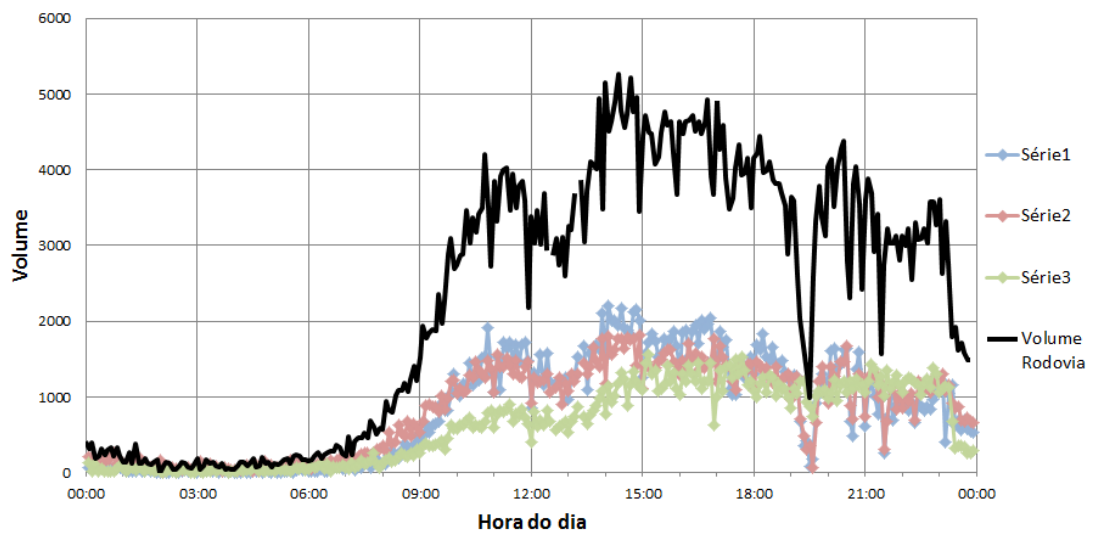
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 04/11/2012, para o km 17

DIA 04/11/2012

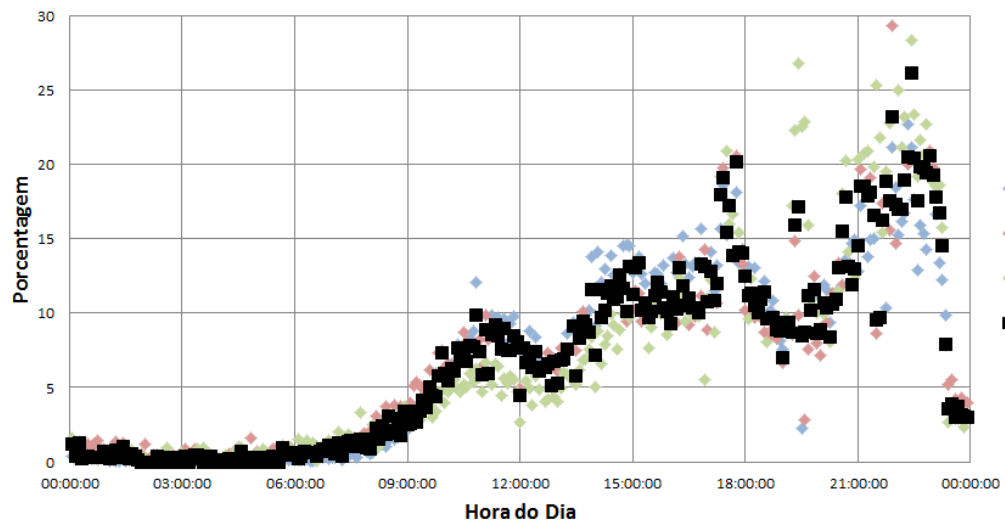
Velocidade km 19



Volume km 19



Ocupação km 19

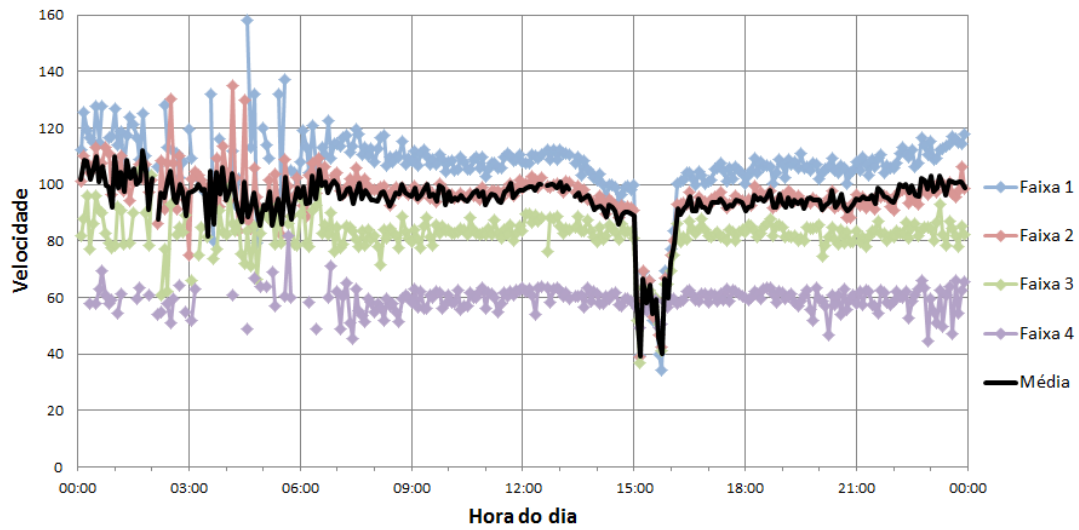


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 04/11/2012, para o km 19

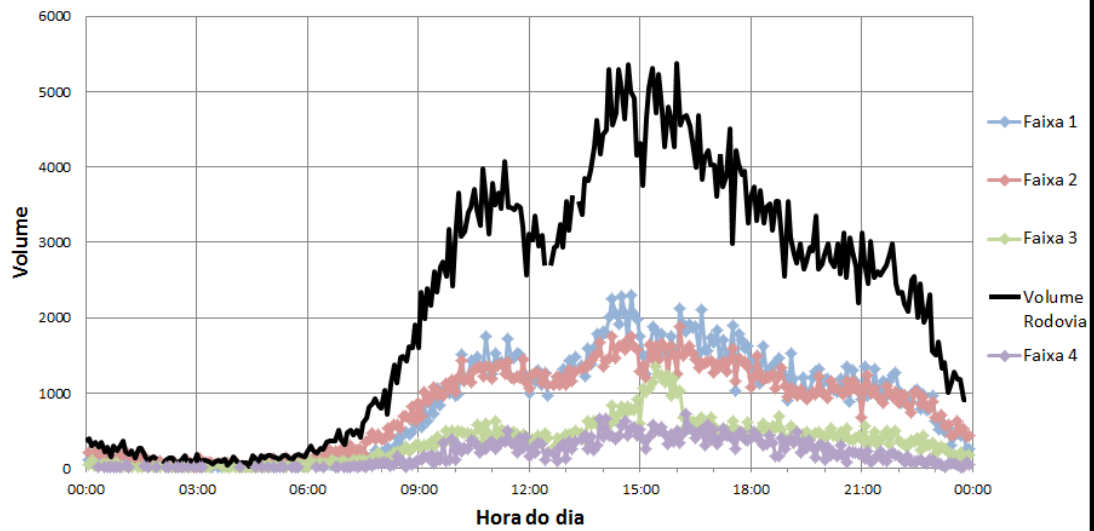
Dia 18/11/2012

DIA 18/11/2012

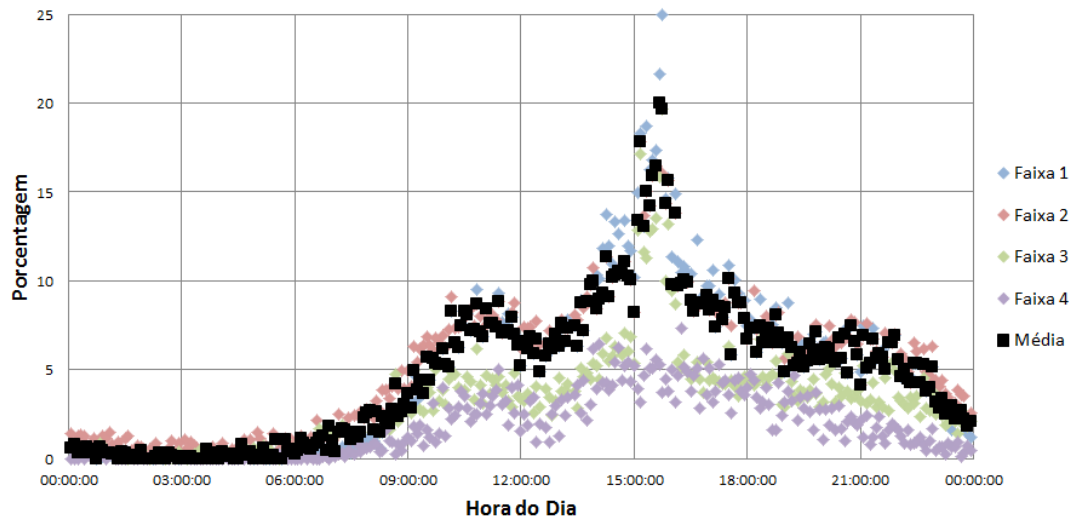
Velocidade km 05



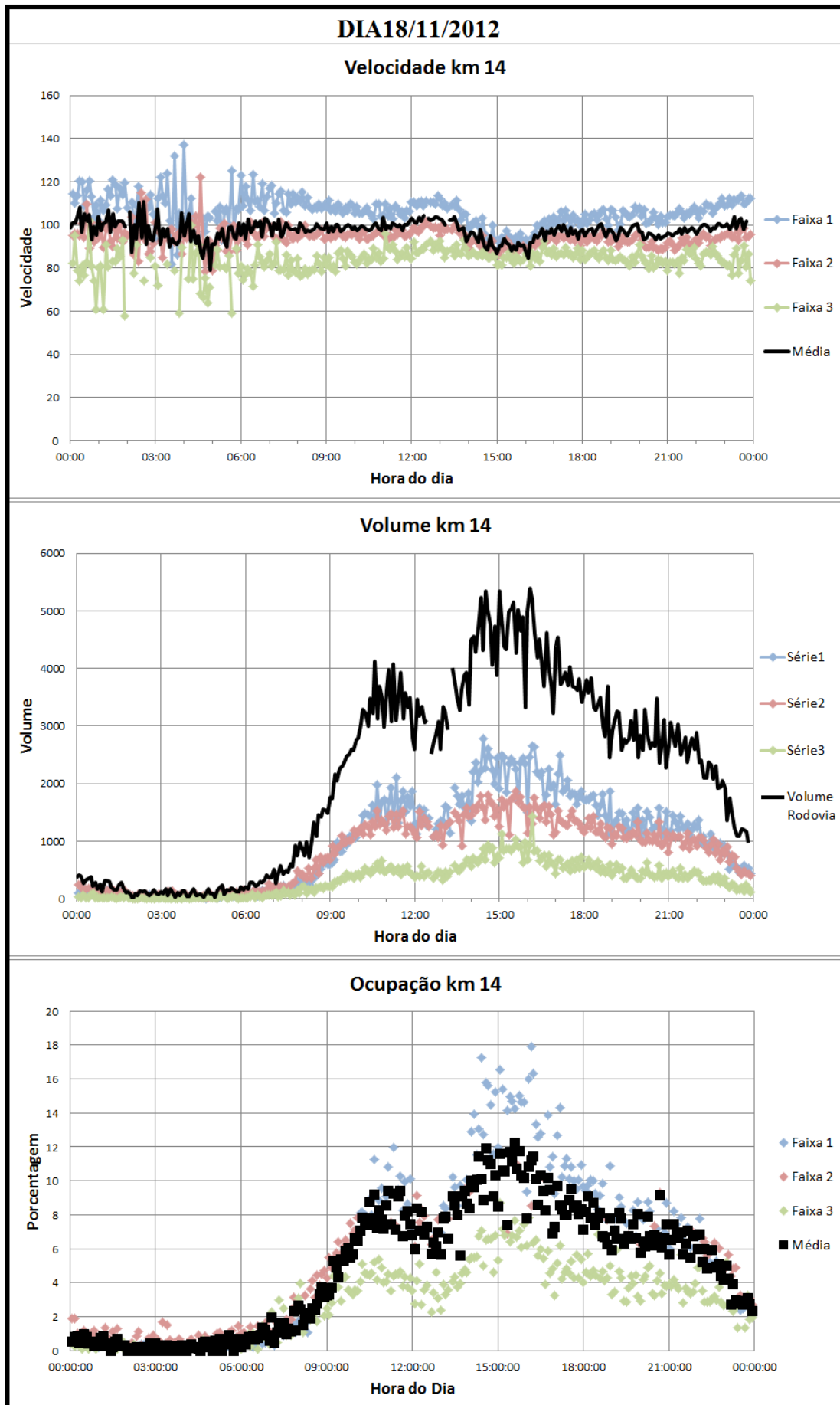
Volume km 05



Ocupação km 05



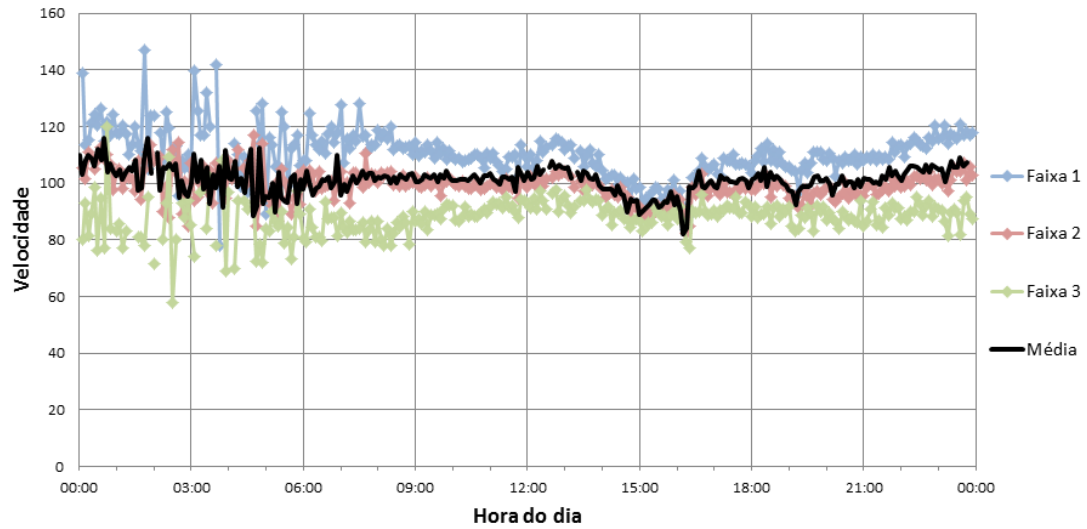
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 18/11/2012, para o km 05



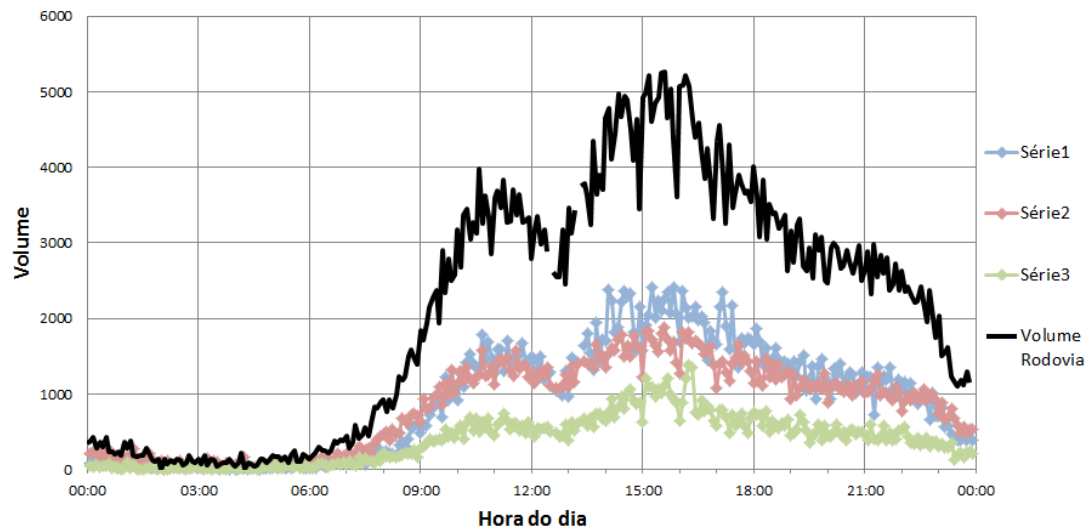
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 18/11/2012, para o km 14

DIA 18/11/2012

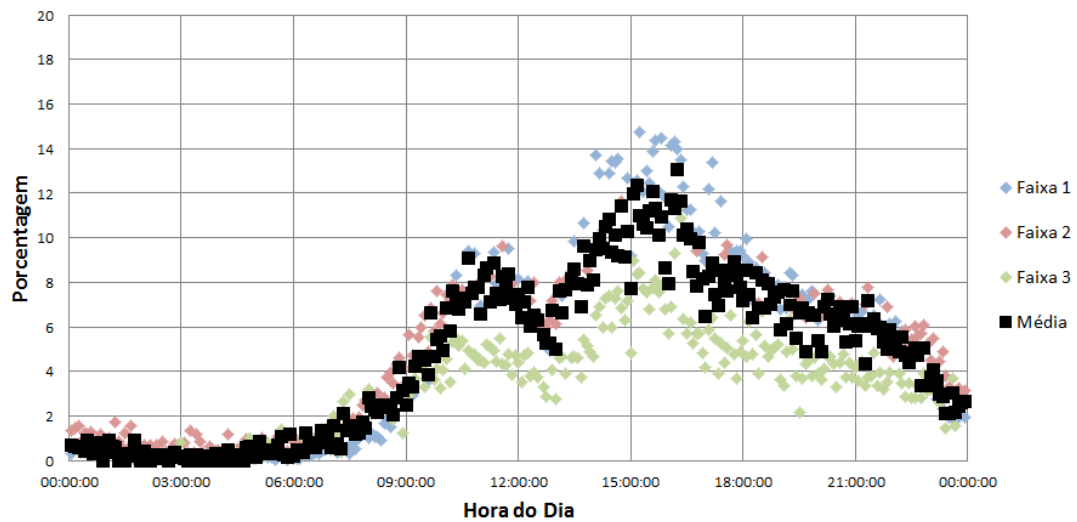
Velocidade km 17



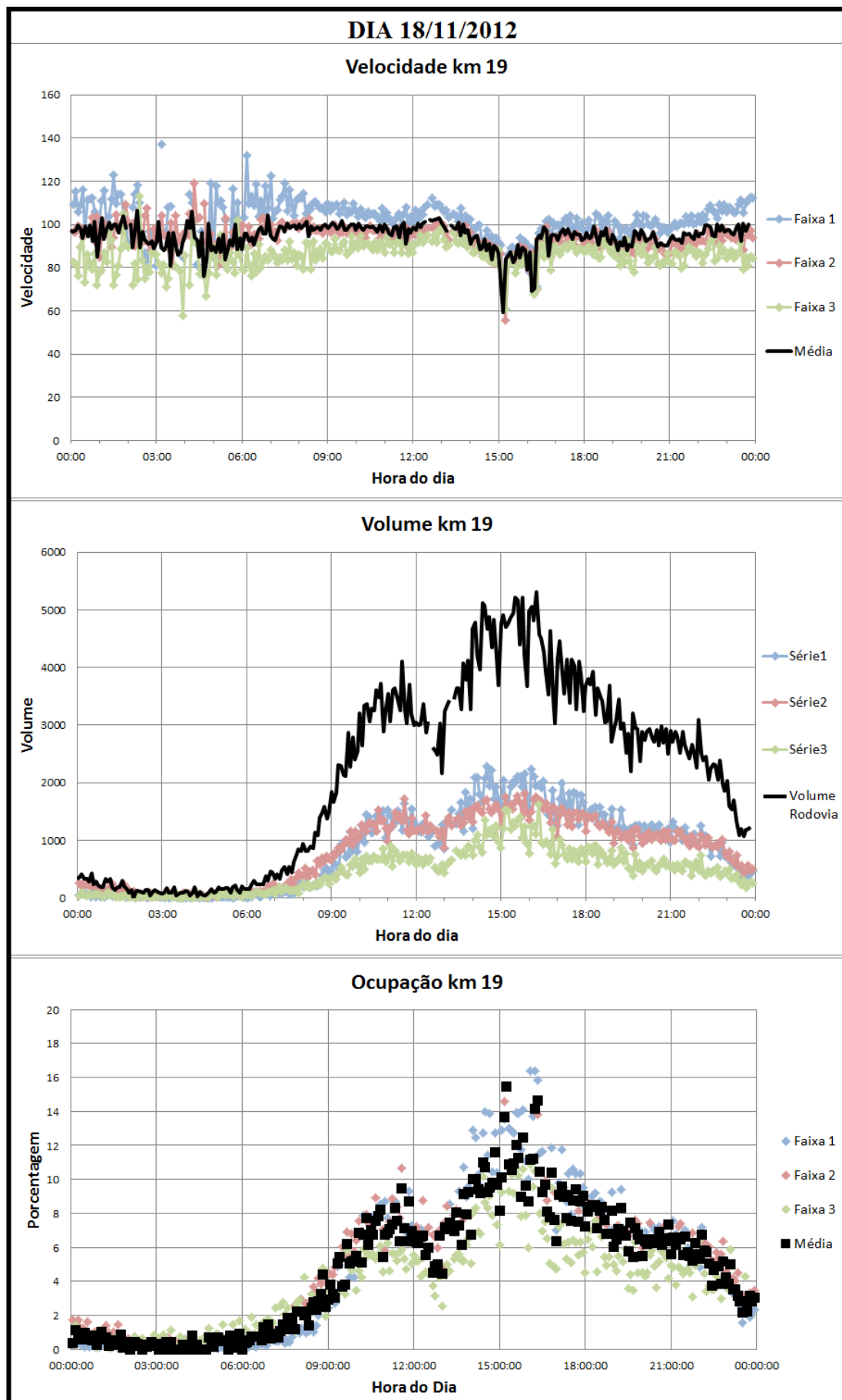
Volume km 17



Ocupação km 17

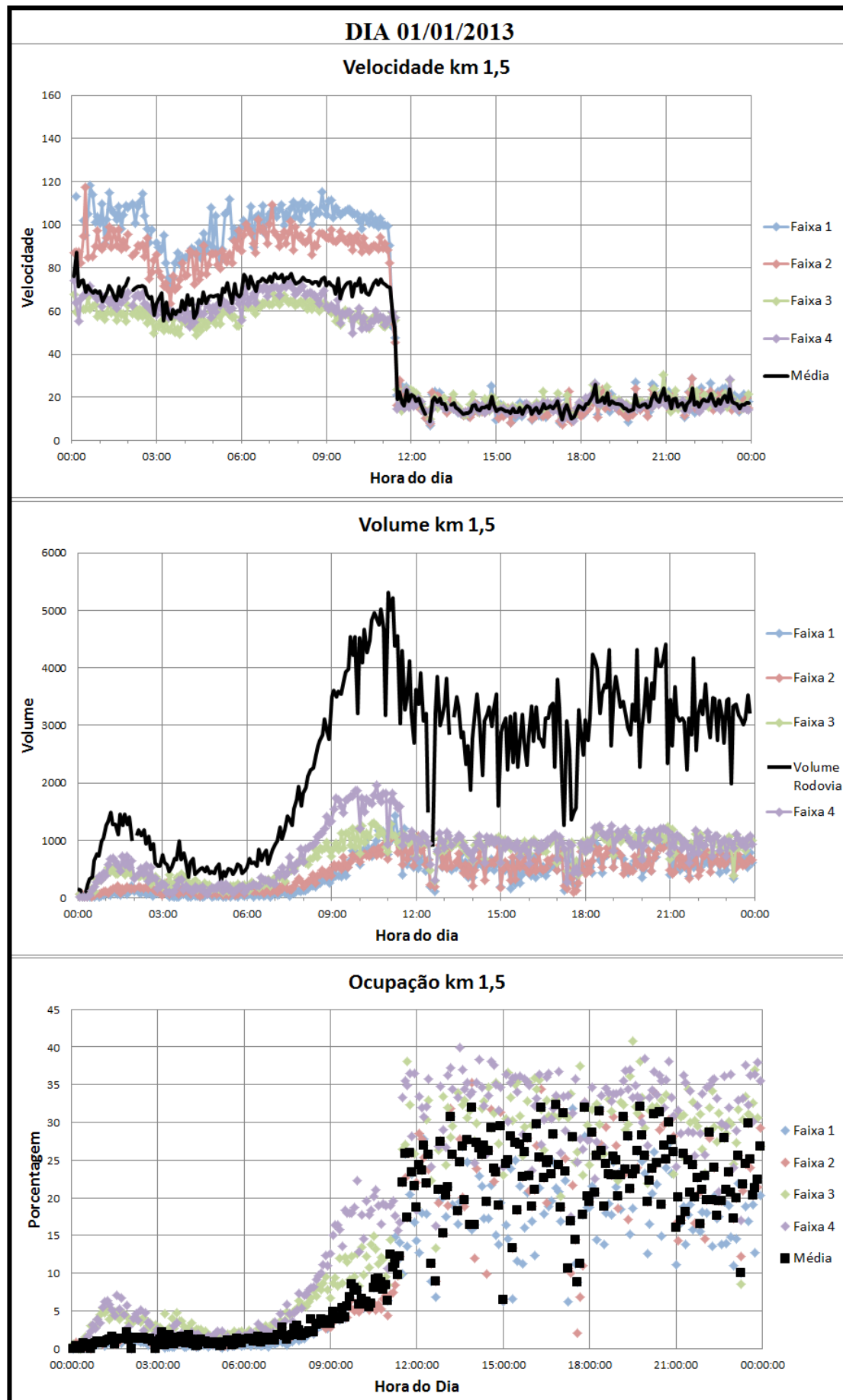


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 18/11/2012, para o km 17



Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 18/11/2012, para o km 19

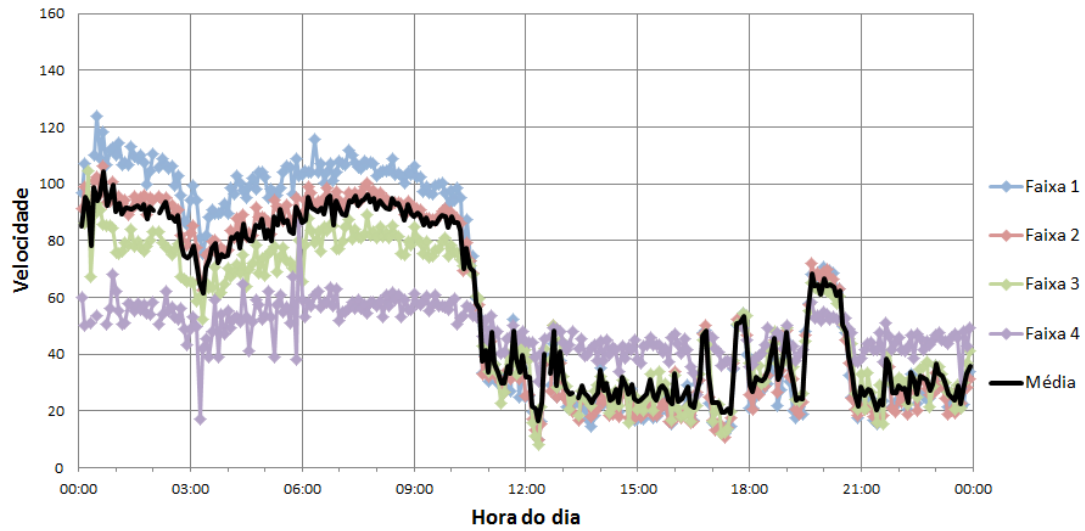
Dia 01/01/2013



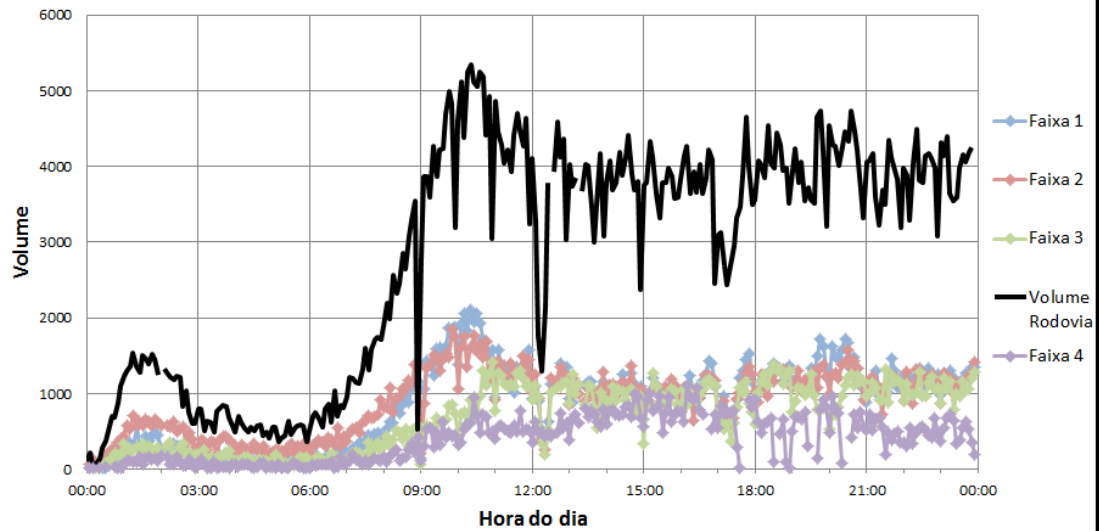
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 01/01/2013, para o km 1,5

DIA 01/01/2013

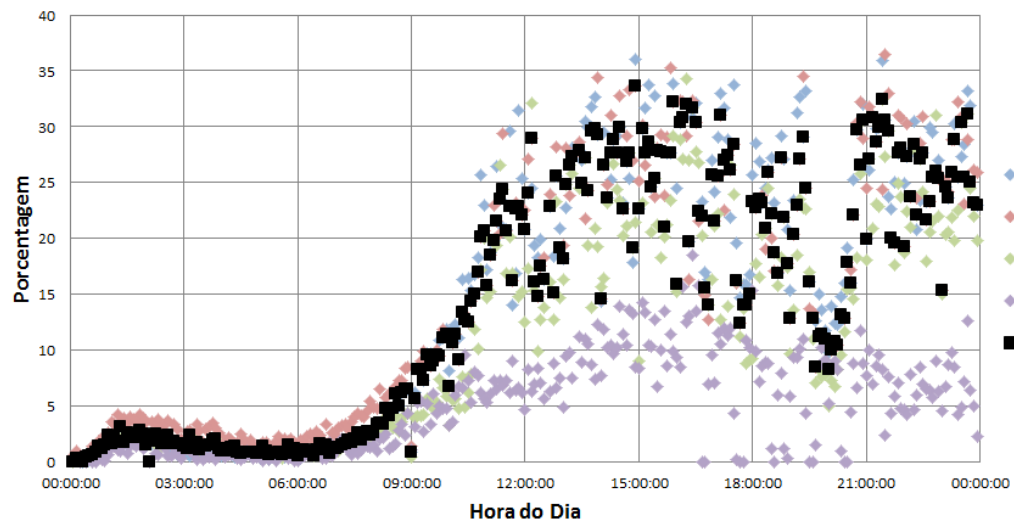
Velocidade km 05



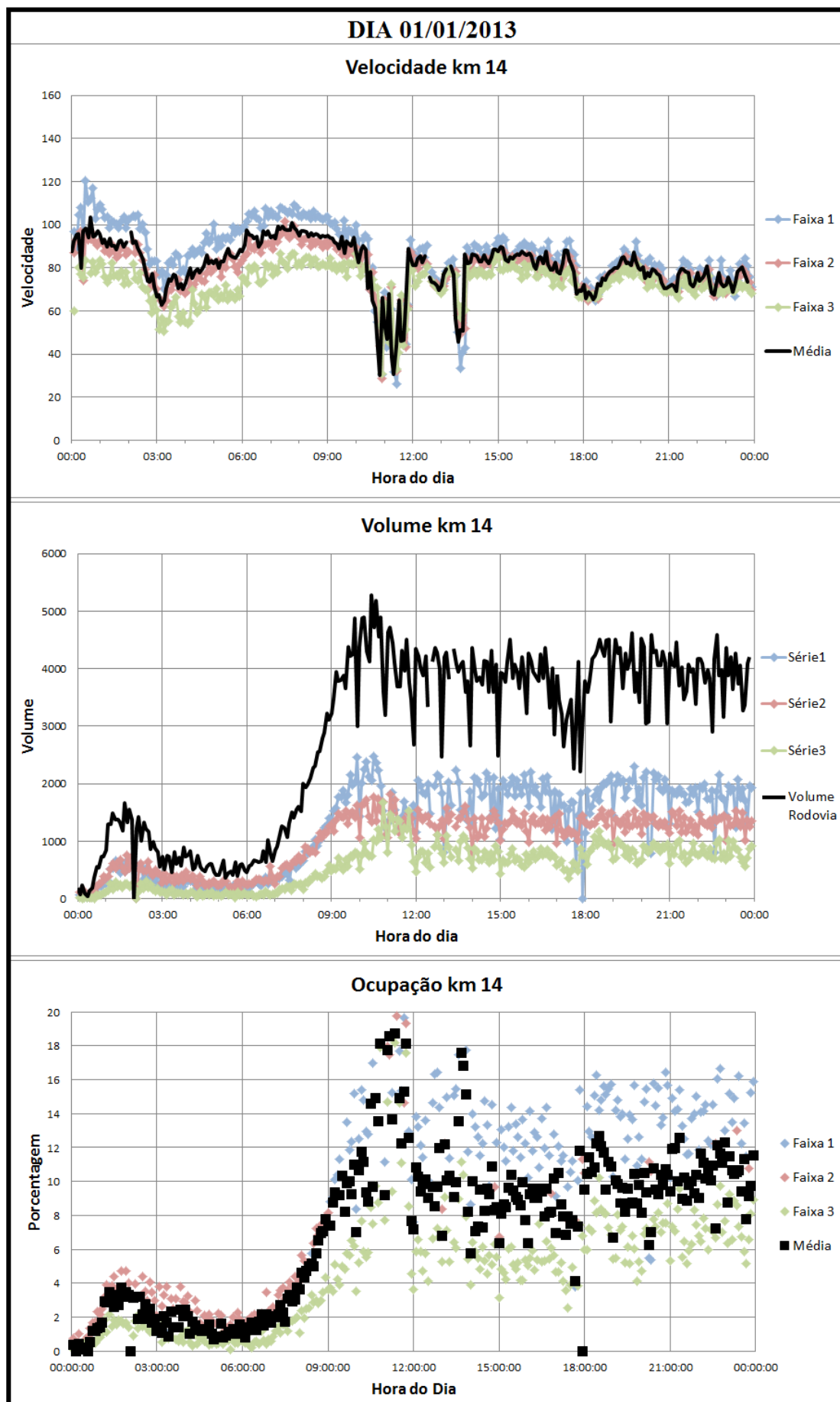
Volume km 05



Ocupação km 05



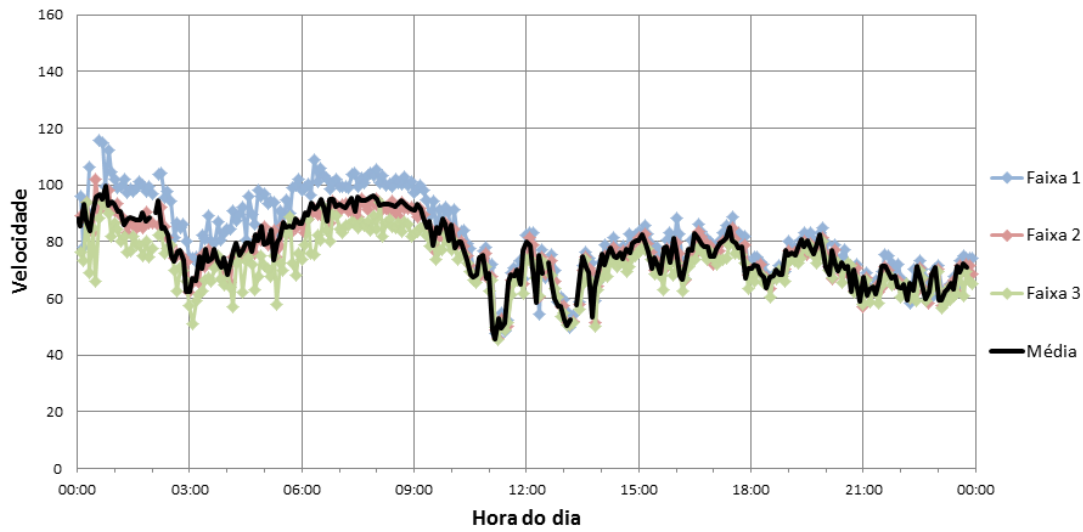
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 01/01/2013, para o km 05



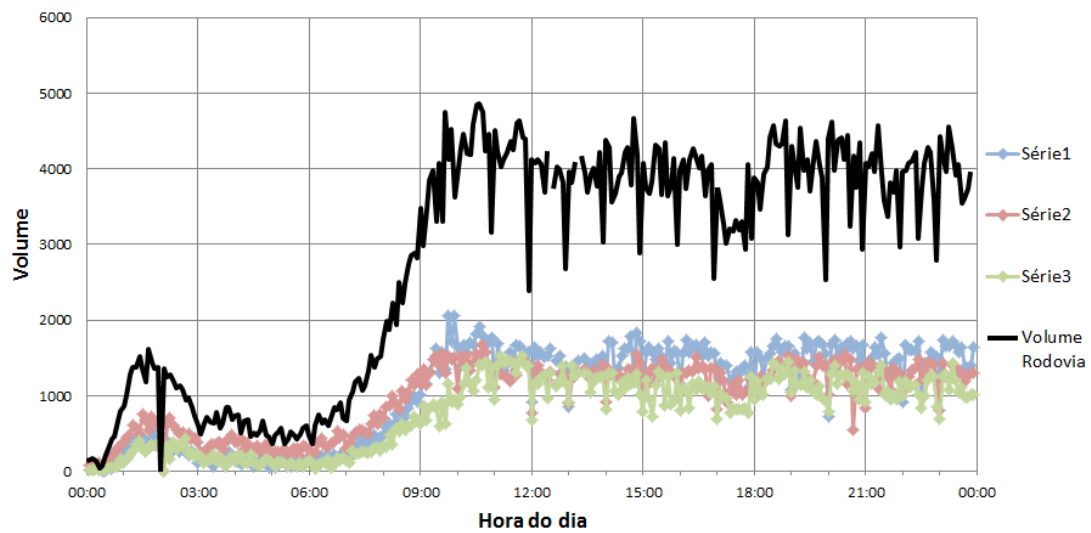
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 01/01/2013, para o km 14

DIA 01/01/2013

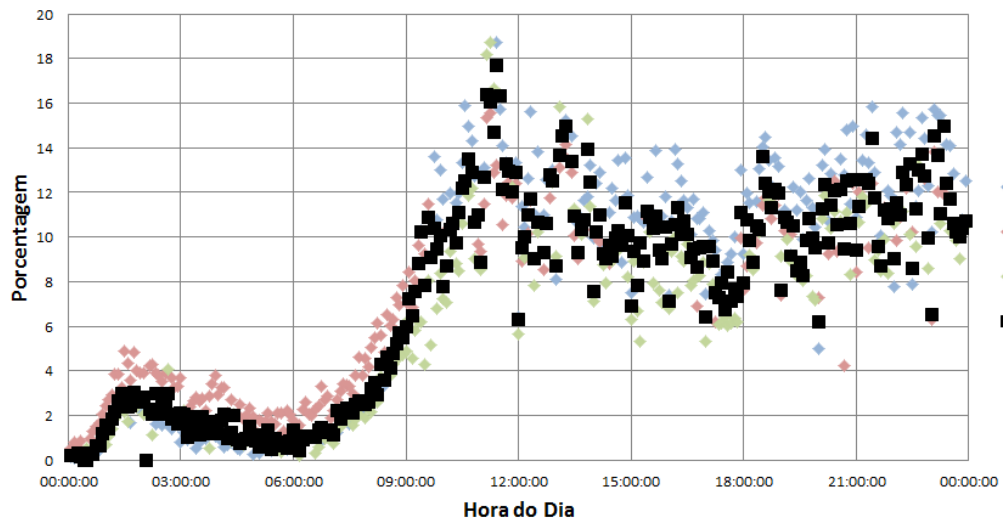
Velocidade km 19



Volume km 19



Ocupação km 19

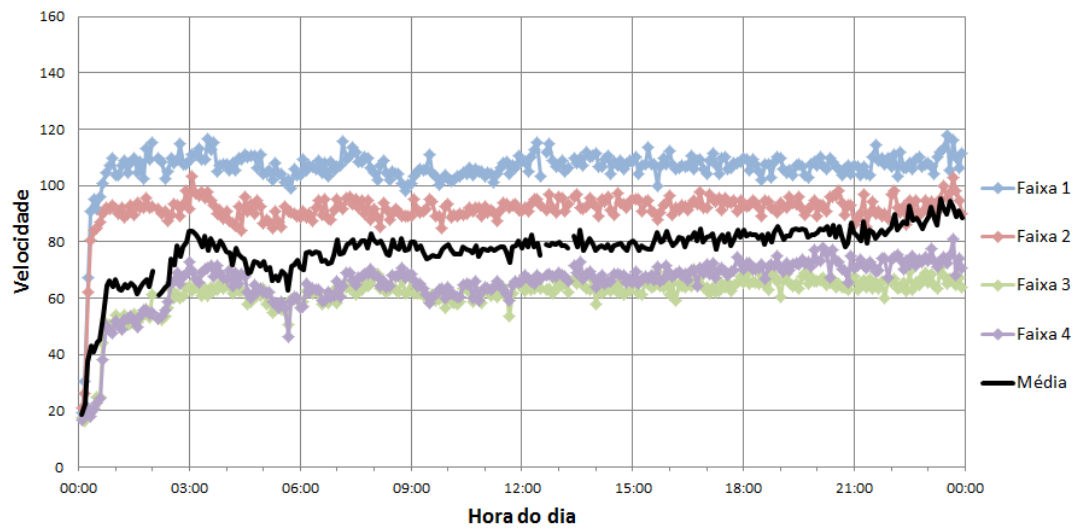


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 01/01/2013, para o km 19

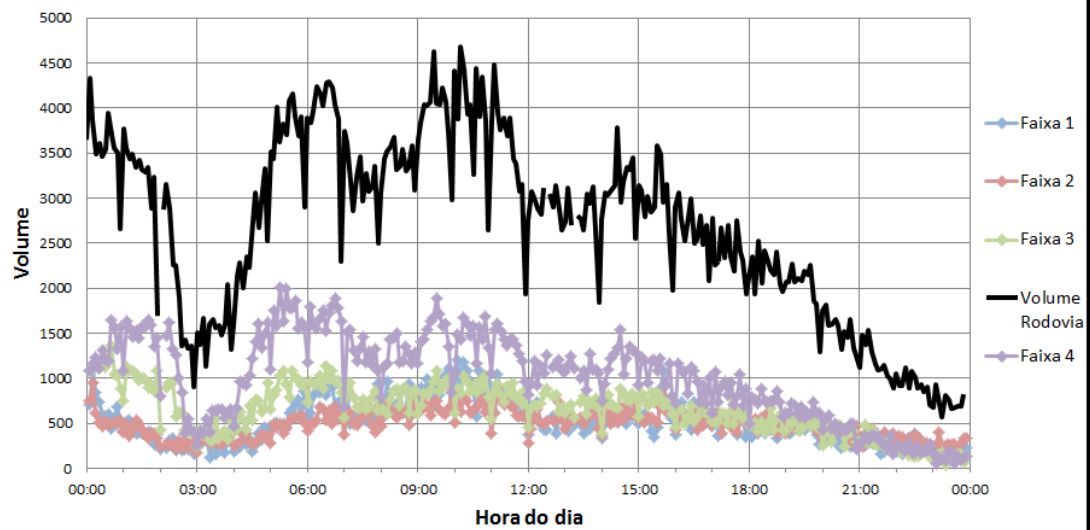
Dia 02/01/2013

DIA 02/01/2013

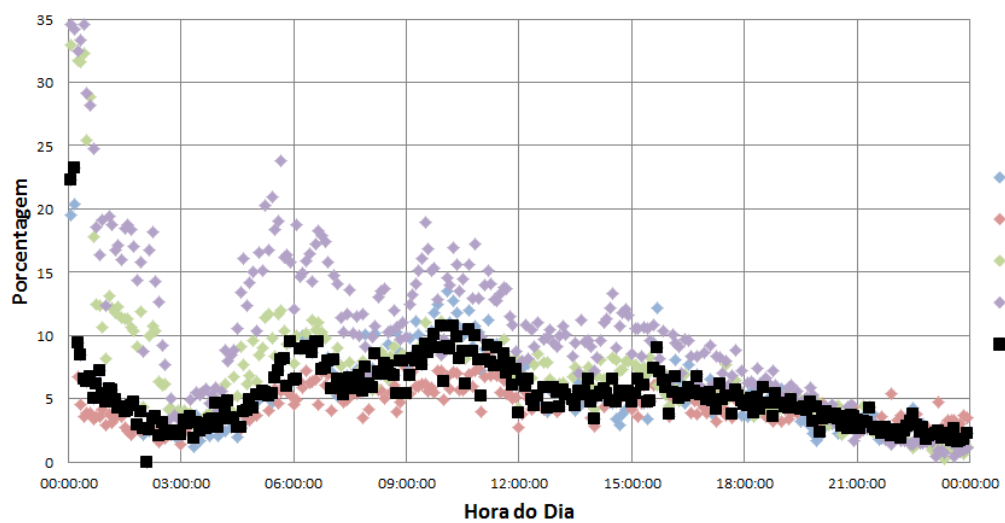
Velocidade km 1,5



Volume km 1,5



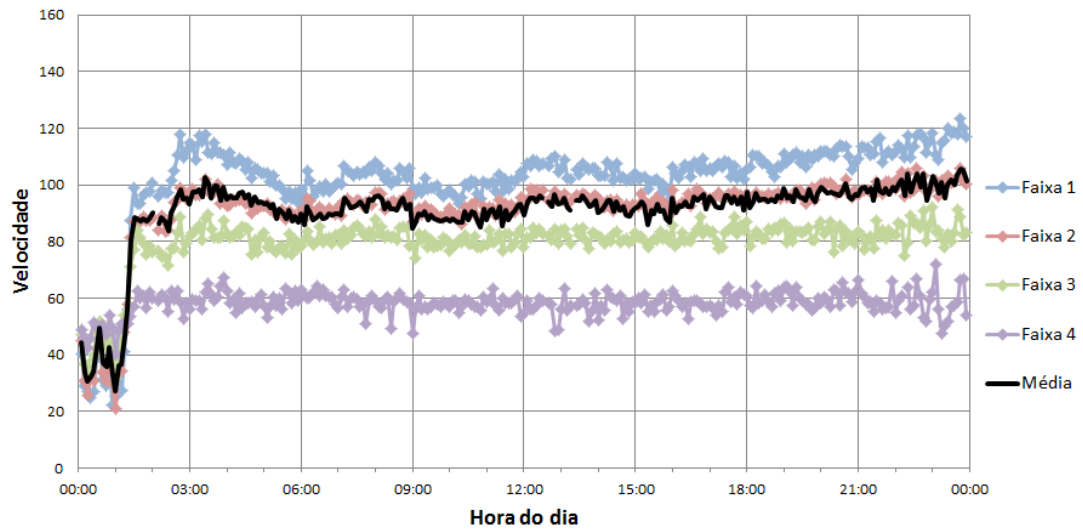
Ocupação km 1,5



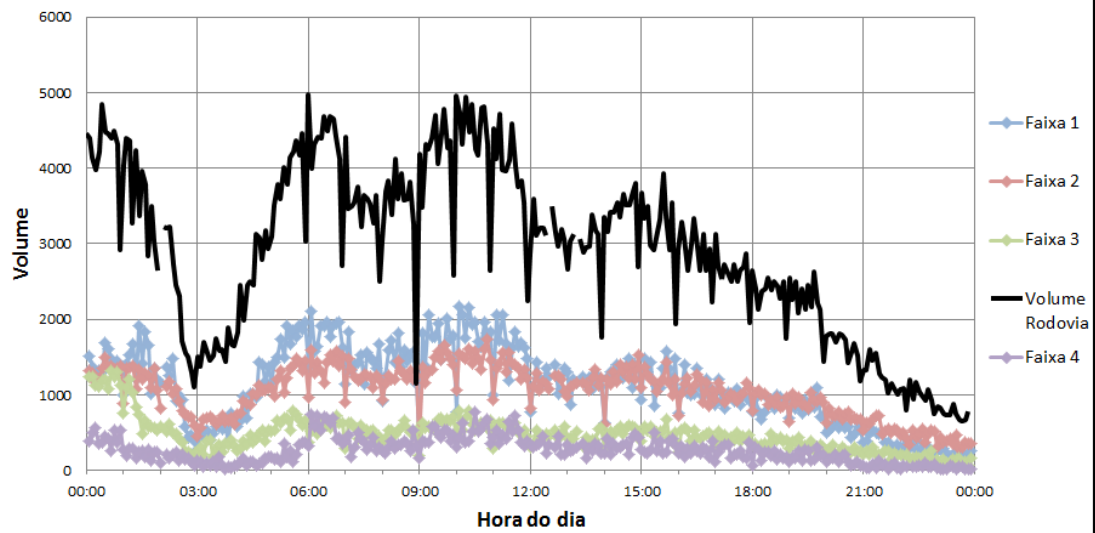
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 02/01/2013, para o km 1,5

DIA 02/01/2013

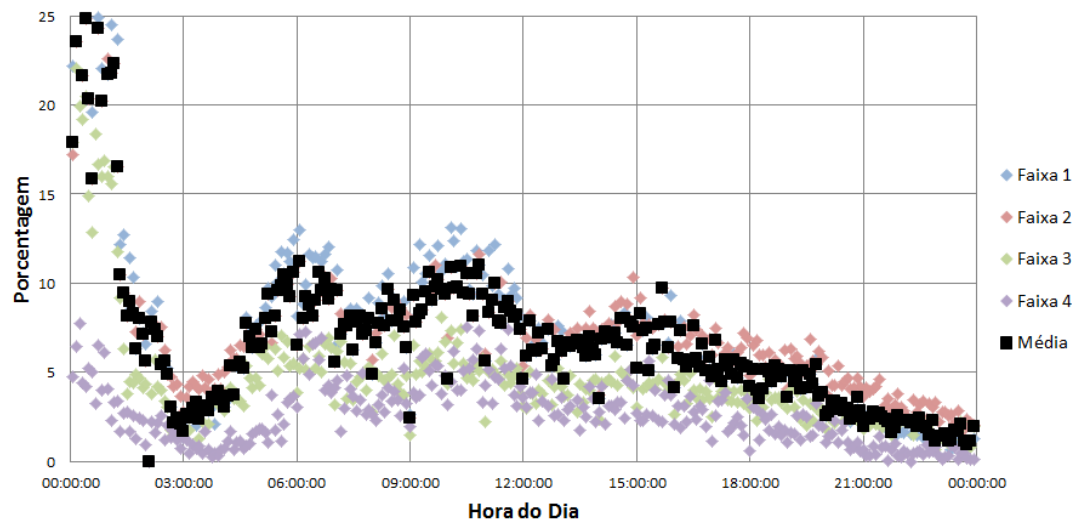
Velocidade km 05



Volume km 05



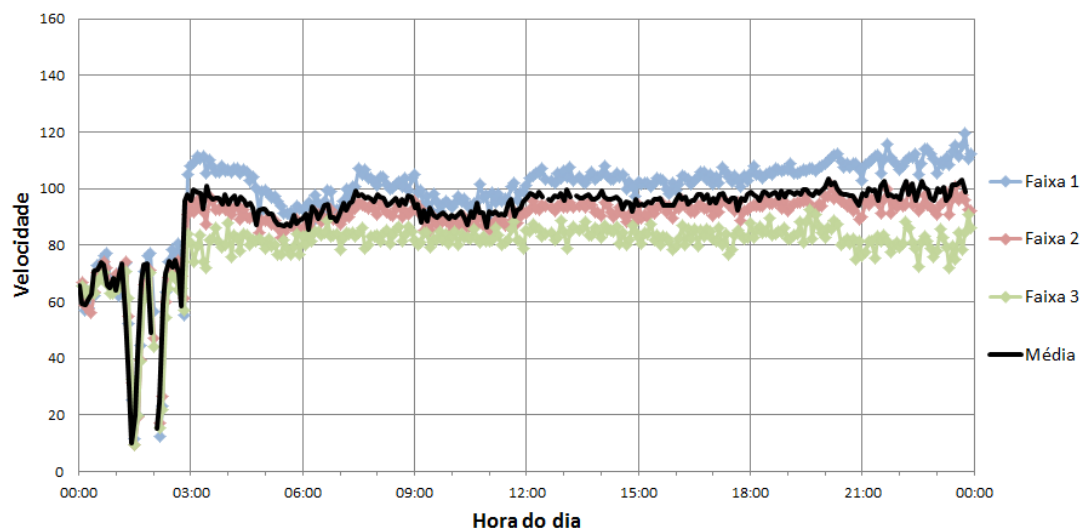
Ocupação km 05



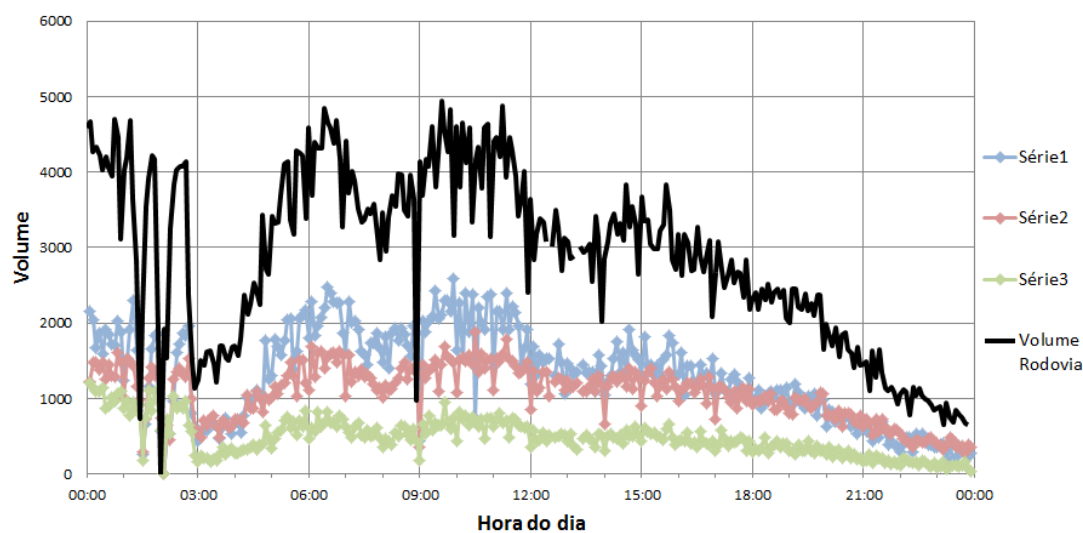
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 02/01/2013, para o km 05

DIA 02/01/2013

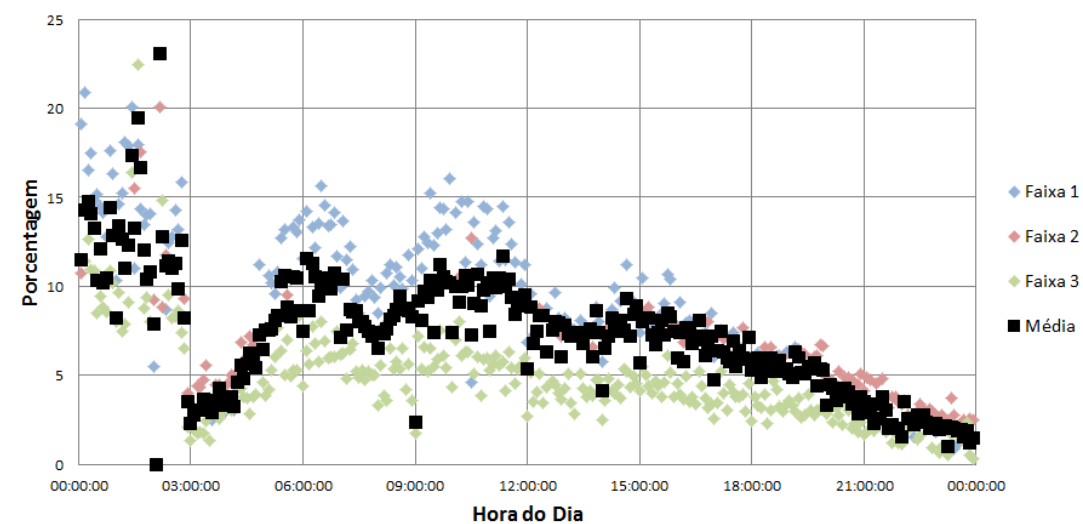
Velocidade km 14



Volume km 14



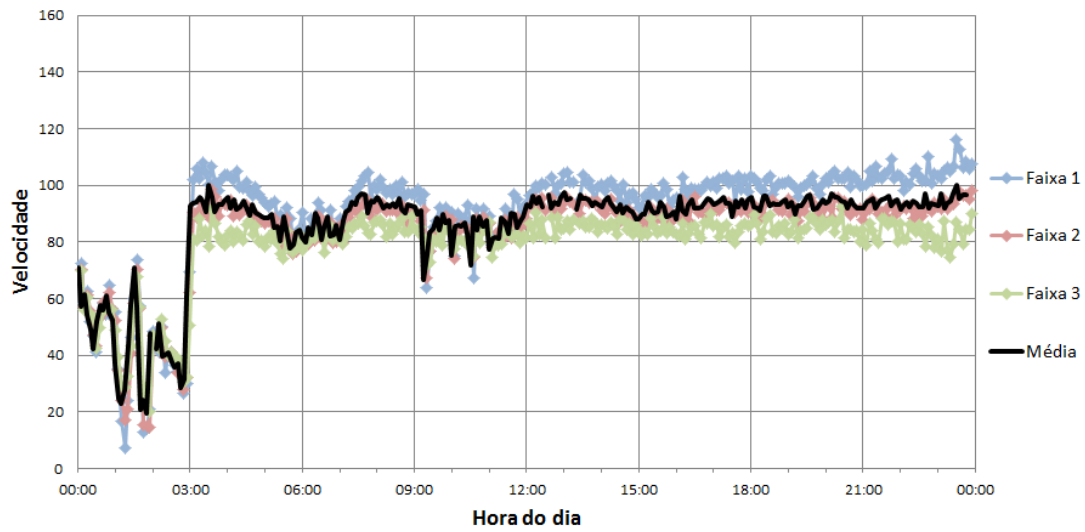
Ocupação km 14



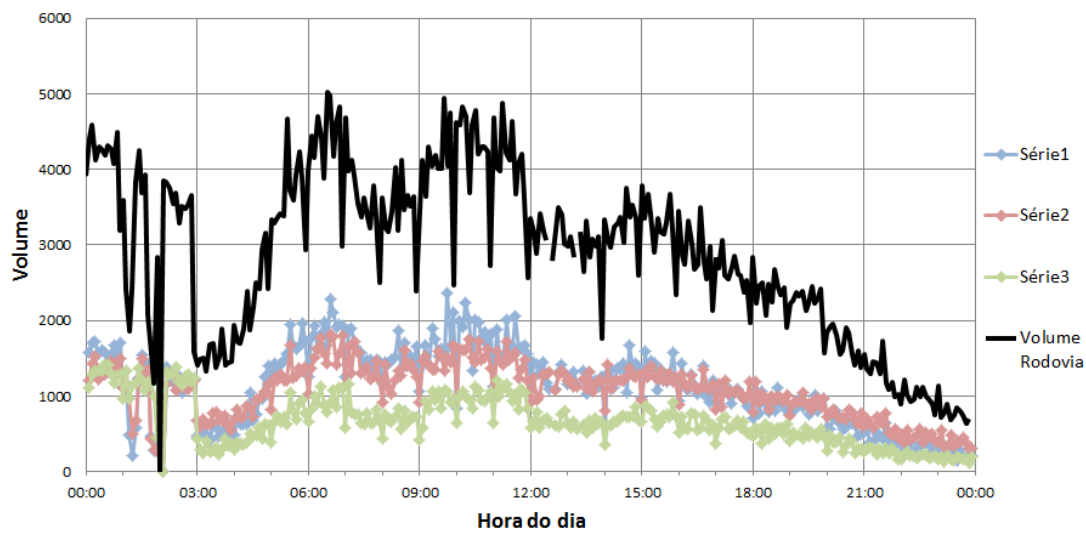
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 02/01/2013, para o km 14

DIA 02/01/2013

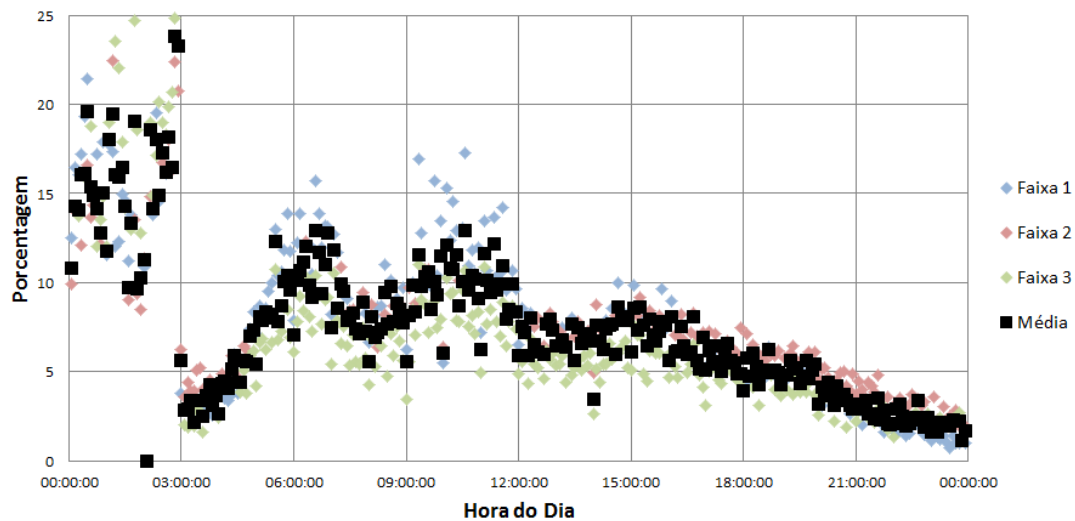
Velocidade km 19



Volume km 19

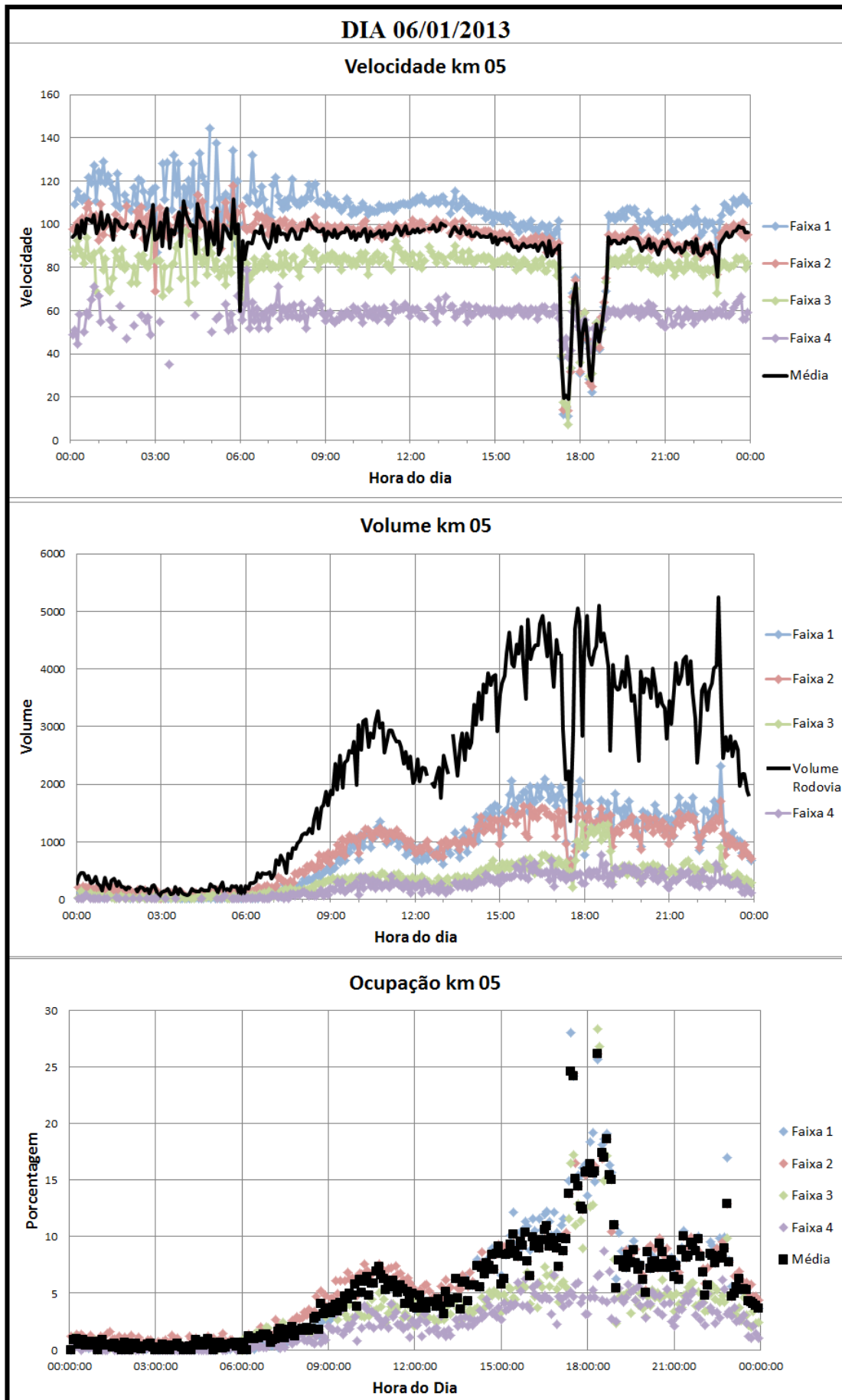


Ocupação km 19

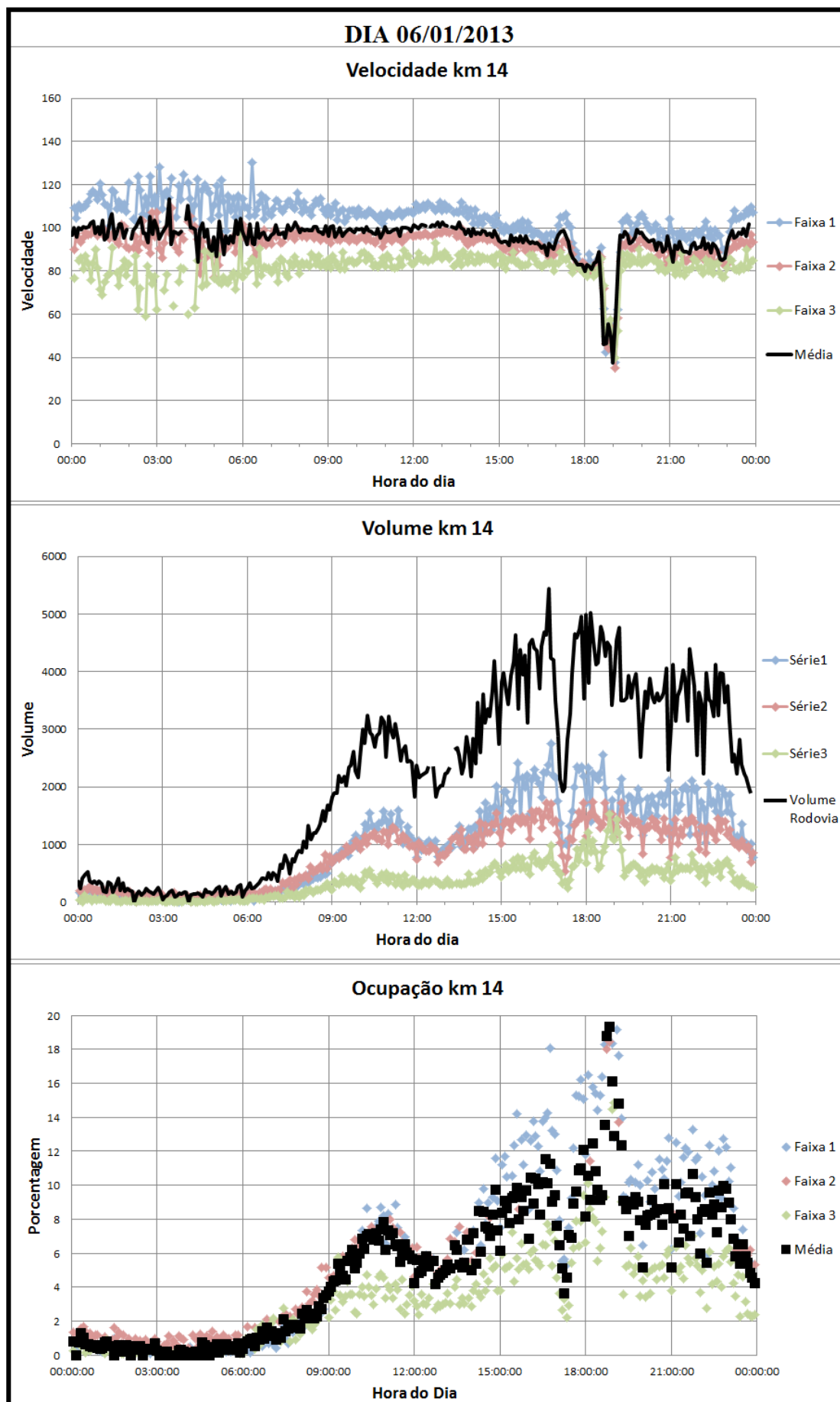


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 02/01/2013, para o km 19

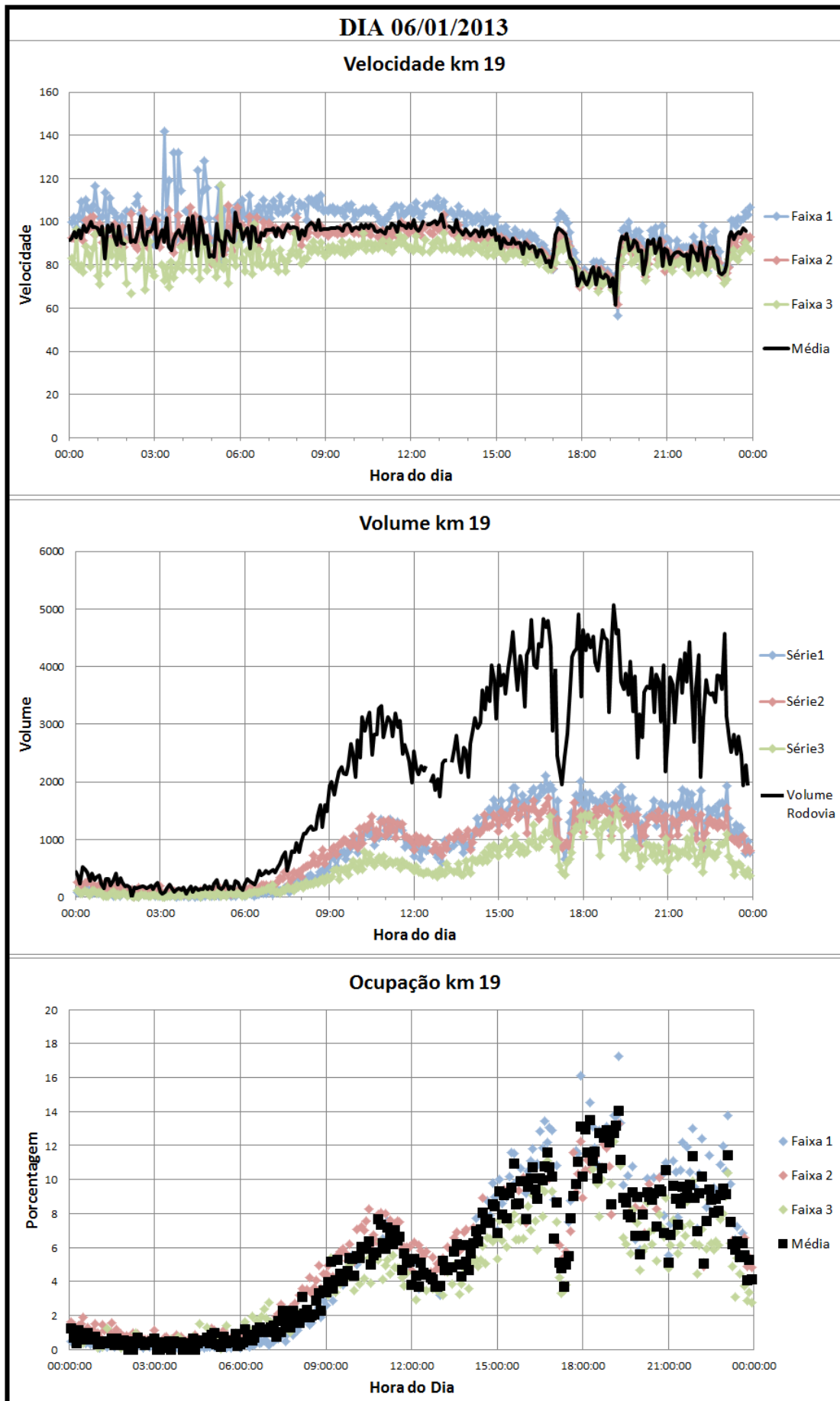
Dia 06/01/2013



Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 06/01/2013, para o km 05



Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 06/01/2013, para o km 14

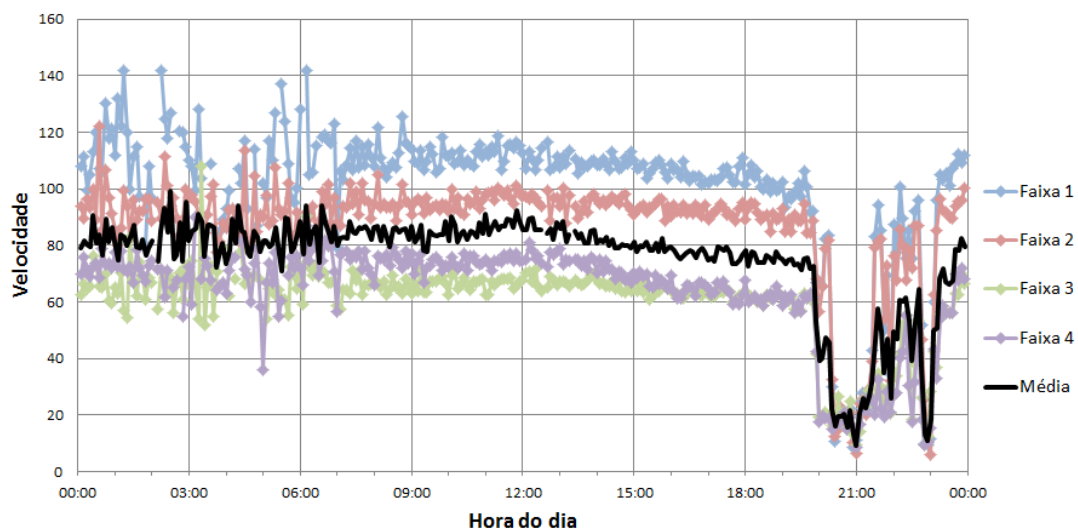


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 06/01/2013, para o km 19

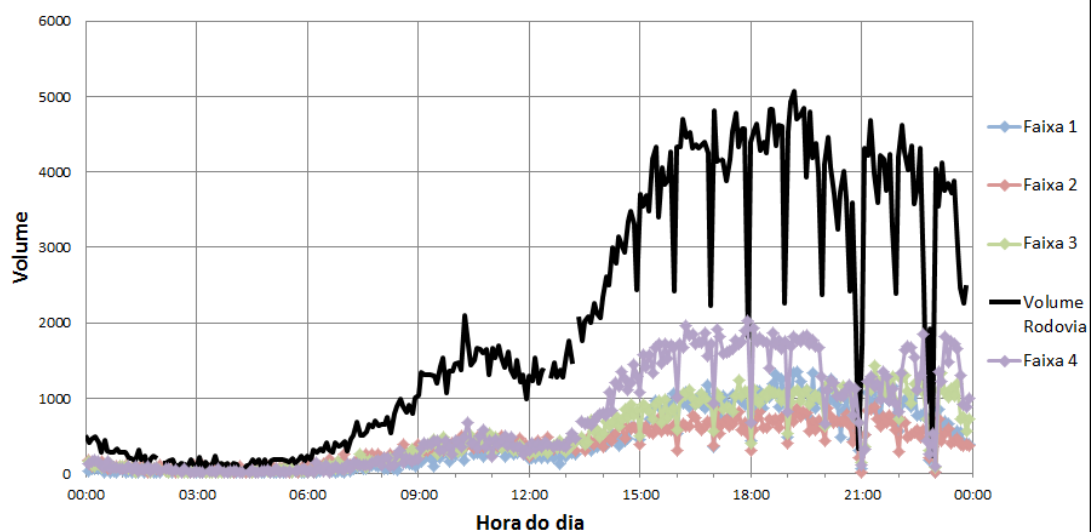
Dia 13/01/2013

DIA 13/01/2013

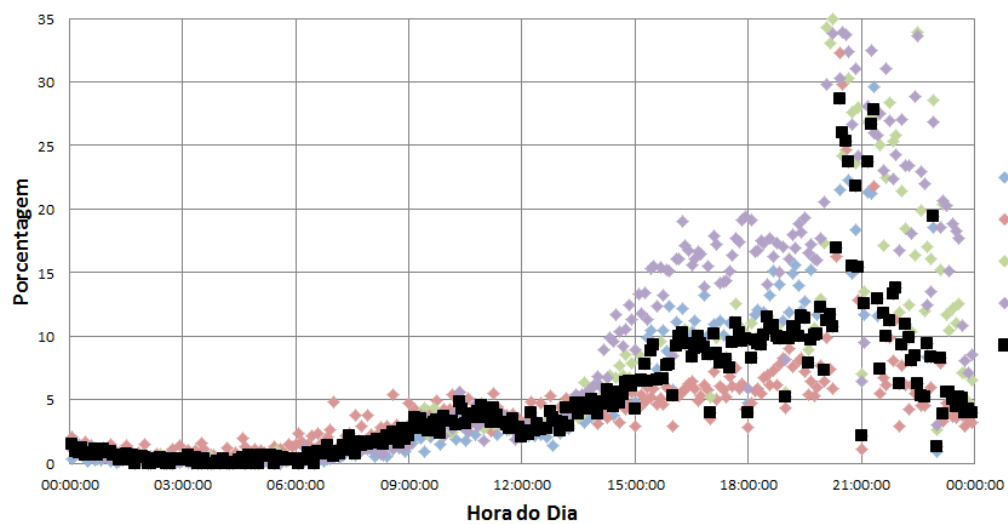
Velocidade km 1,5



Volume km 1,5



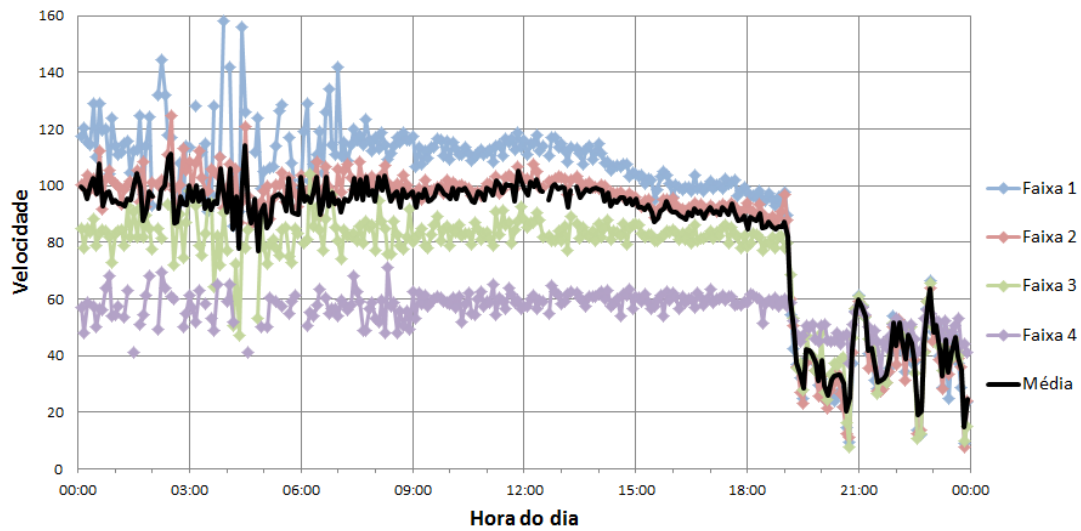
Ocupação km 1,5



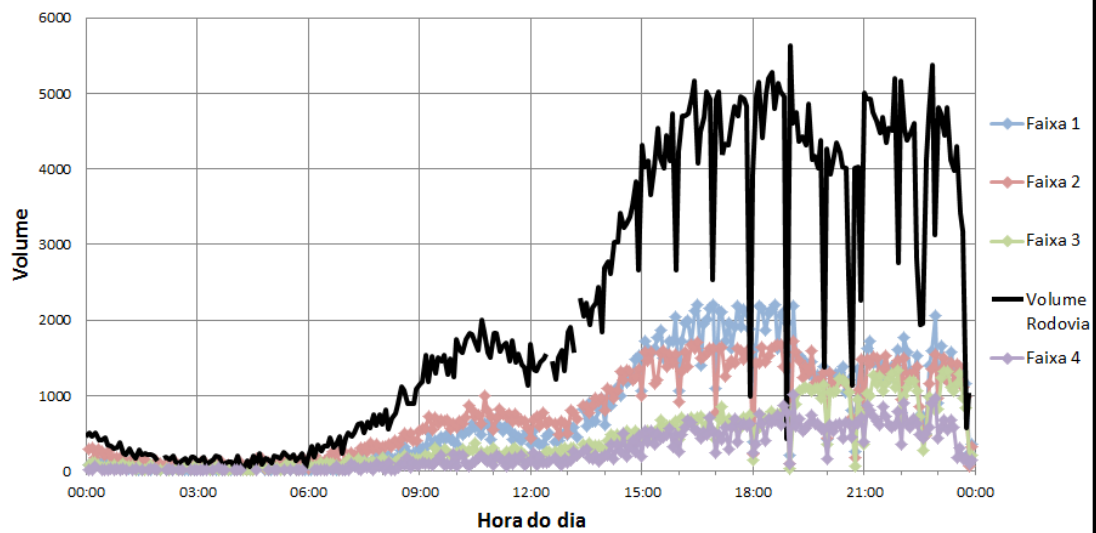
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 13/01/2013, para o km 1,5

DIA 13/01/2013

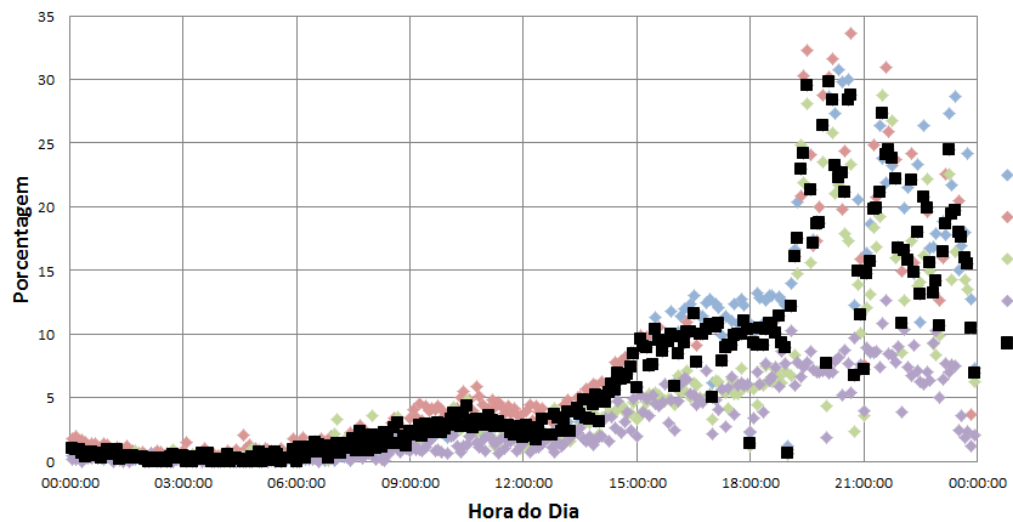
Velocidade km 05



Volume km 05



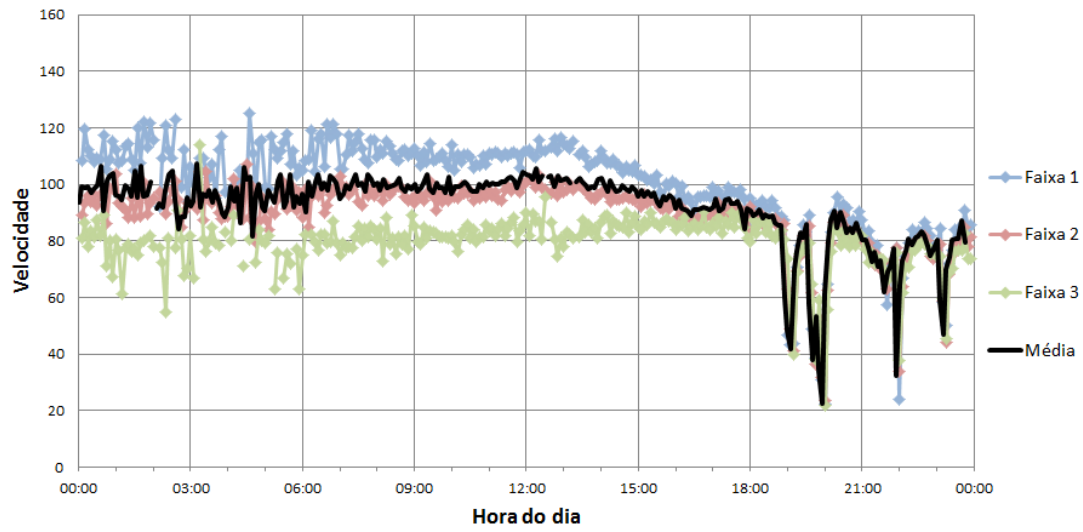
Ocupação km 05



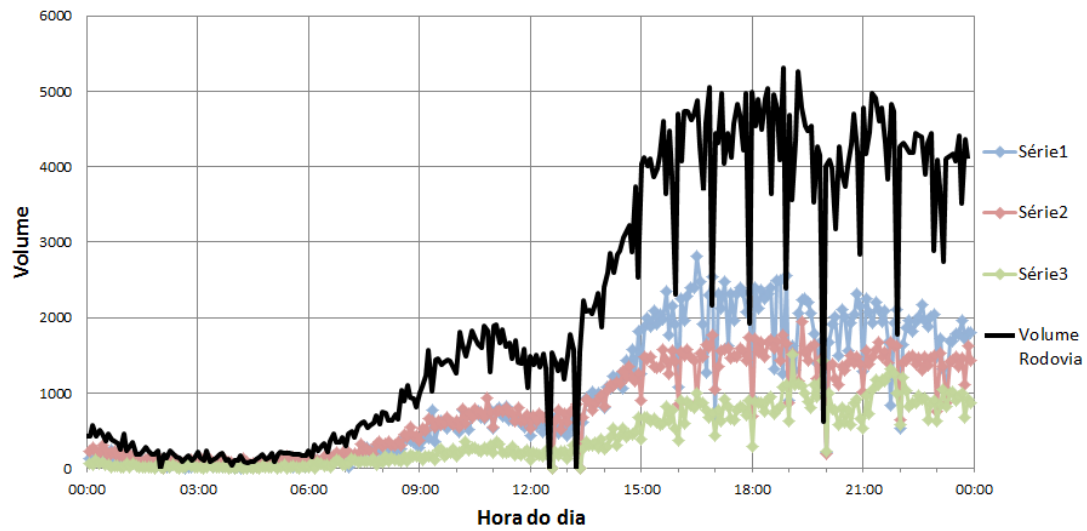
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 13/01/2013, para o km 05

DIA 13/01/2013

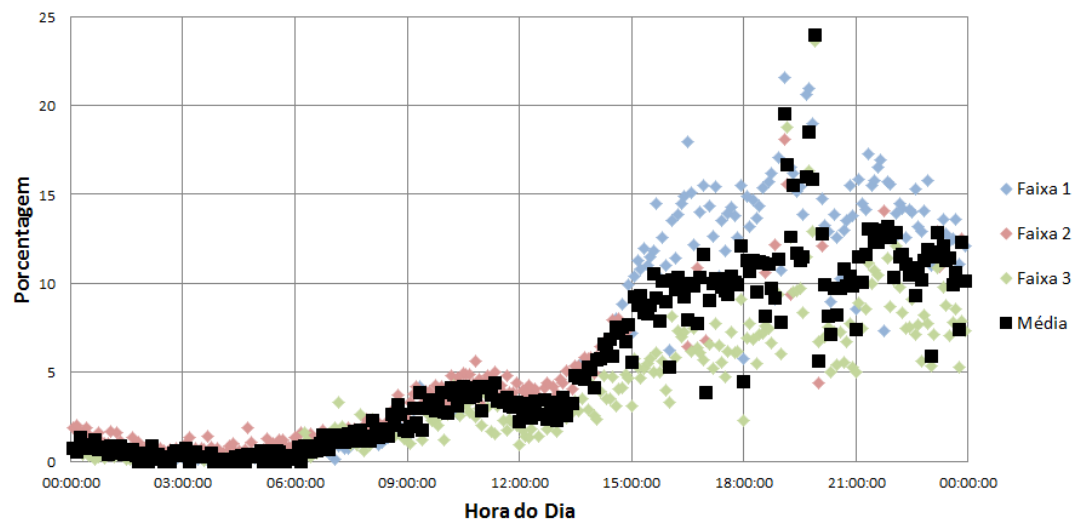
Velocidade km 14



Volume km 14



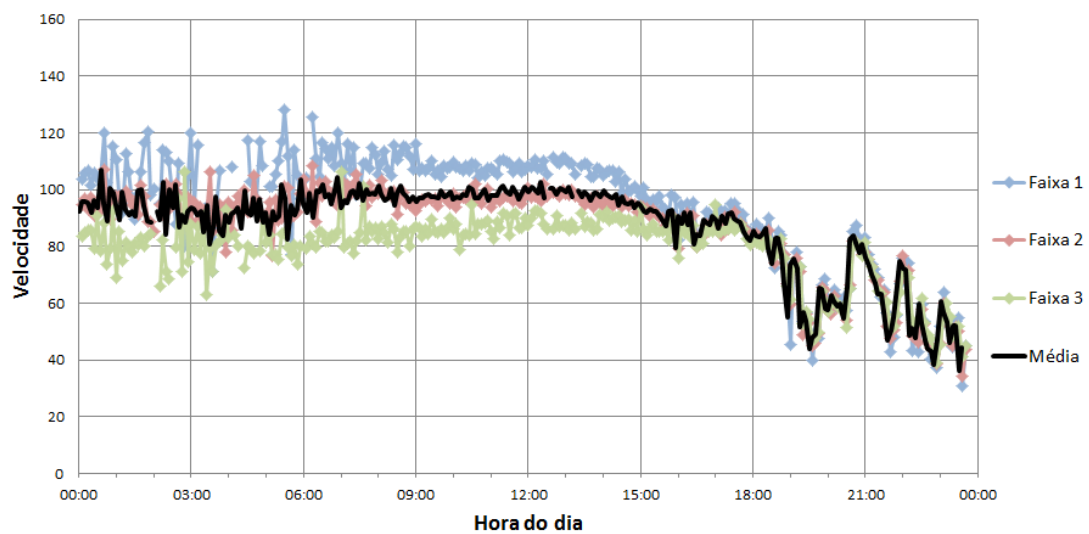
Ocupação km 14



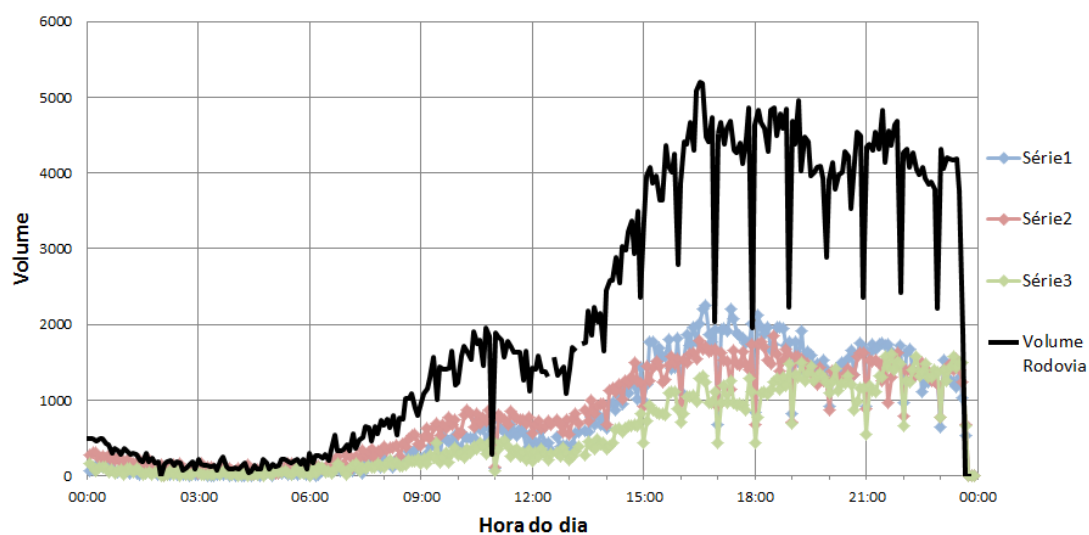
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 13/01/2013, para o km 14

DIA 13/01/2013

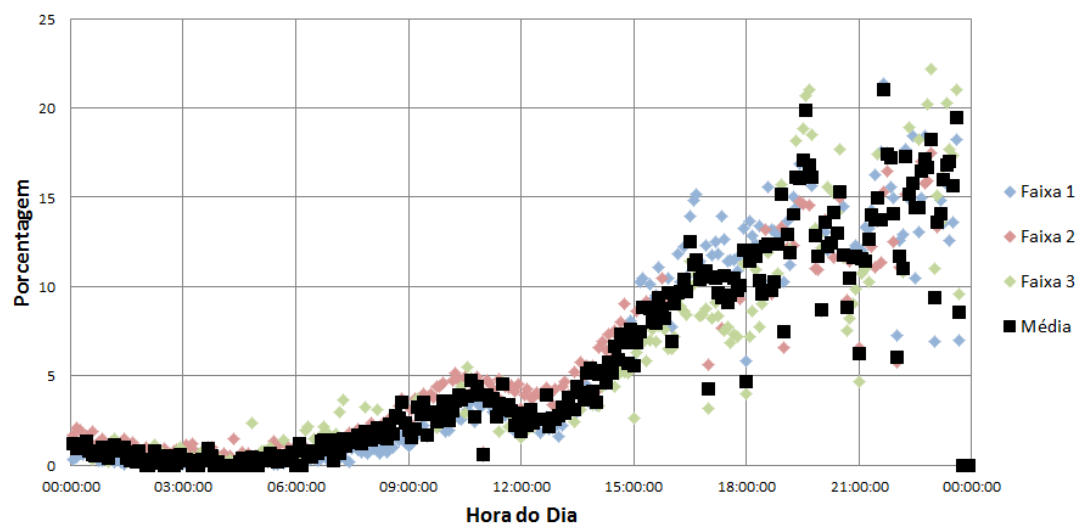
Velocidade km 19



Volume km 19

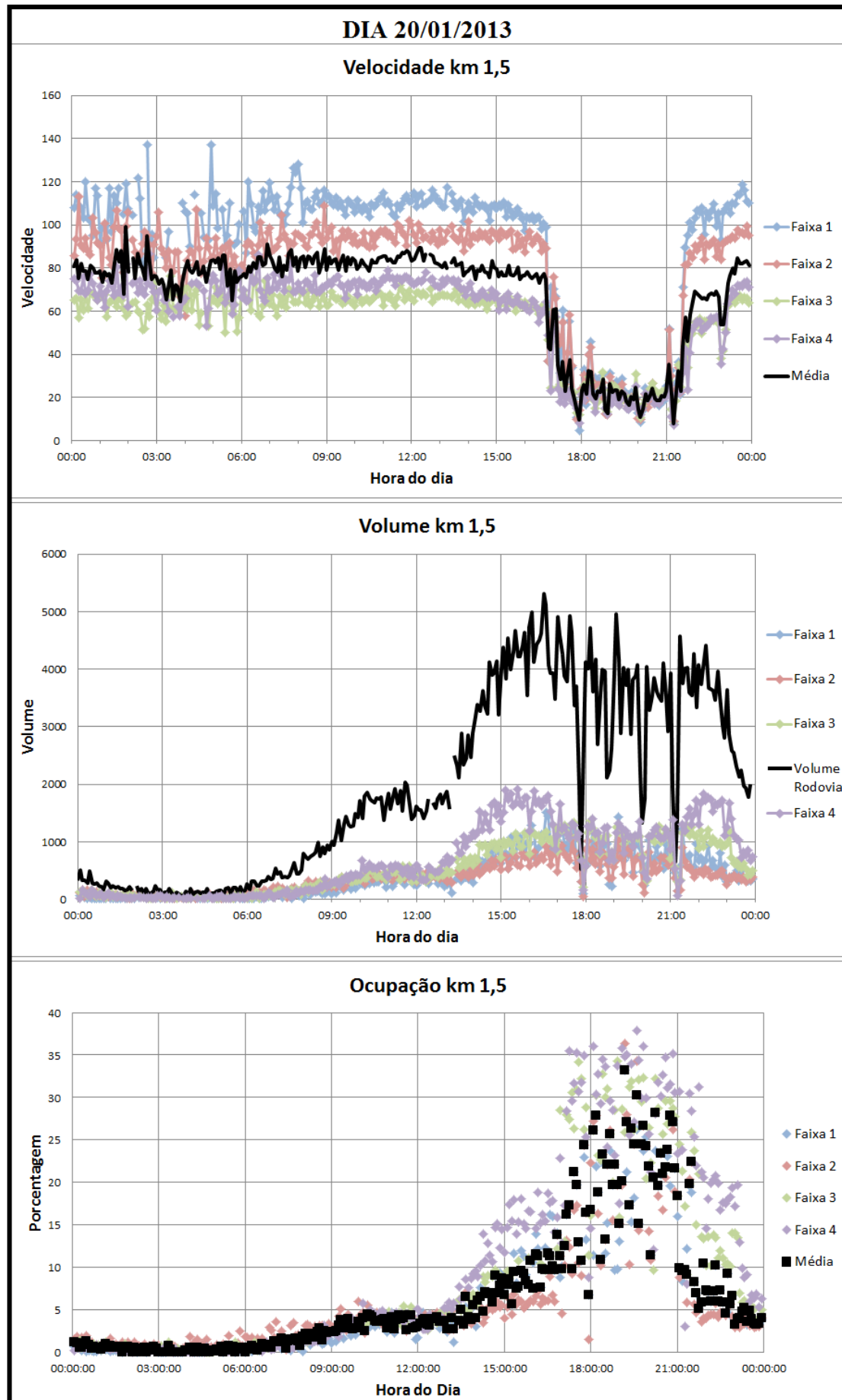


Ocupação km 19

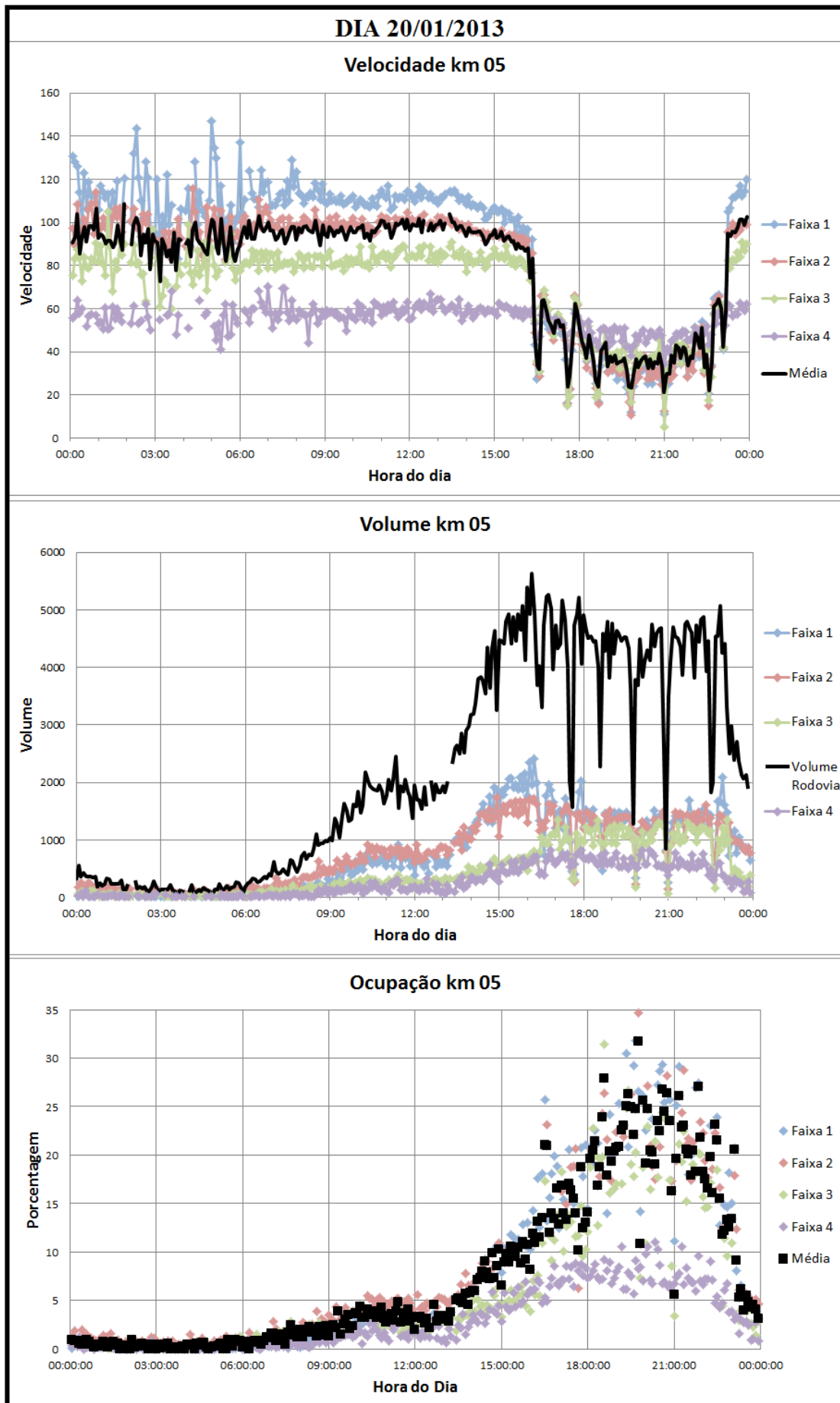


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 13/01/2013, para o km 19

Dia 20/01/2013



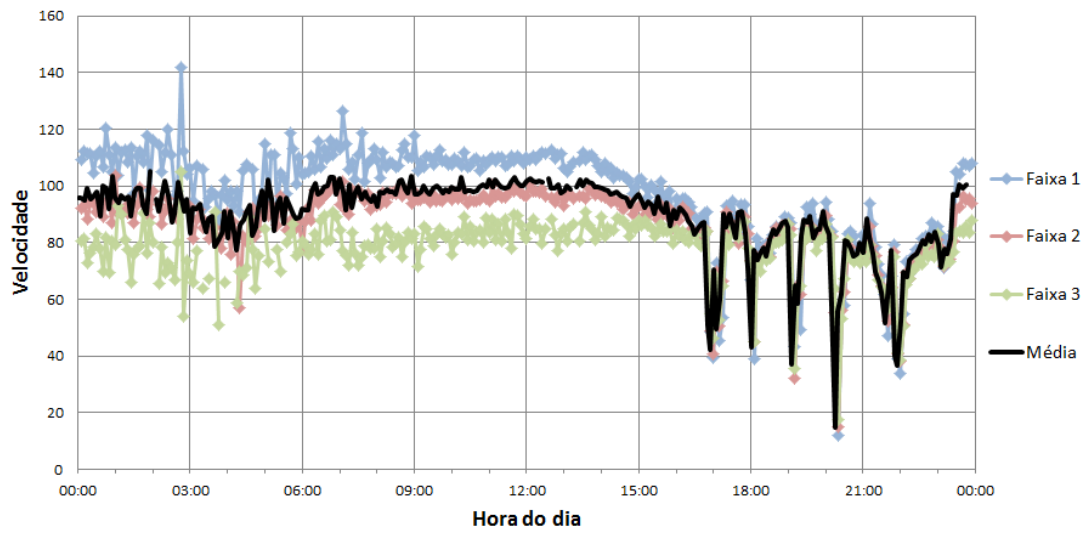
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 20/01/2013, para o km 1,5



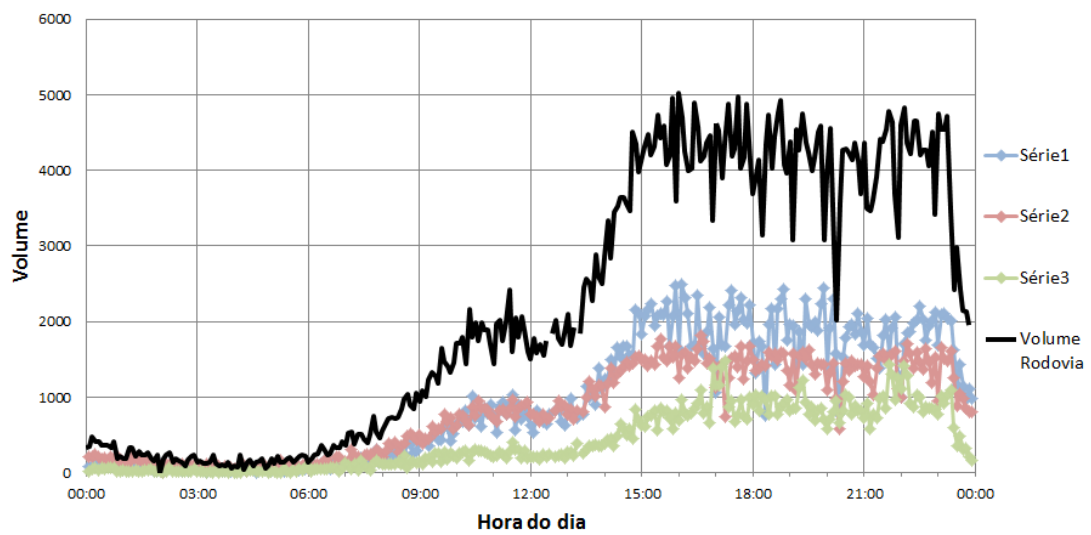
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 20/01/2013, para o km 05

DIA 20/01/2013

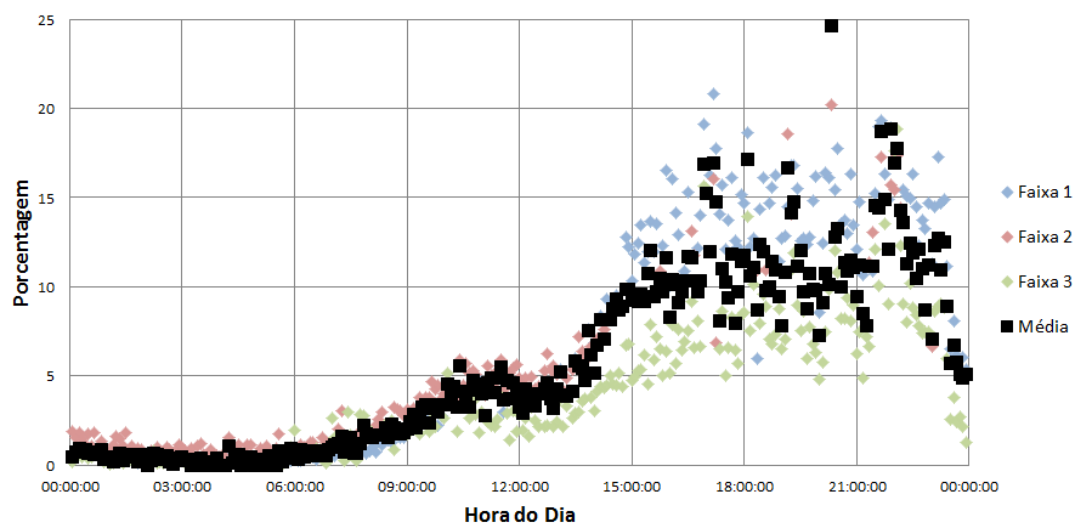
Velocidade km 14



Volume km 14



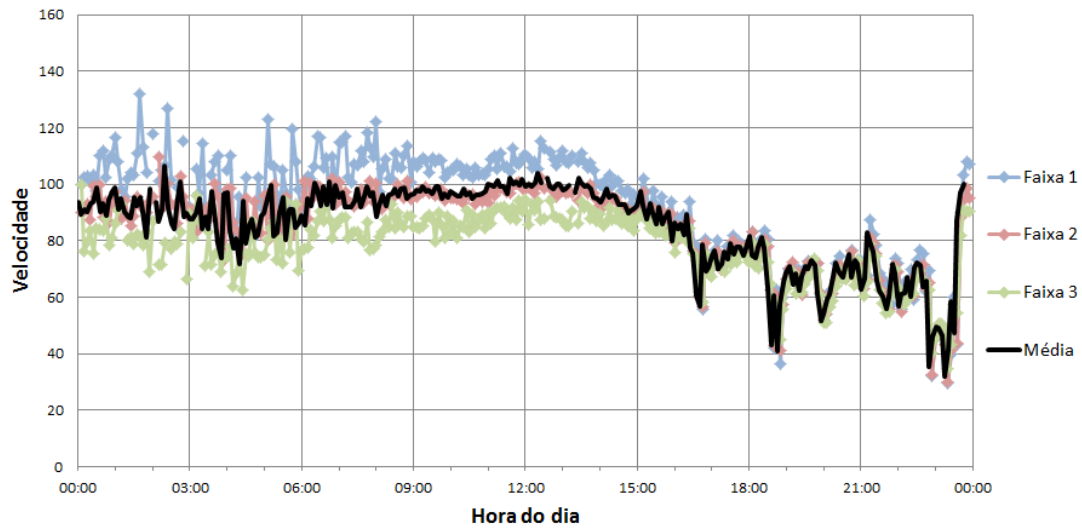
Ocupação km 14



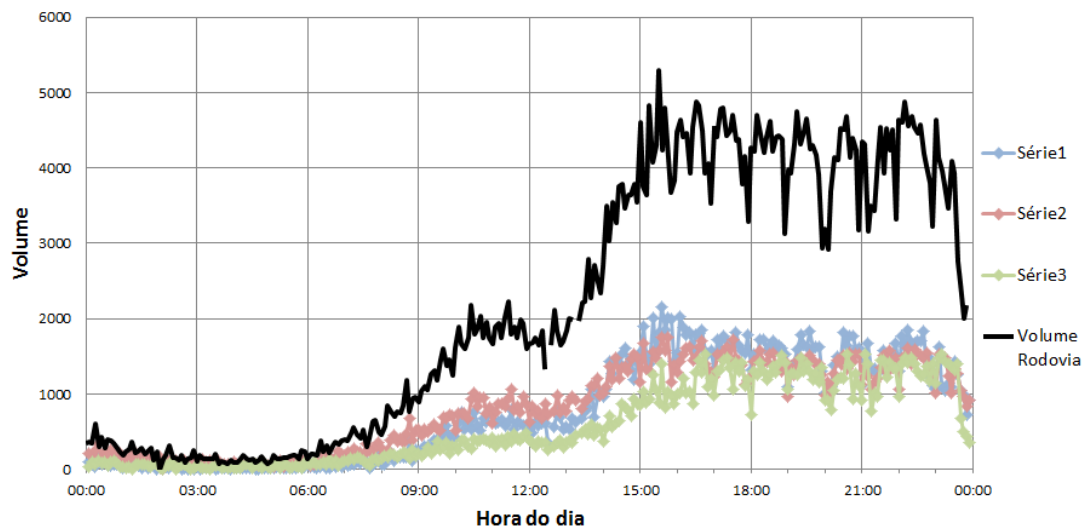
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 20/01/2013, para o km 14

DIA 20/01/2013

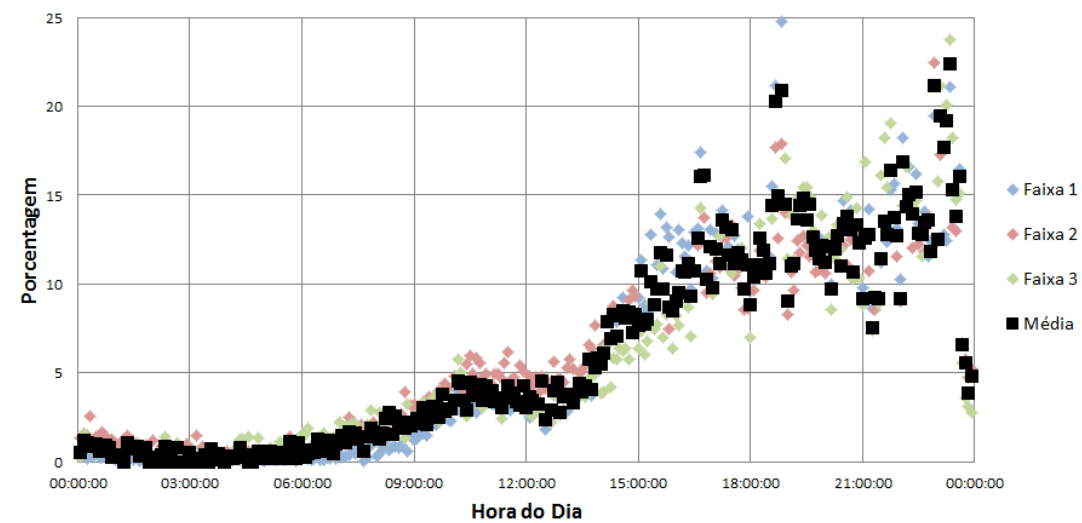
Velocidade km 19



Volume km 19

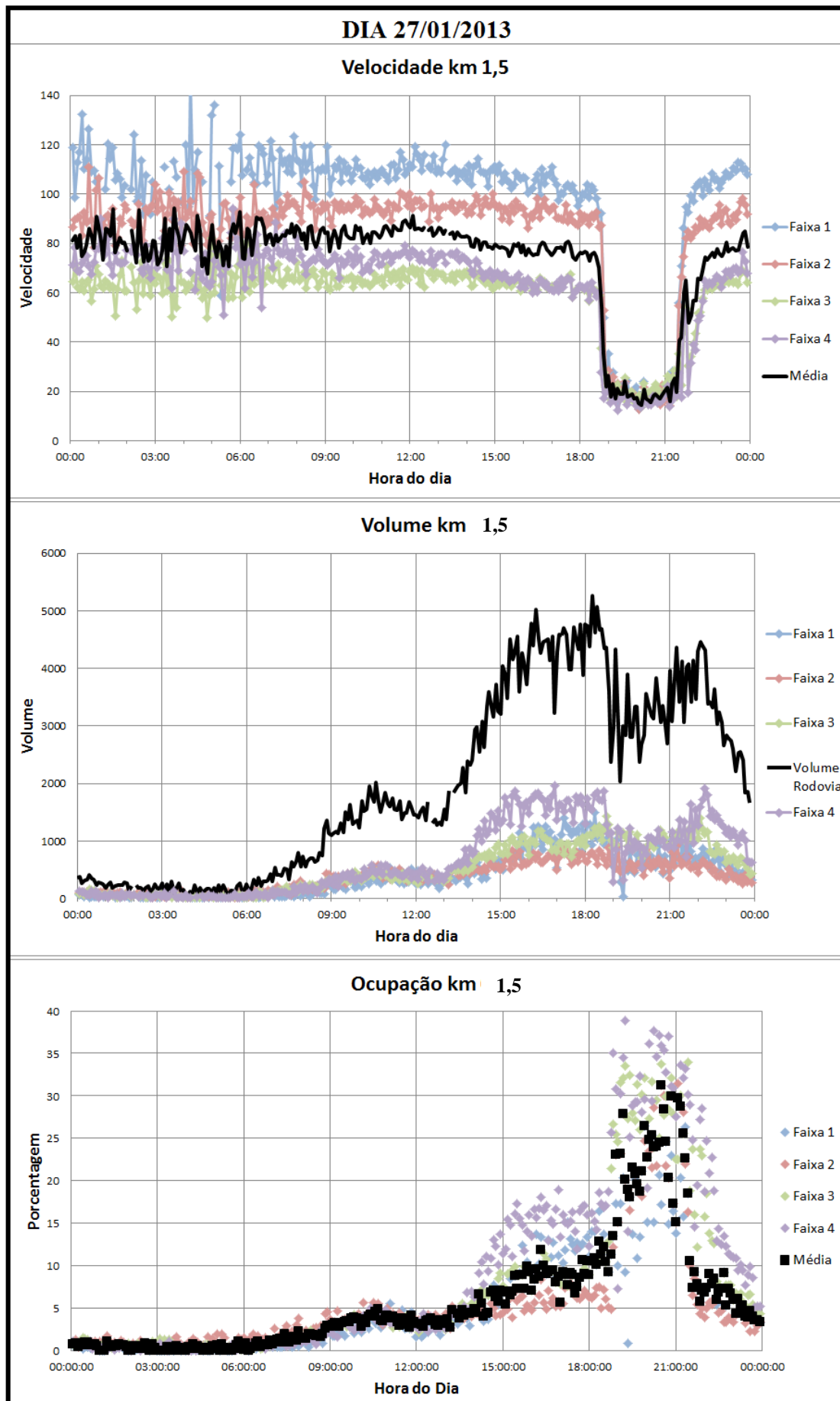


Ocupação km 19

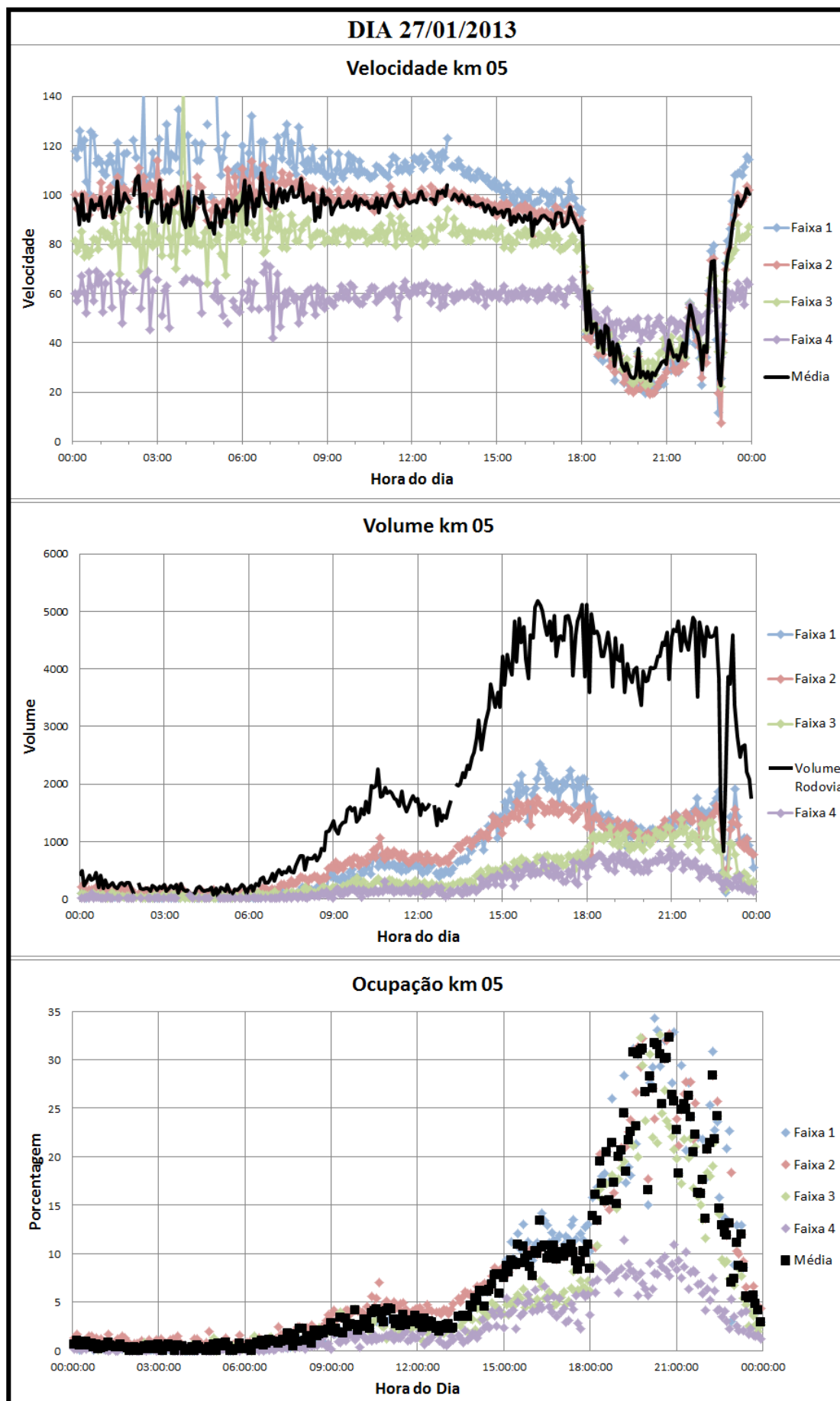


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 20/01/2013, para o km 19

Dia 27/01/2013



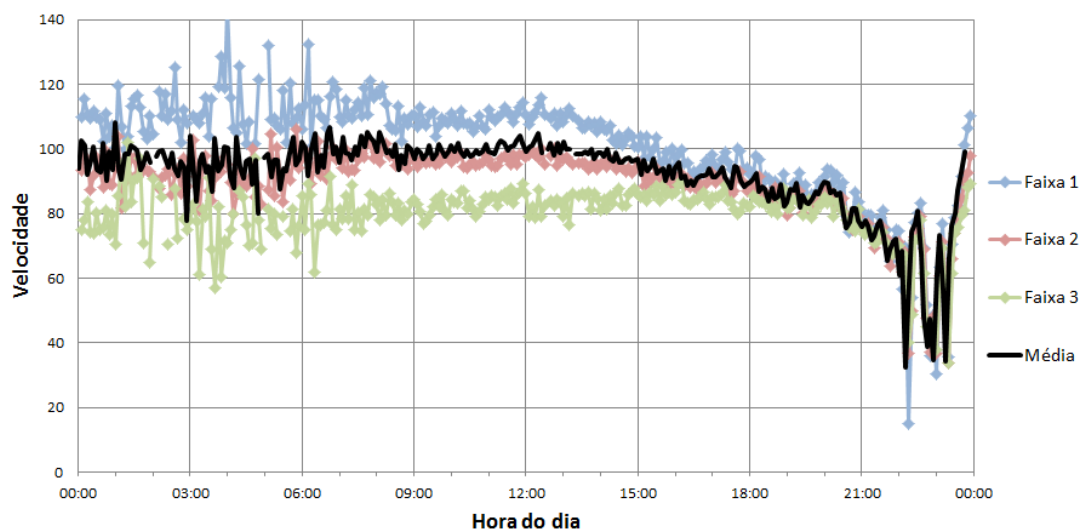
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 27/01/2013, para o km 1,5



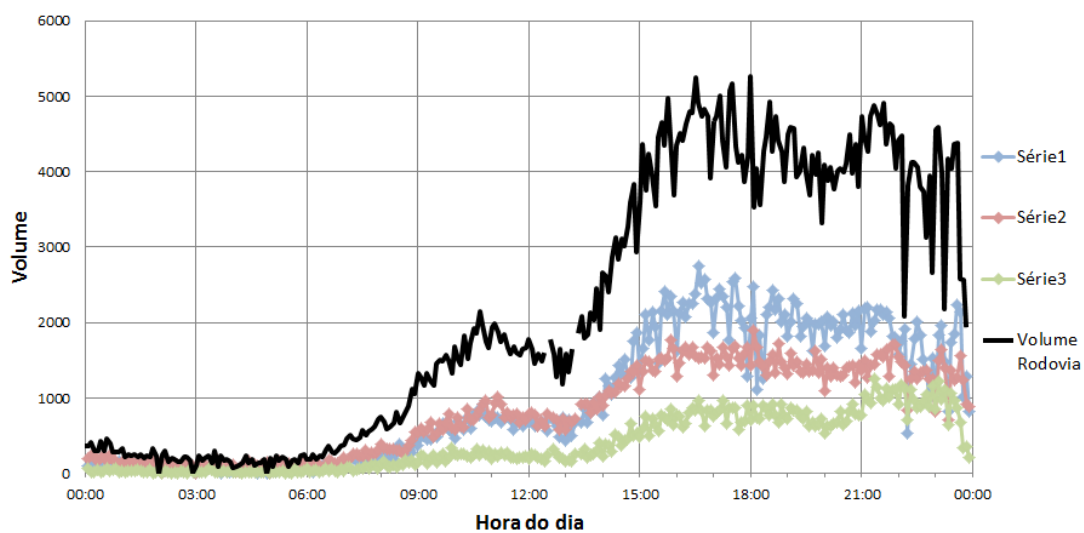
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 27/01/2013, para o km 05

DIA 27/01/2013

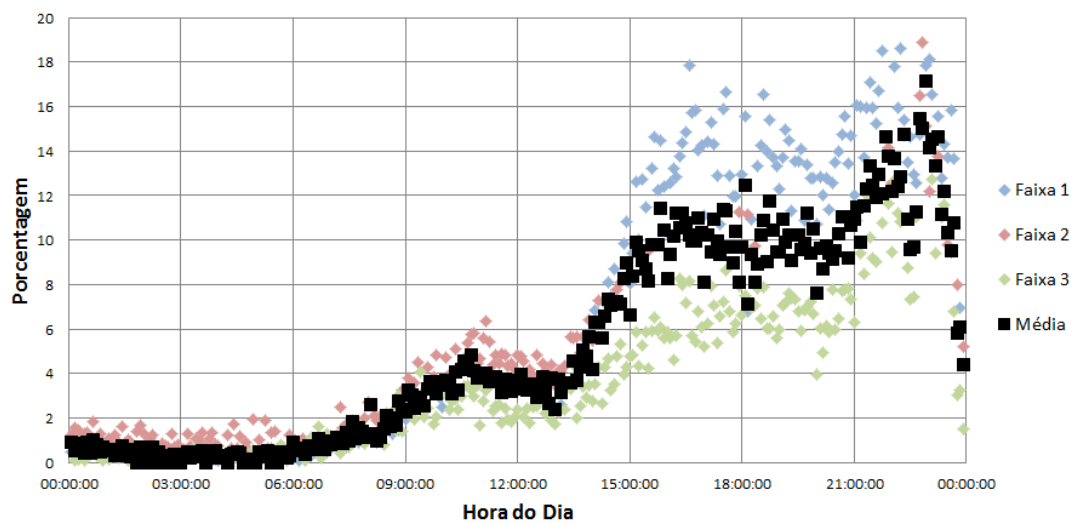
Velocidade km 14



Volume km 14



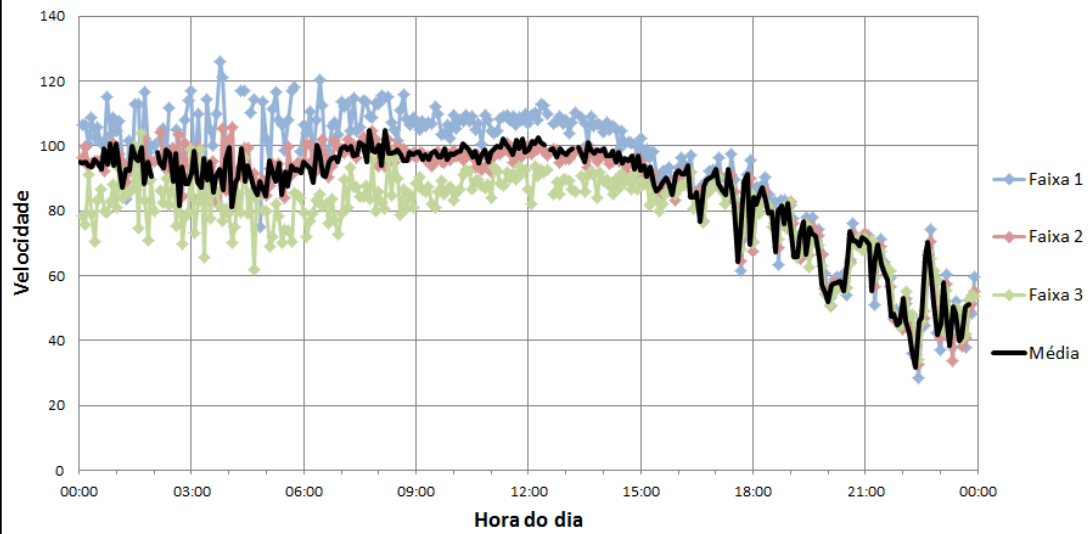
Ocupação km 14



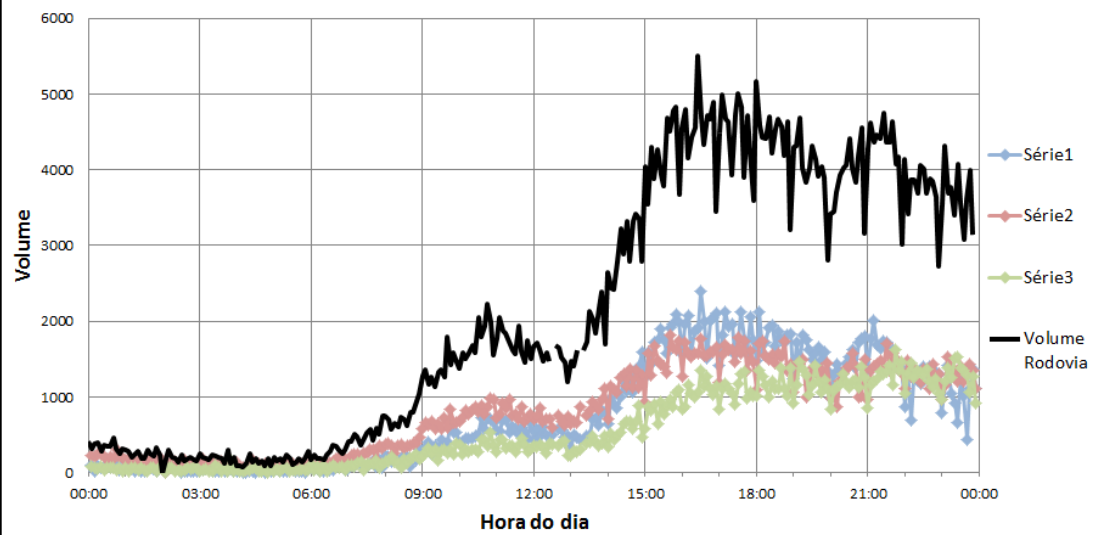
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 27/01/2013, para o km 14

DIA 27/01/2013

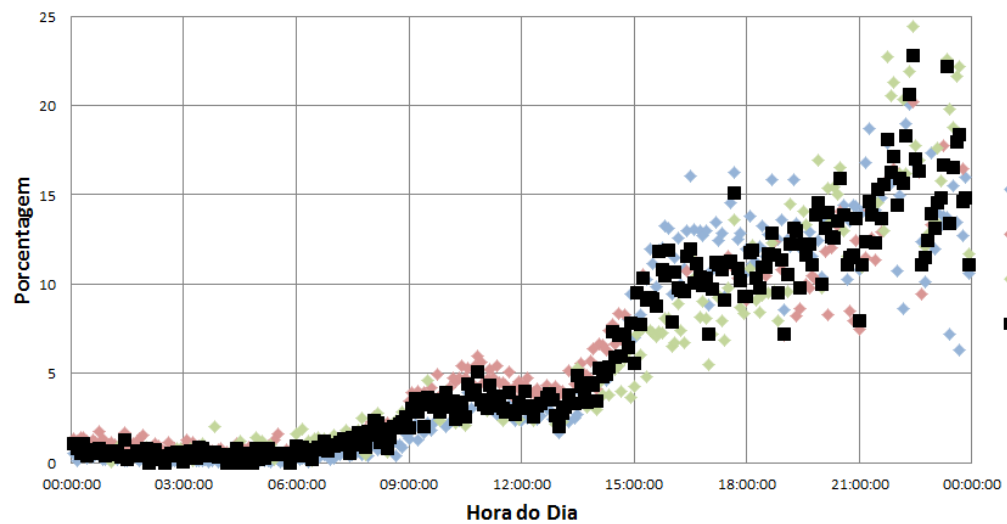
Velocidade km 19



Volume km 19



Ocupação km 19

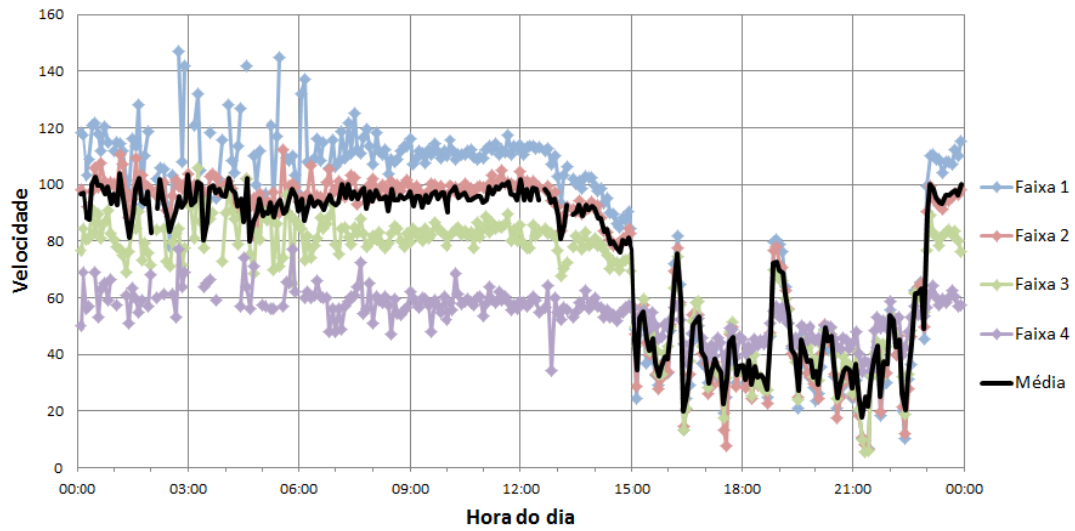


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 27/01/2013, para o km 19

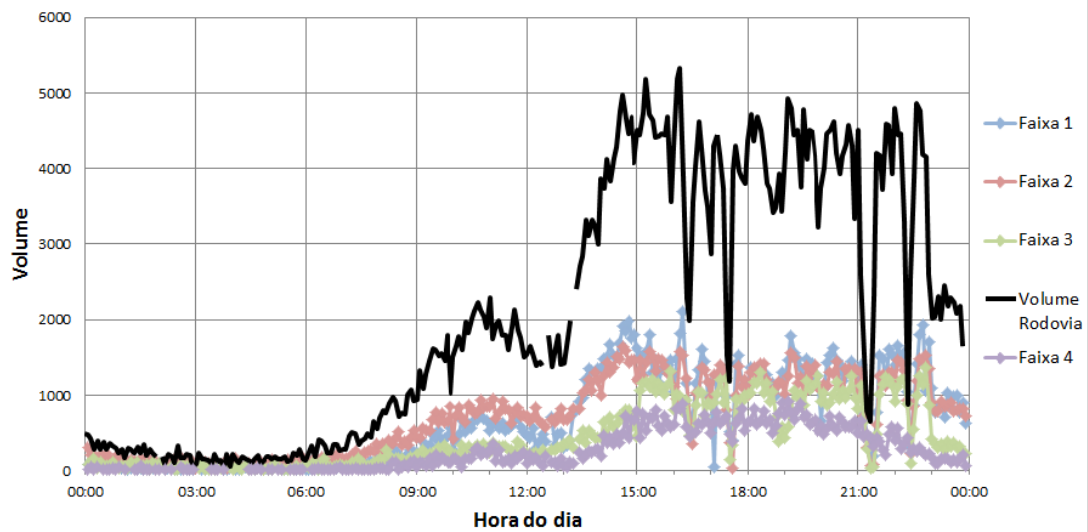
Dia 03/02/2013

Dia 03/02/2013

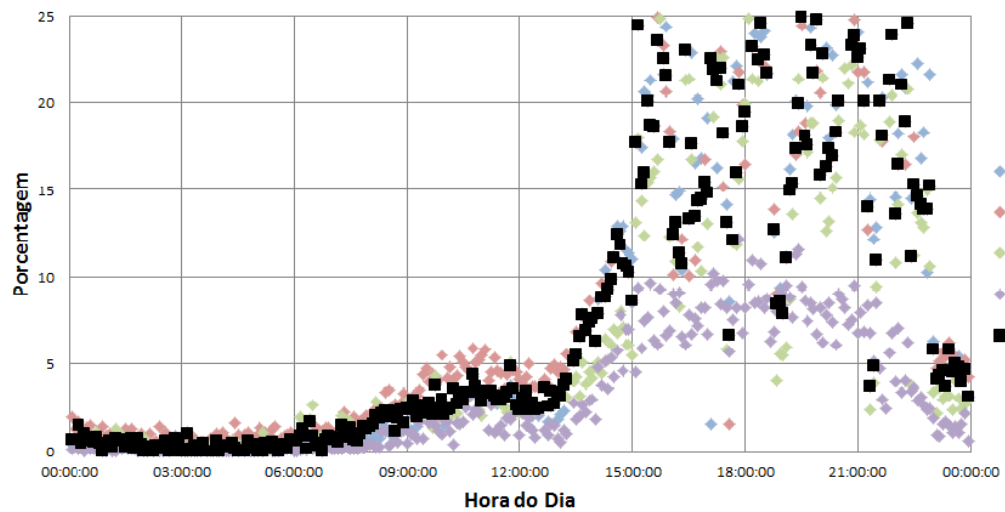
Velocidade km 05



Volume km 05



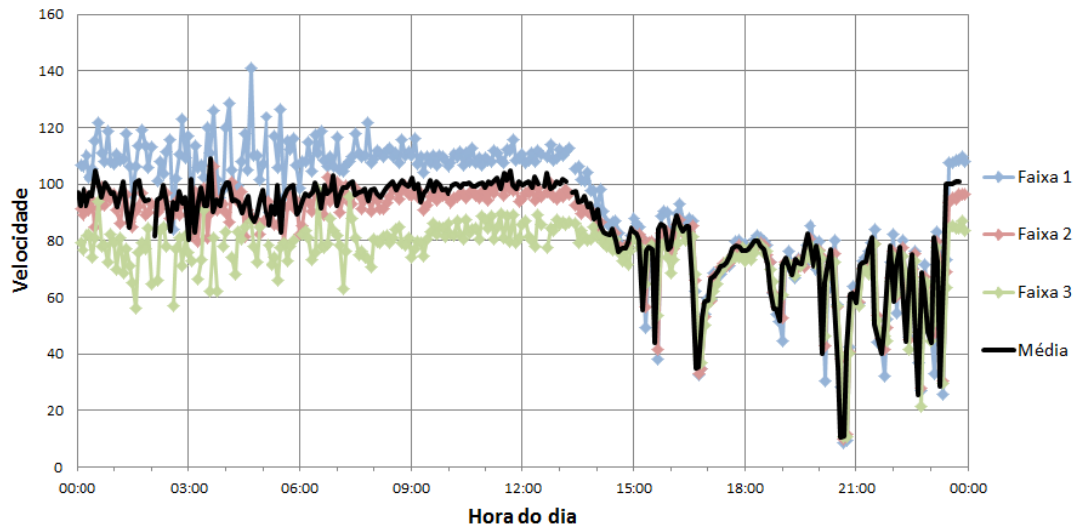
Ocupação km 05



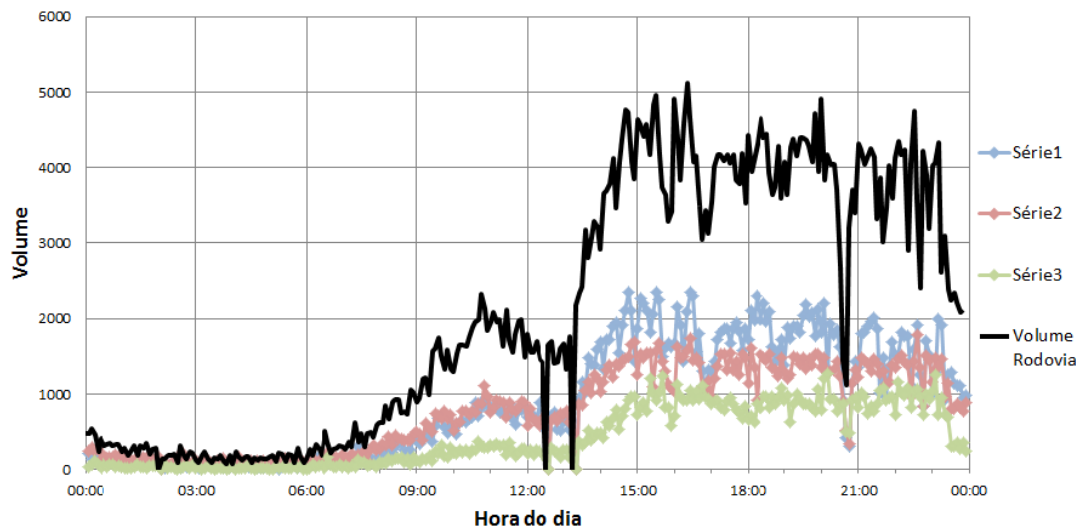
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 03/02/2013, para o km 05

Dia 03/02/2013

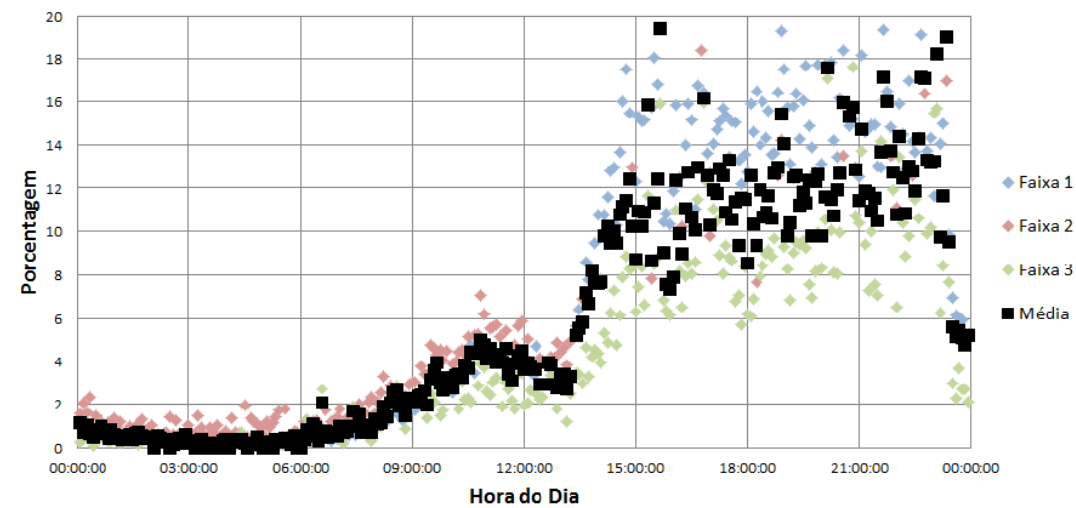
Velocidade km 14



Volume km 14



Ocupação km 14

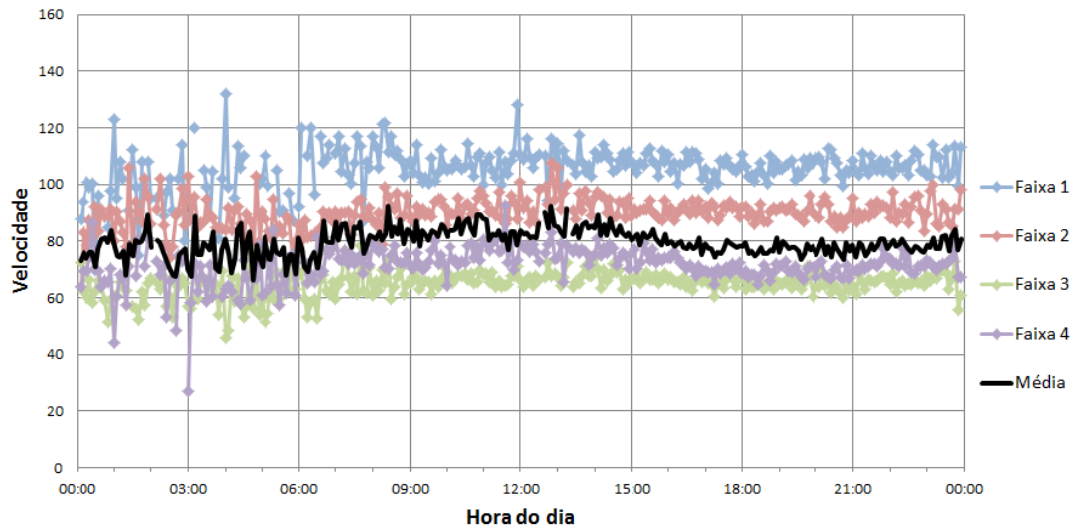


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 03/02/2013, para o km 14

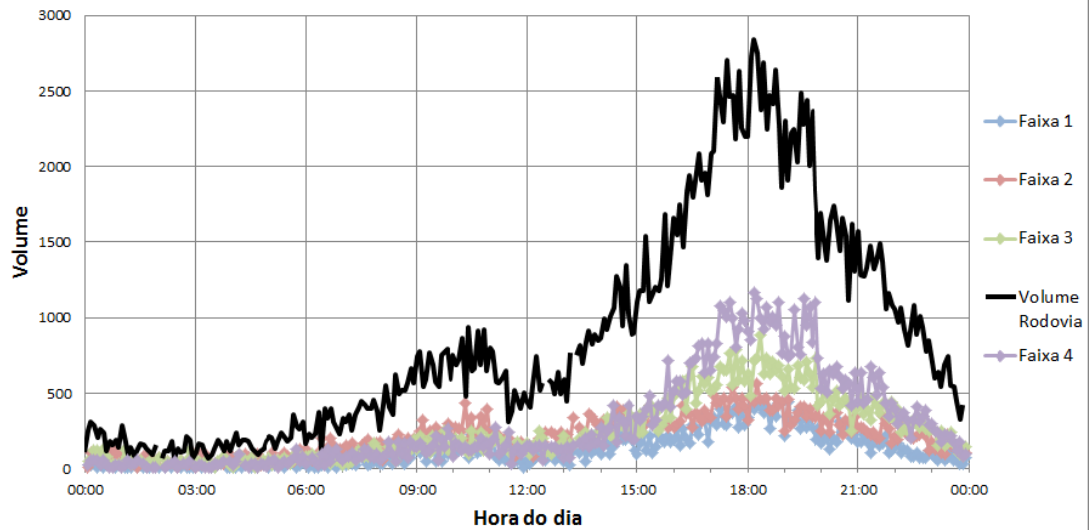
Dia 10/02/2013

Dia 10/02/2013

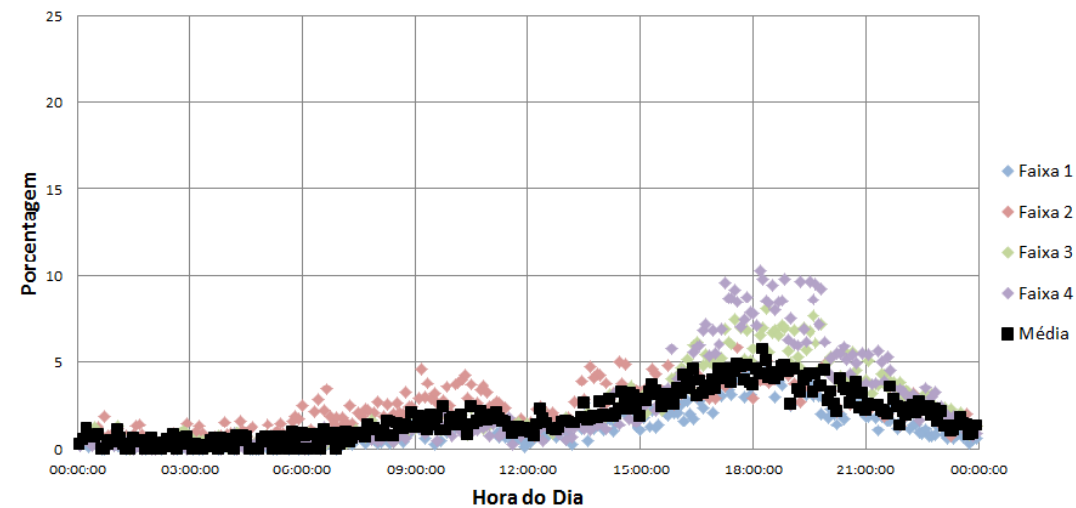
Velocidade km 1,5



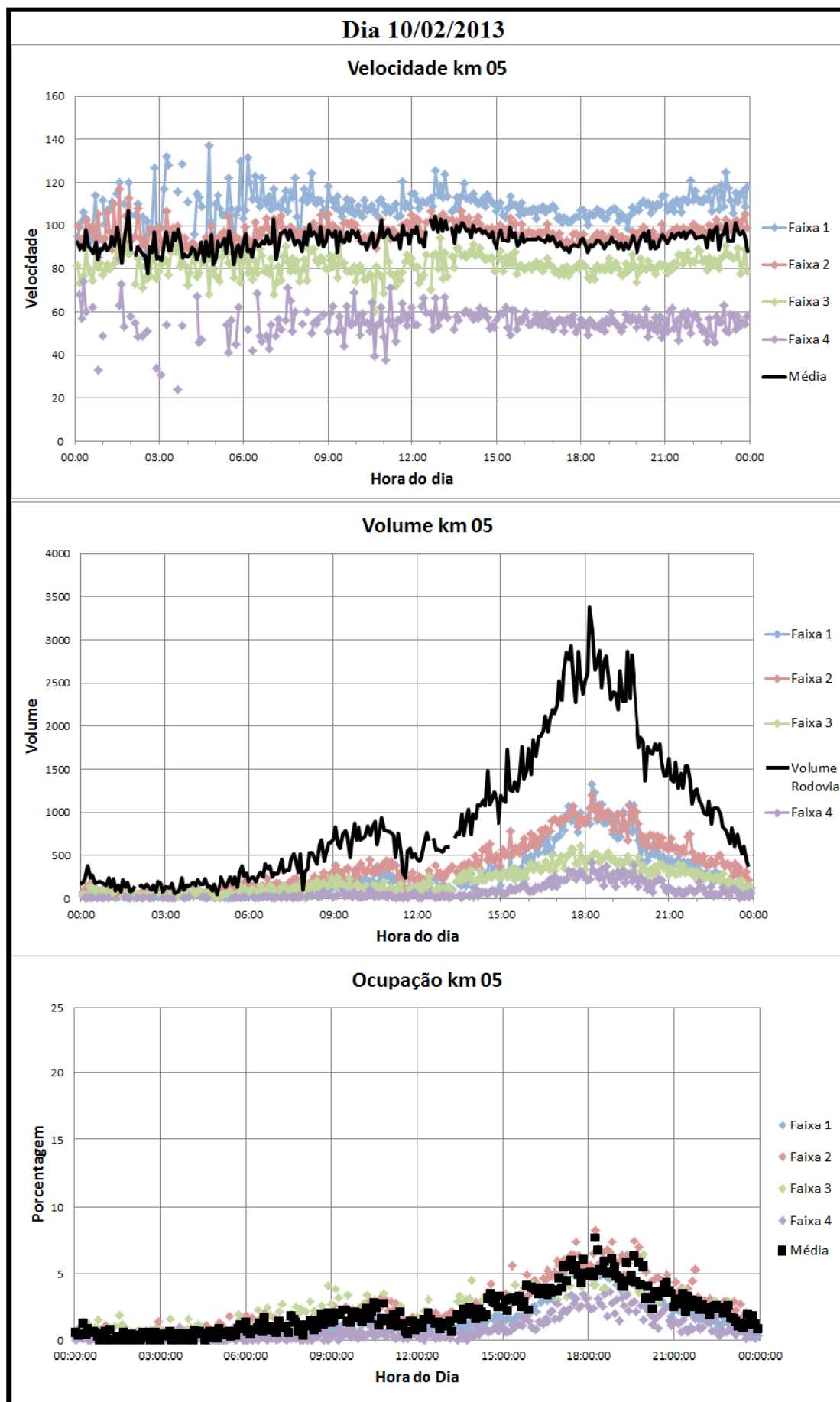
Volume km 1,5



Ocupação km 1,5



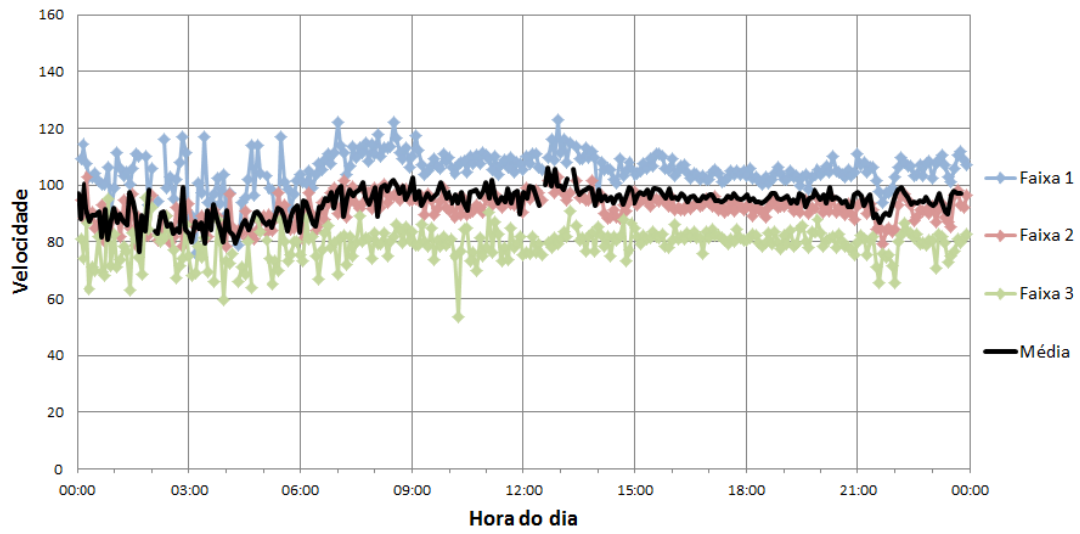
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 10/02/2013, para o km 1,5



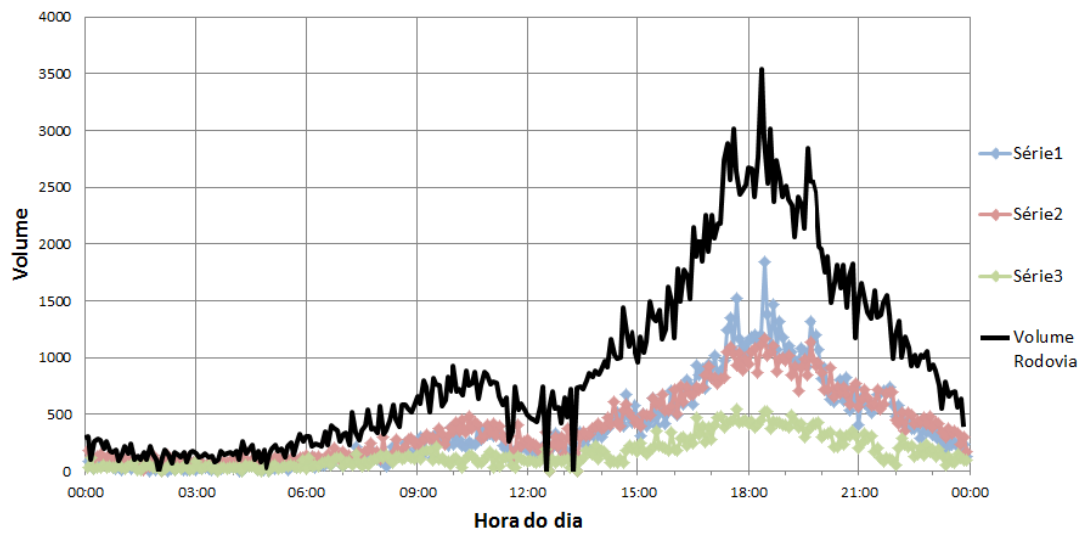
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 10/02/2013, para o km 05

Dia 10/02/2013

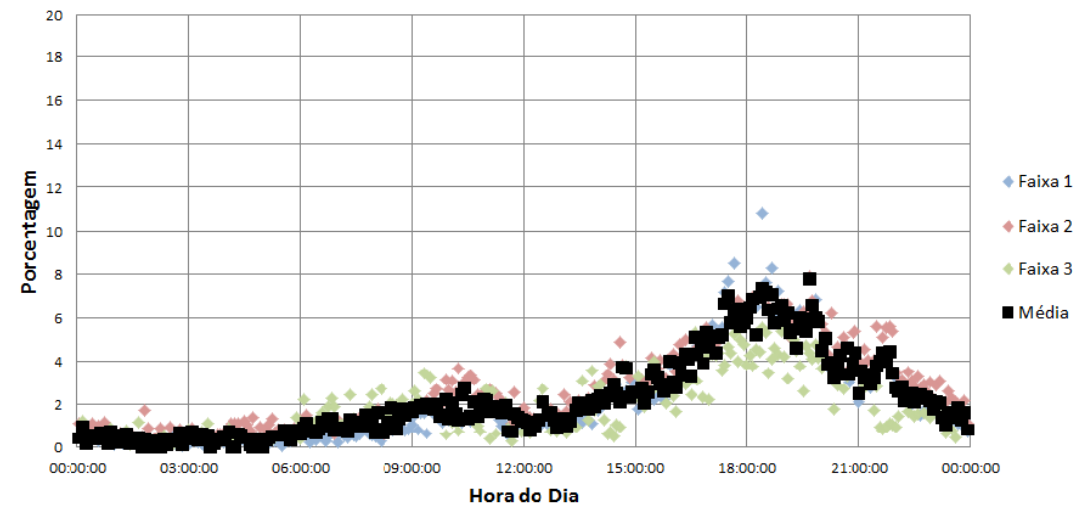
Velocidade km 14



Volume km 14



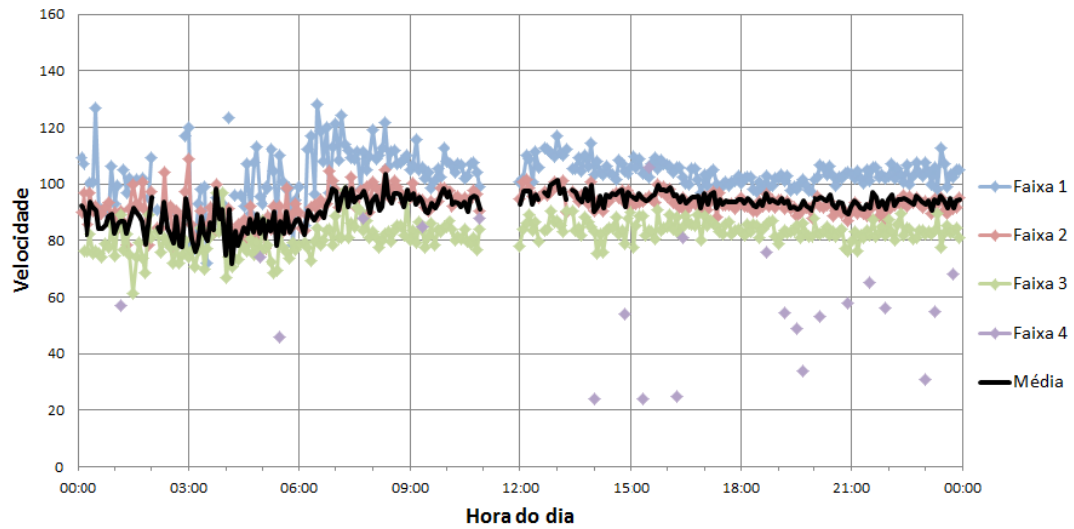
Ocupação km 14



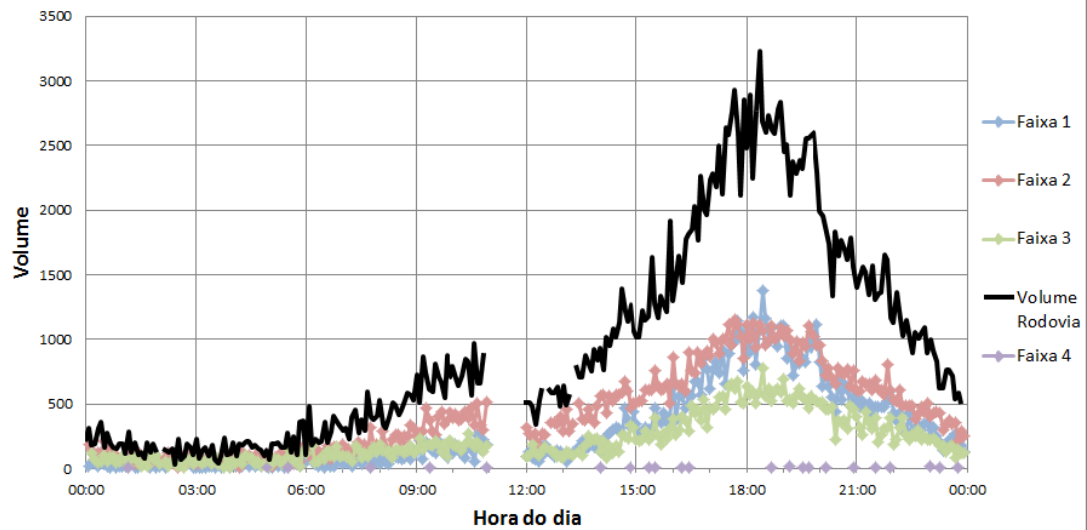
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 10/02/2013, para o km 14

Dia 10/02/2013

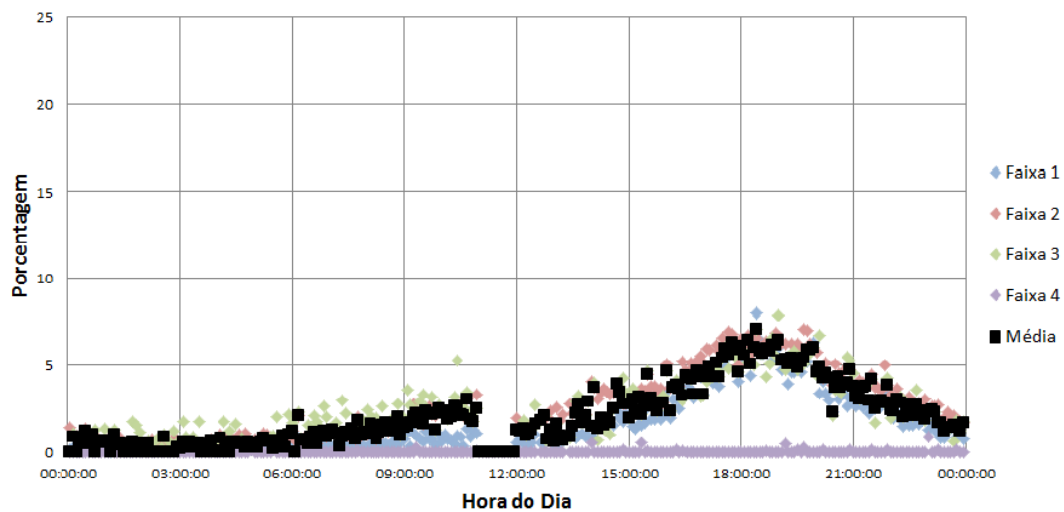
Velocidade km 19



Volume km 19

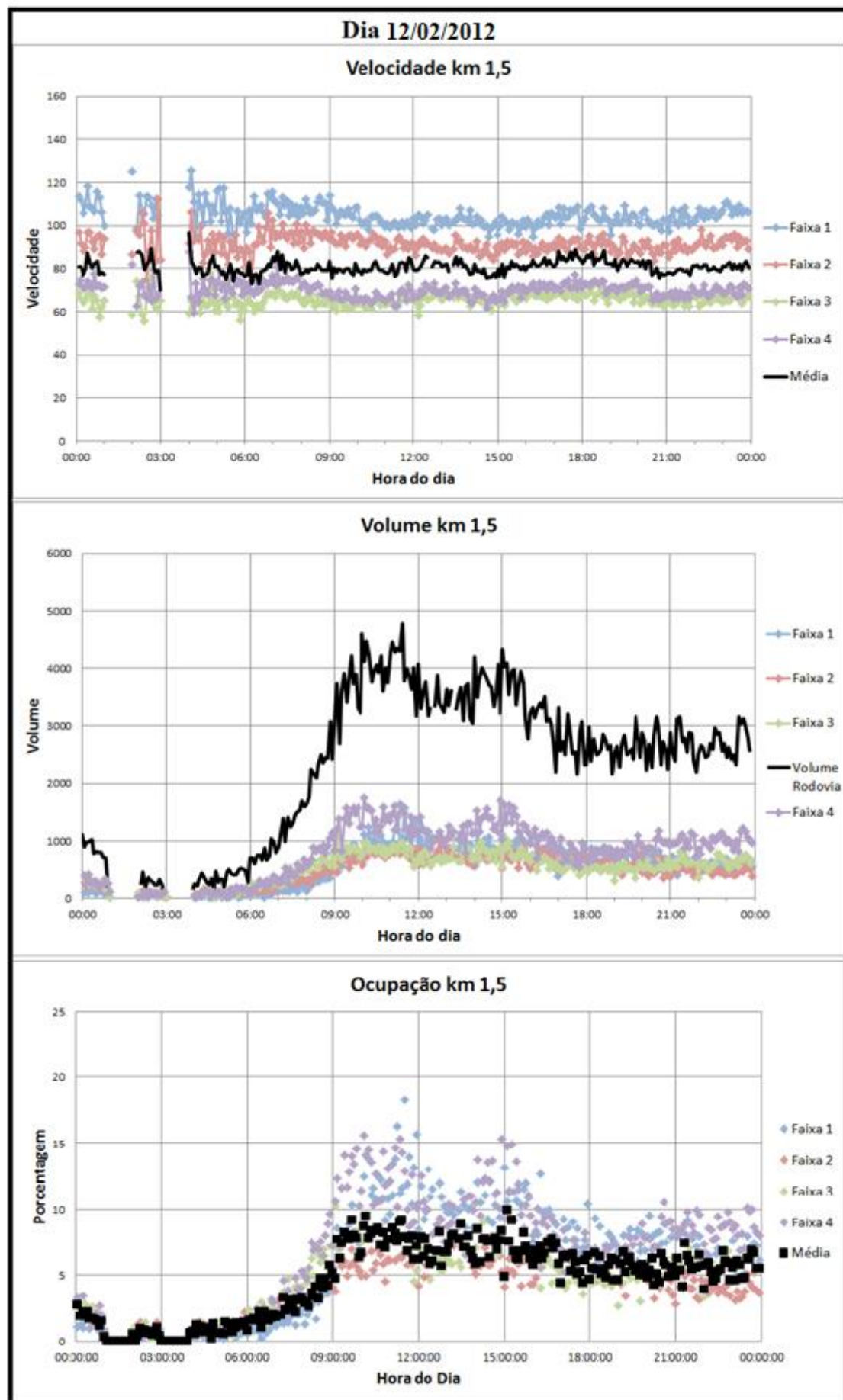


Ocupação km 19

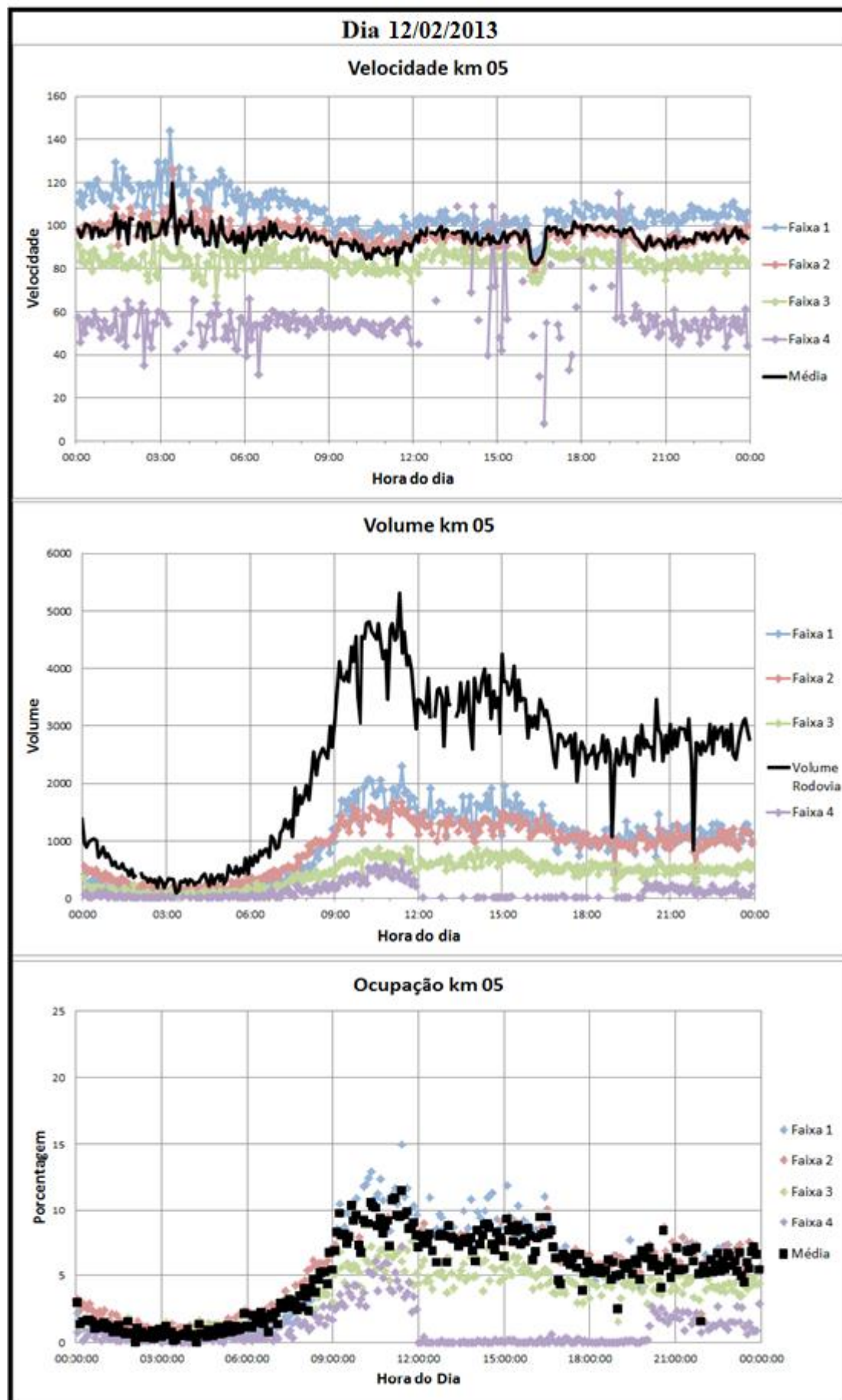


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 10/02/2013, para o km 19

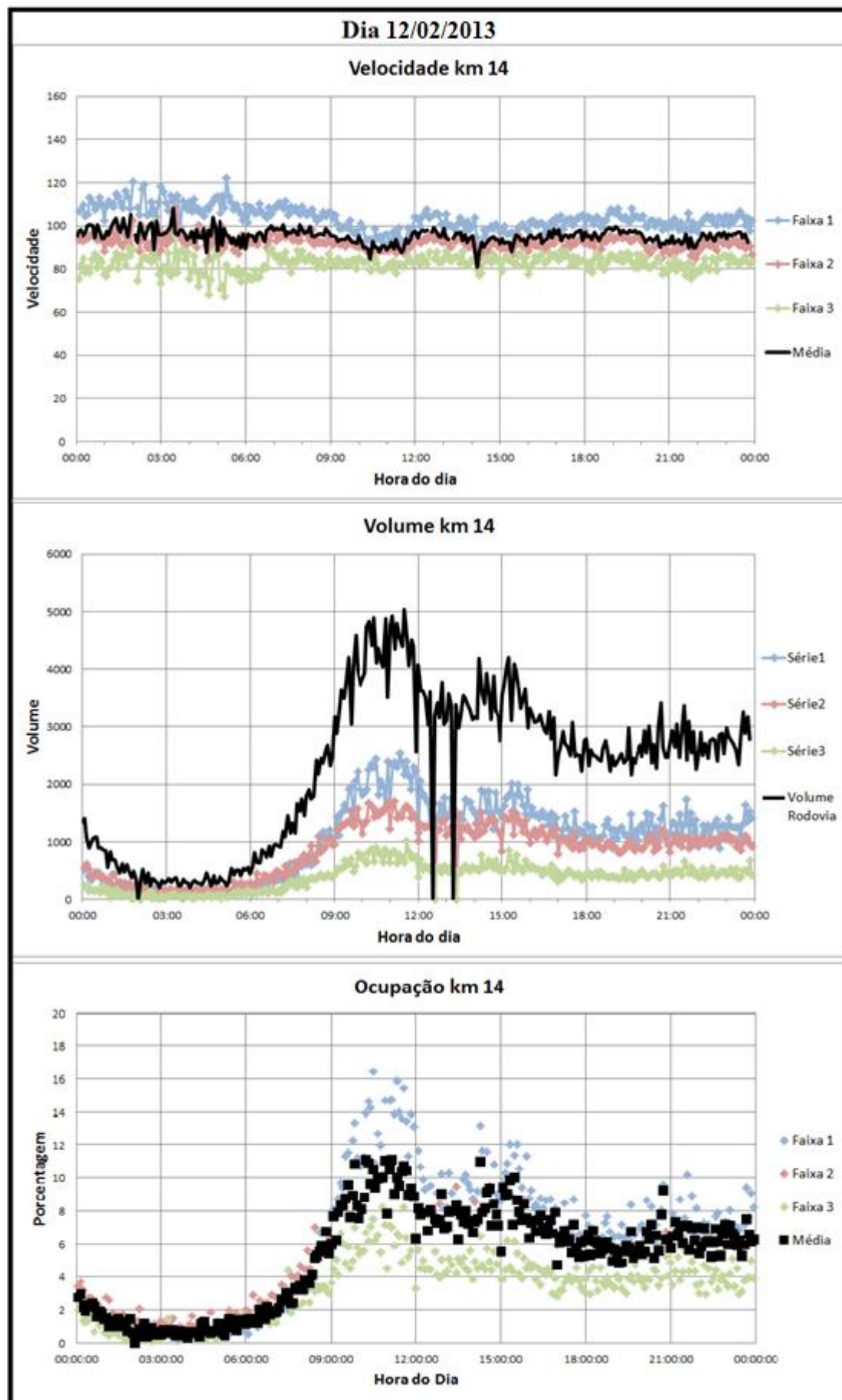
Dia 12/02/2013



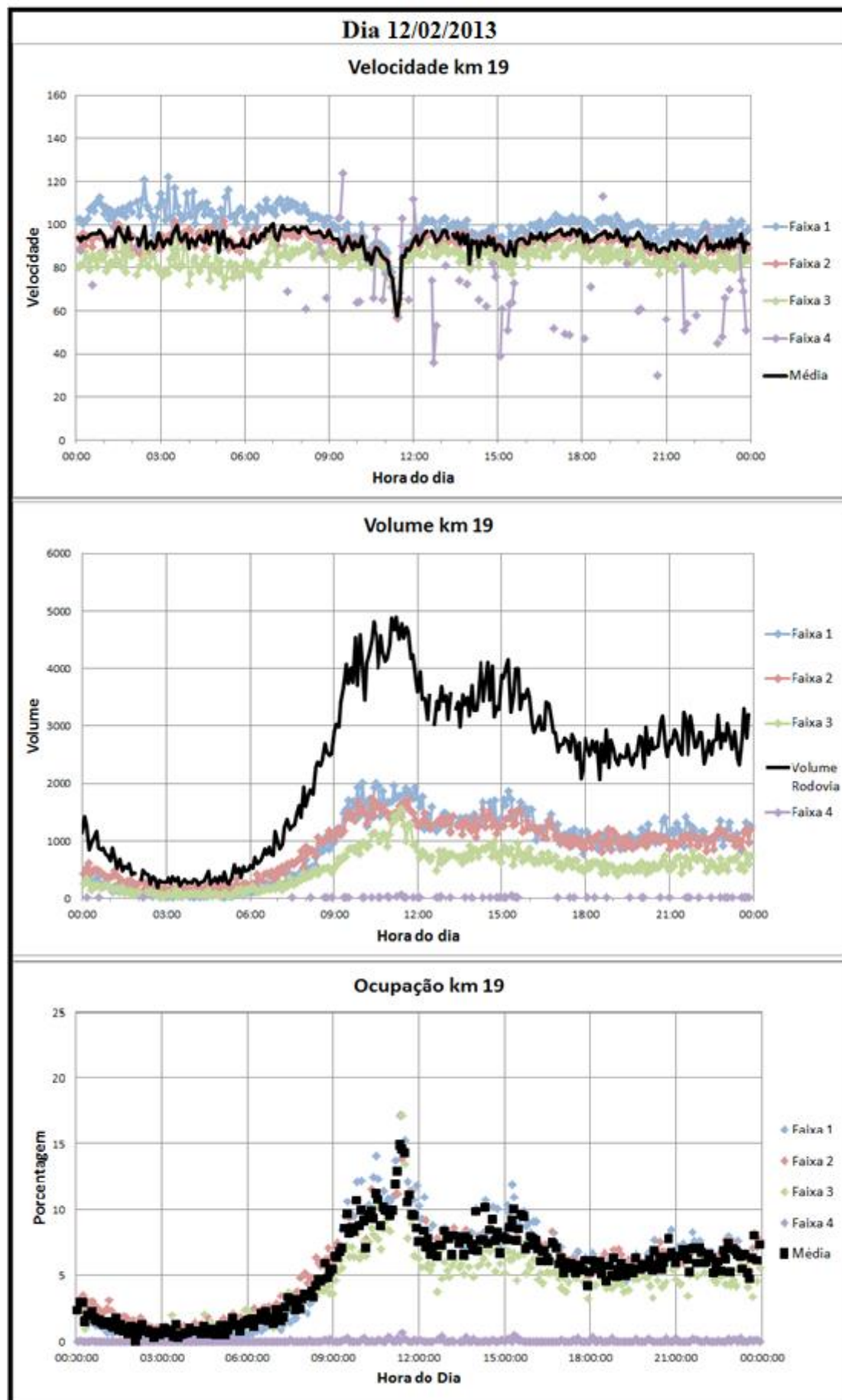
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 12/02/2013, para o km 1,5



Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 12/02/2013, para o km 05



Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 12/02/2013, para o km 14

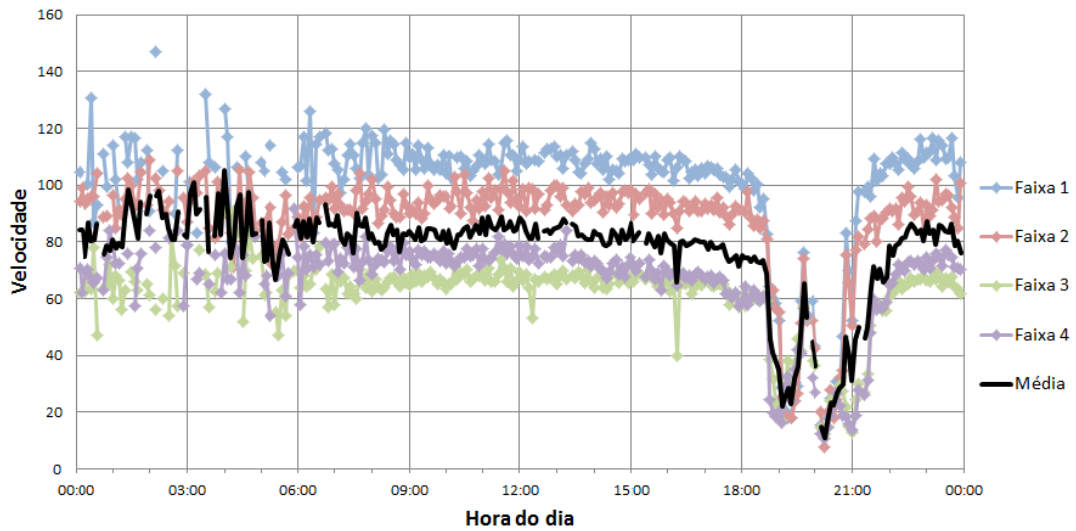


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 12/02/2013, para o km 19

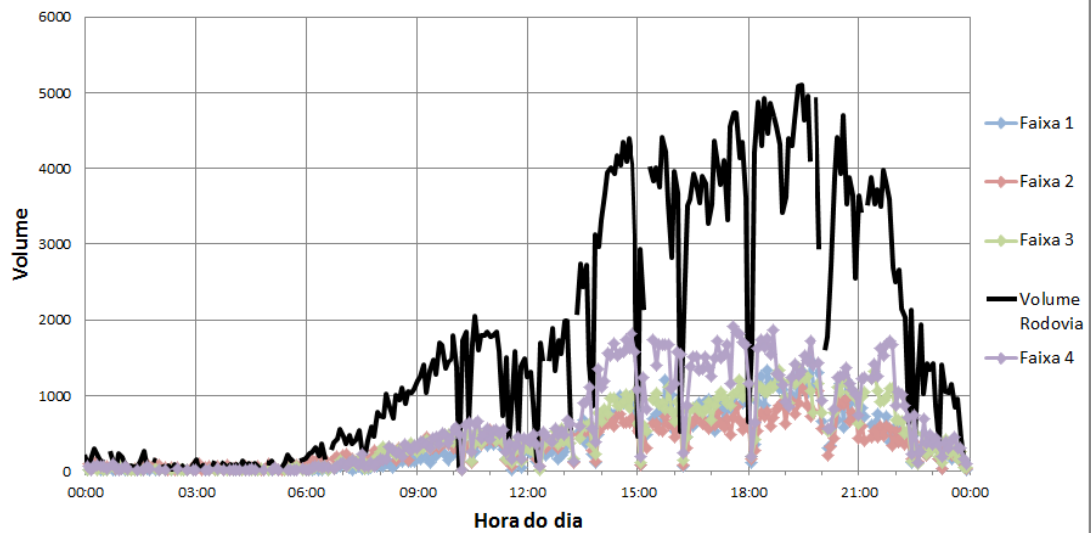
Dia 24/02/2013

Dia 24/02/2013

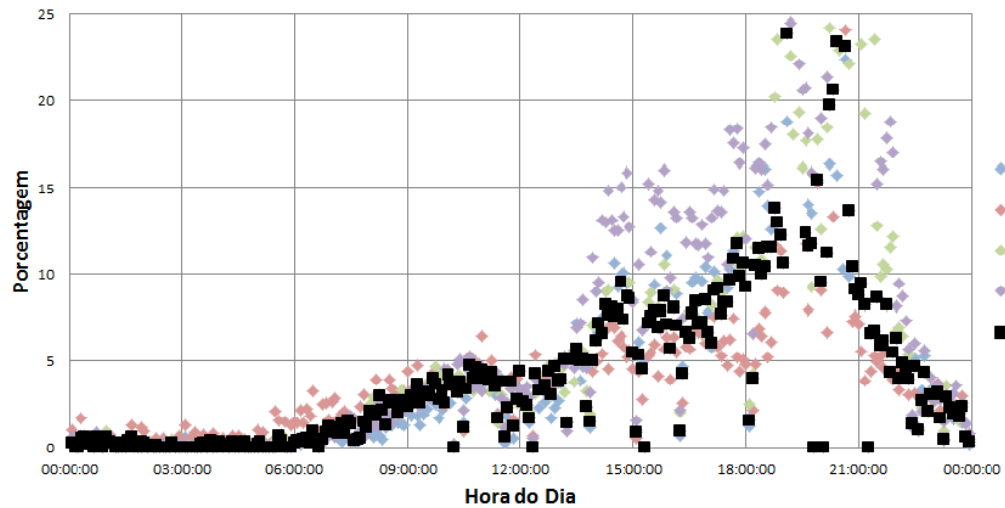
Velocidade km 1,5



Volume km 1,5



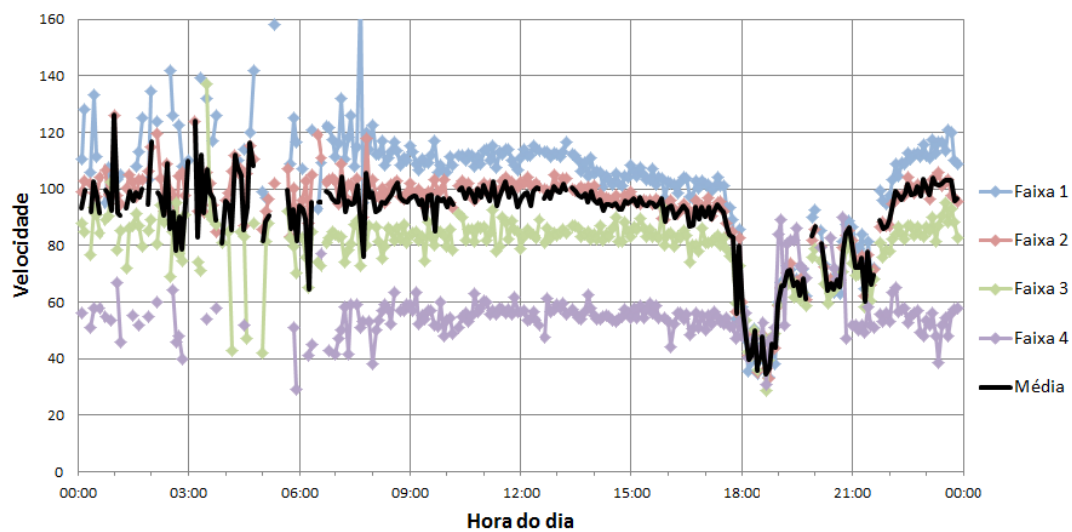
Ocupação km 1,5



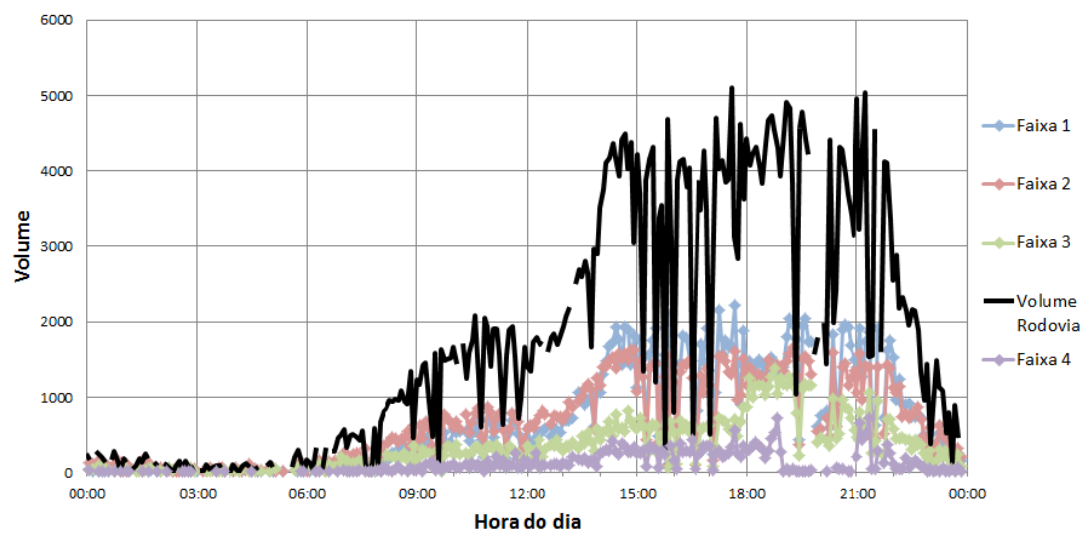
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 24/02/2013, para o km 1,5

Dia 24/02/2013

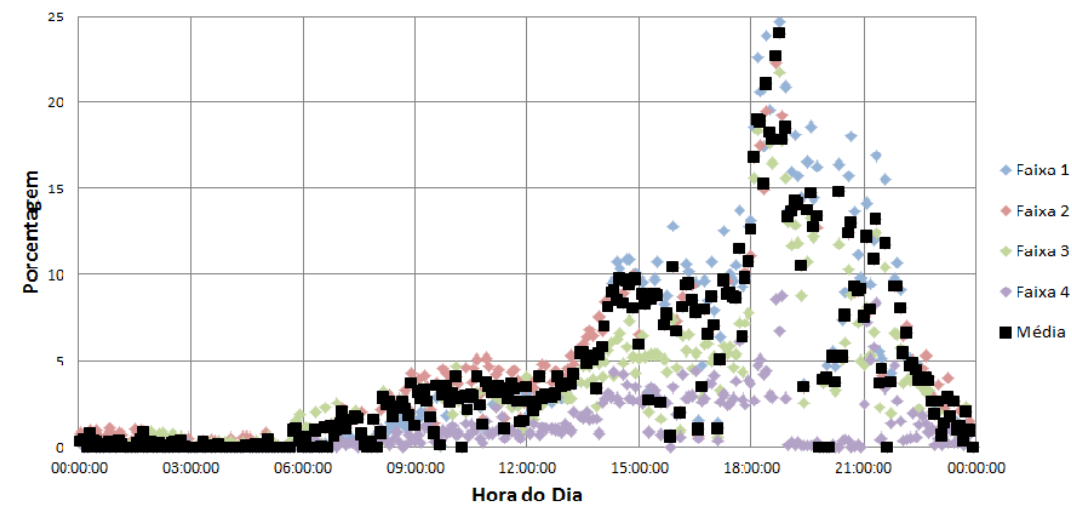
Velocidade km 05



Volume km 05



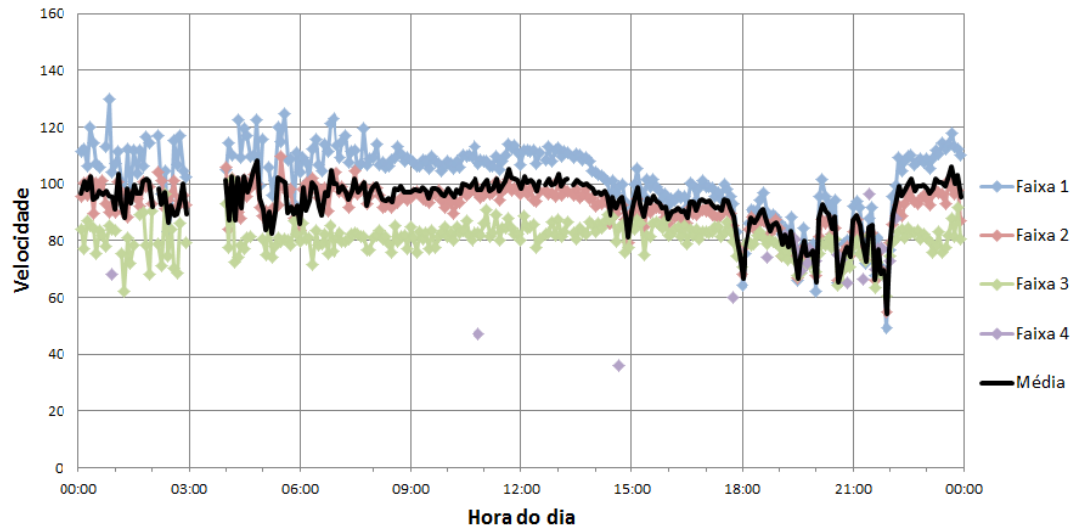
Ocupação km 05



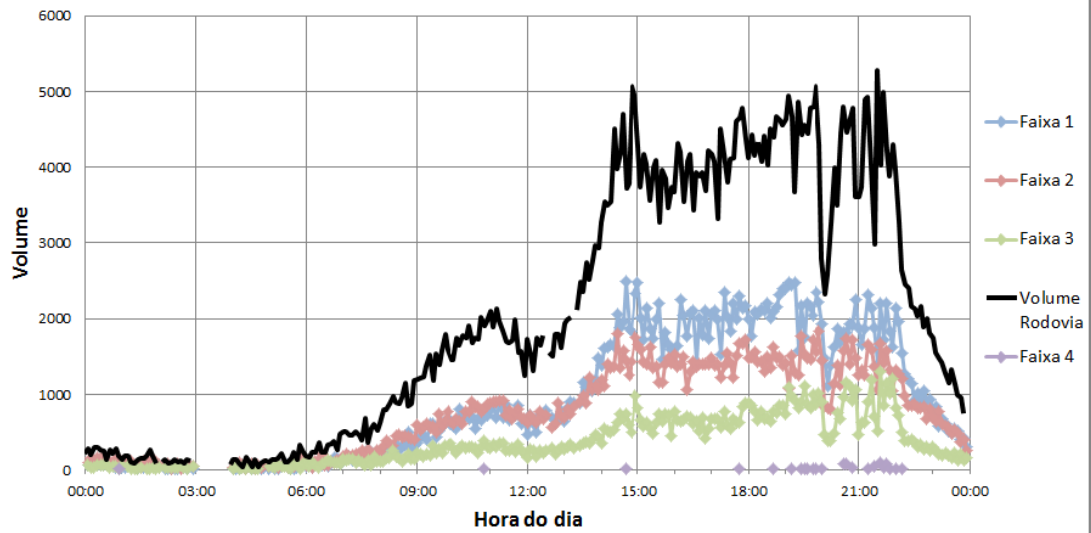
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 24/02/2013, para o km 05

Dia 24/02/2013

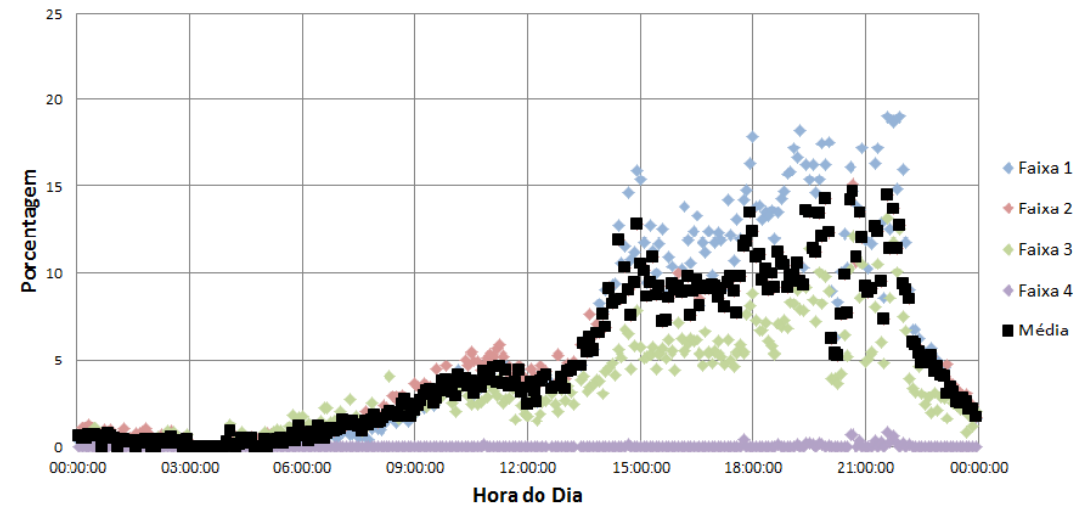
Velocidade km 14



Volume km 14



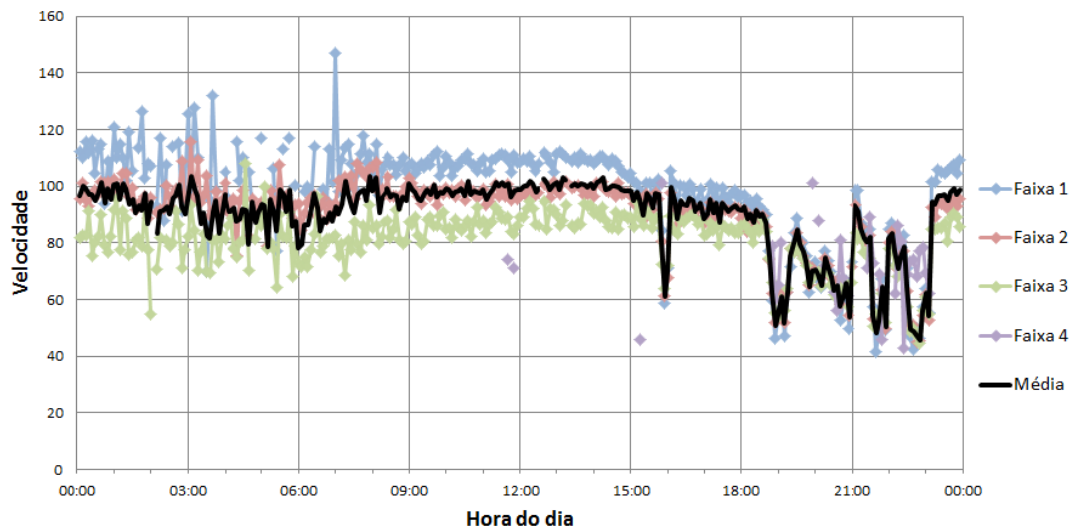
Ocupação km 14



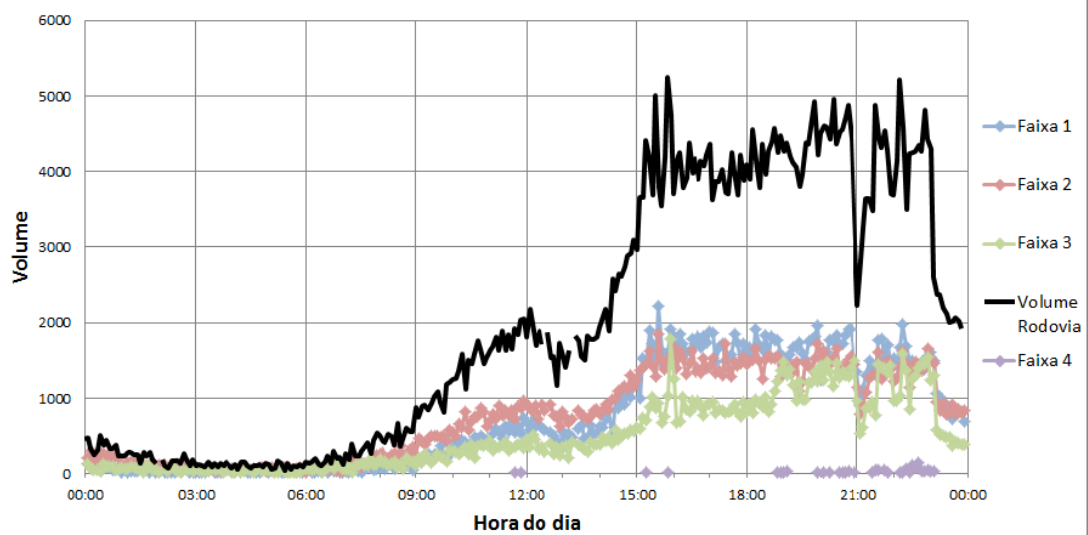
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 24/02/2013, para o km 14

Dia 24/02/2013

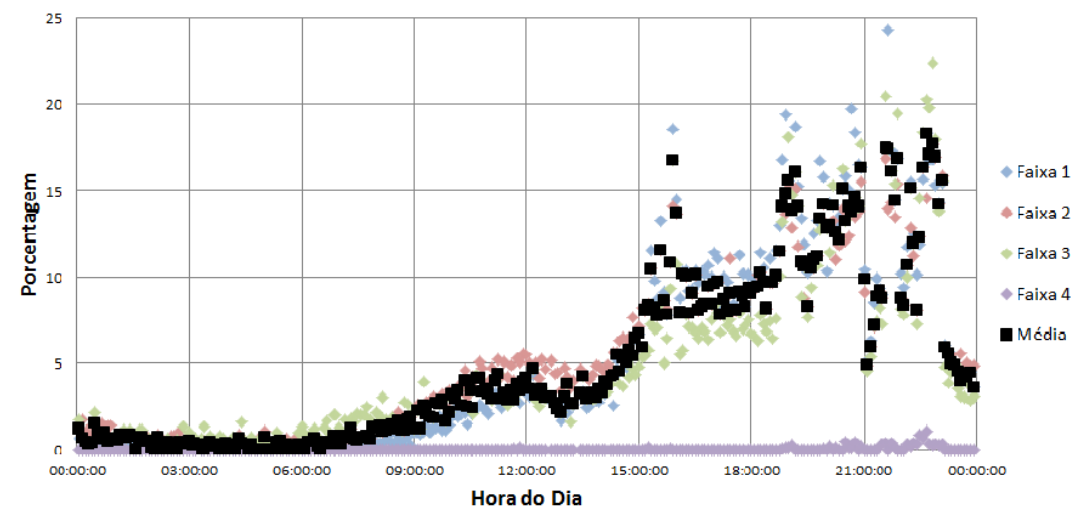
Velocidade km 19



Volume km 19



Ocupação km 19

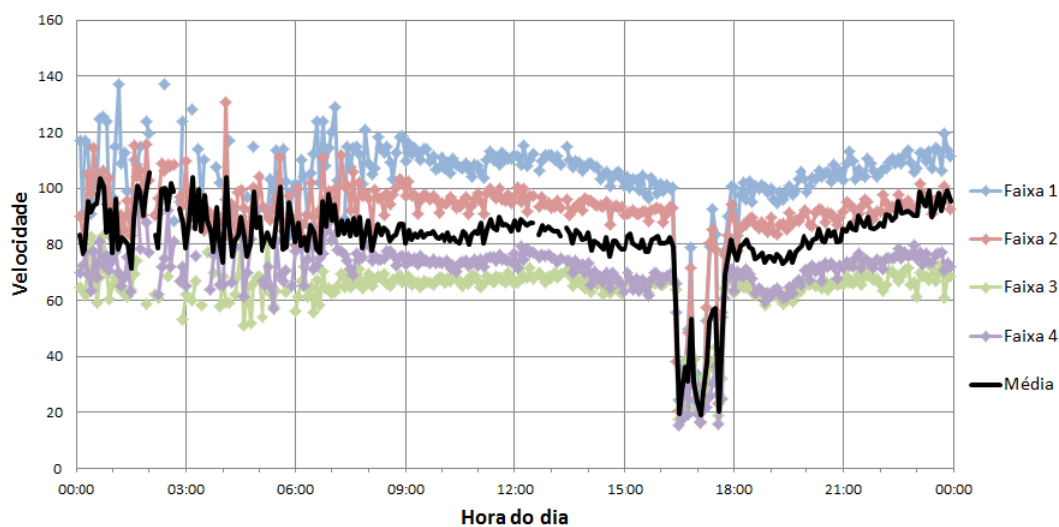


Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 2402/2013, para o km 19

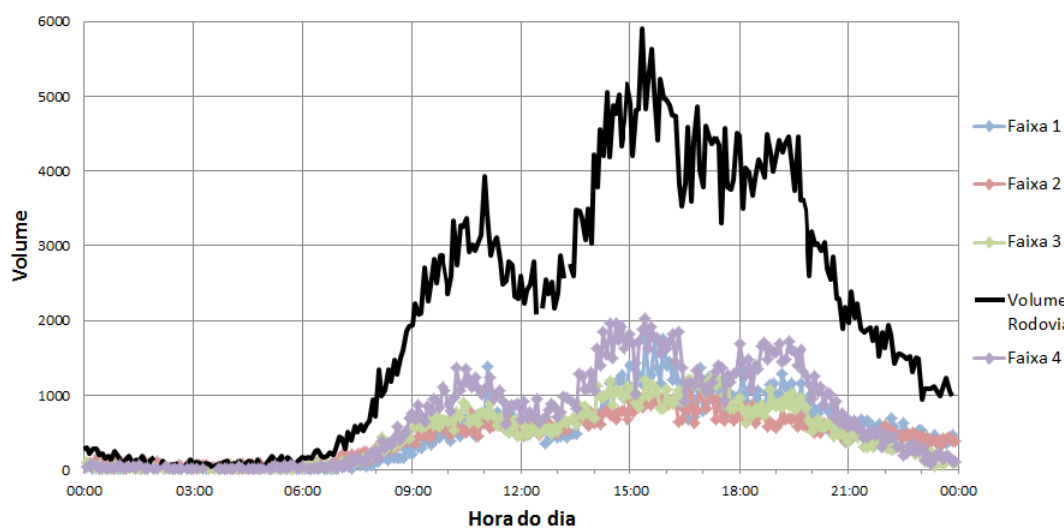
Dia 31/03/2013

Dia 31/03/2013

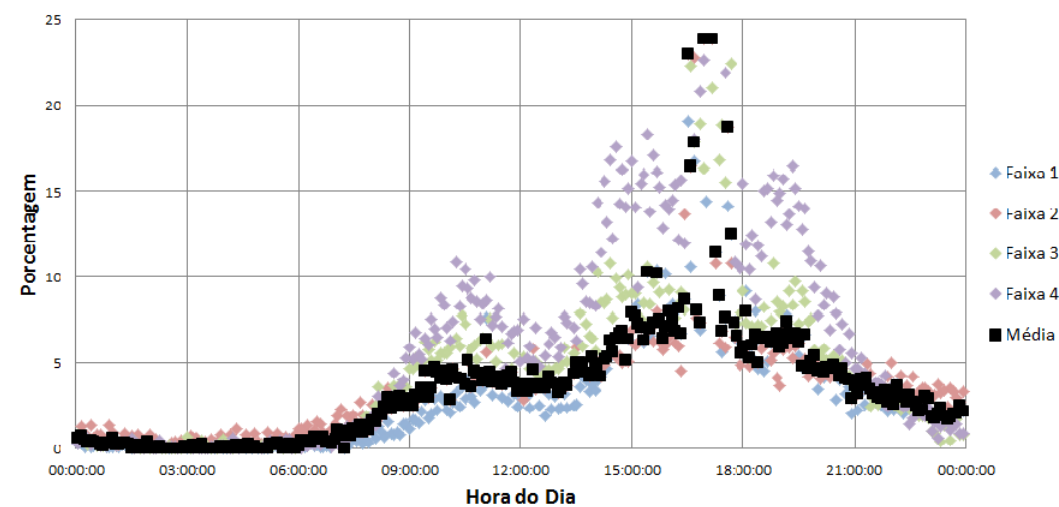
Velocidade km 1,5



Volume km 1,5



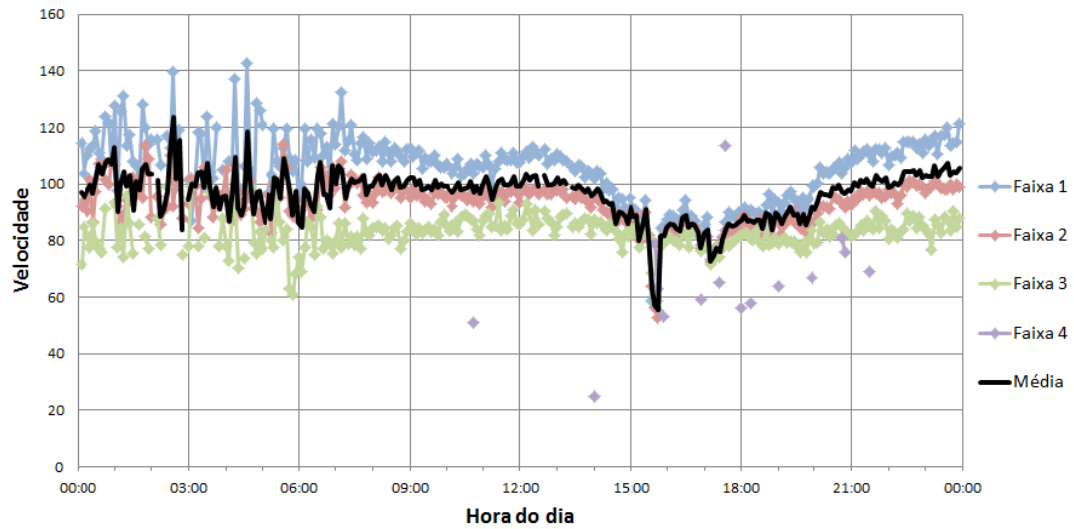
Ocupação km 1,5



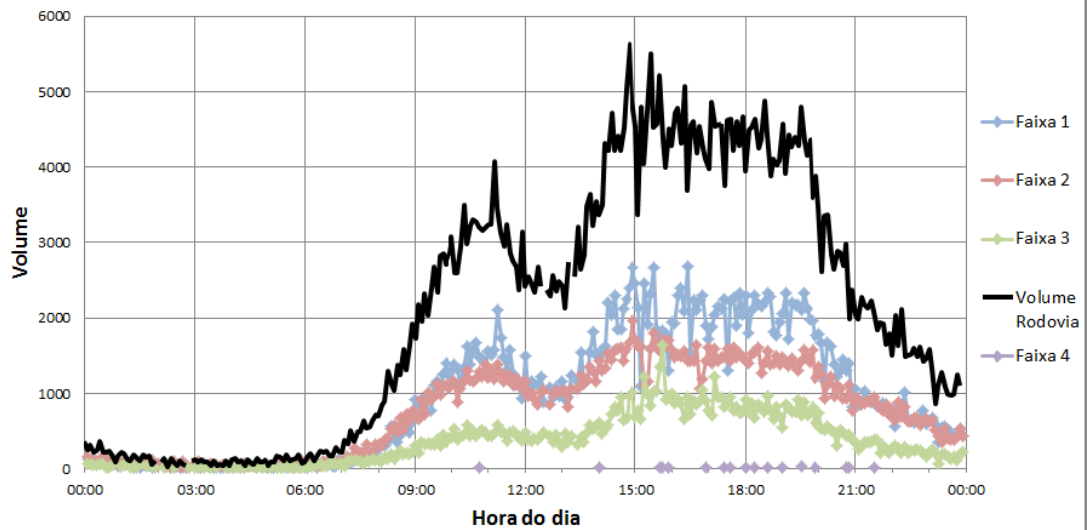
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 31/03/2013, para o km 1,5

Dia 31/03/2013

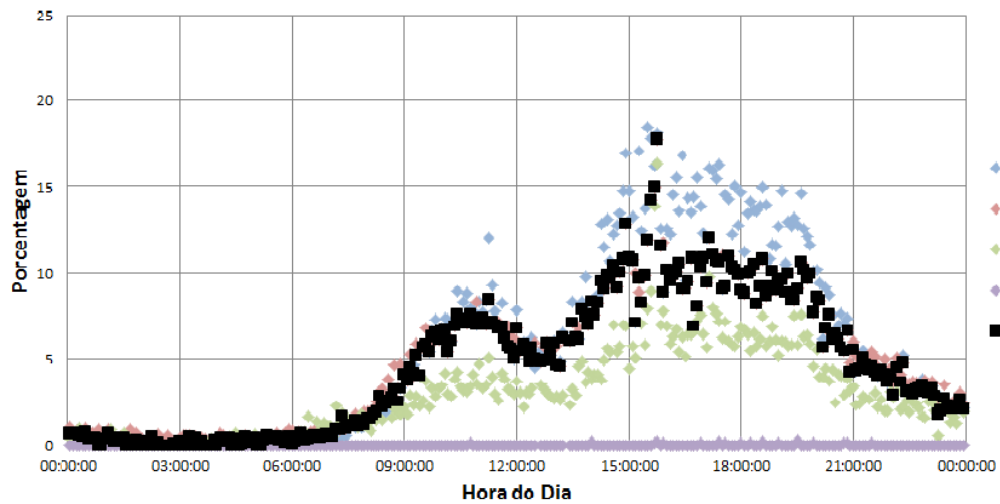
Velocidade km 14



Volume km 14



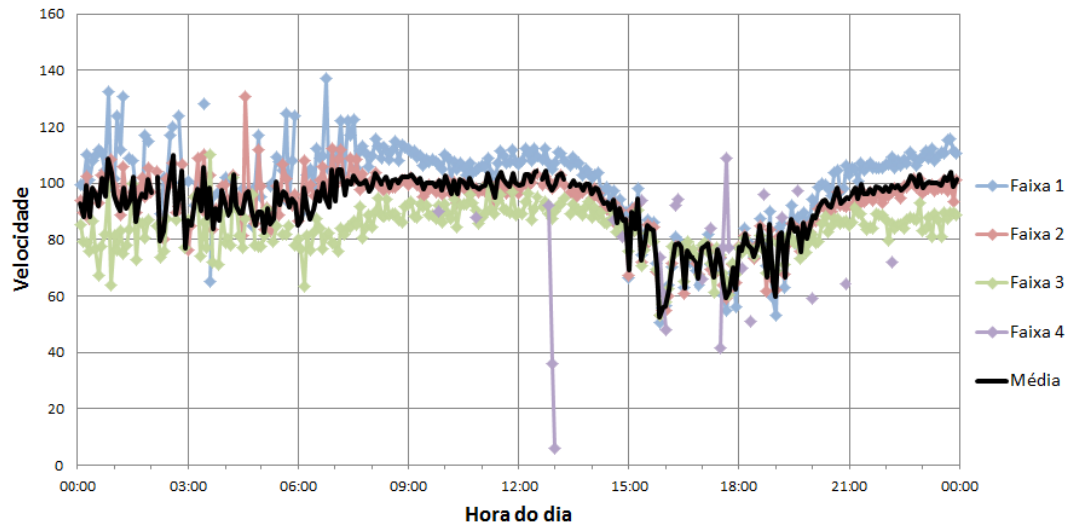
Ocupação km 14



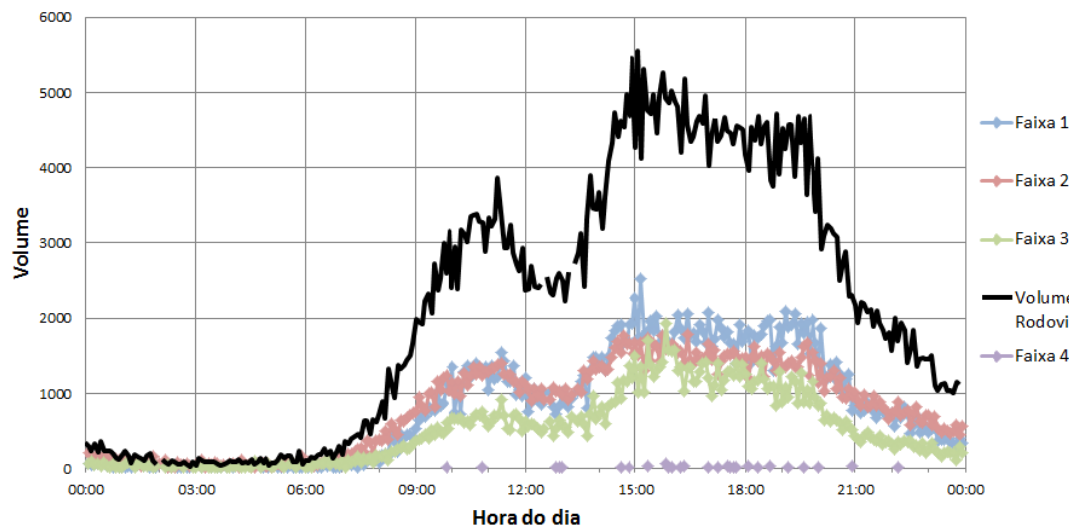
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 31/03/2013, para o km 14

Dia 31/03/2013

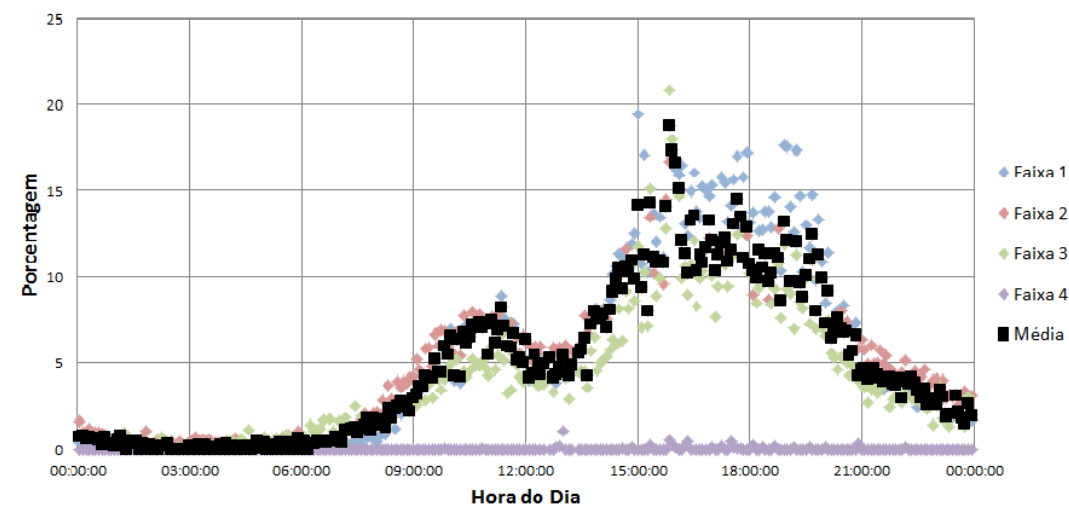
Velocidade km 19



Volume km 19



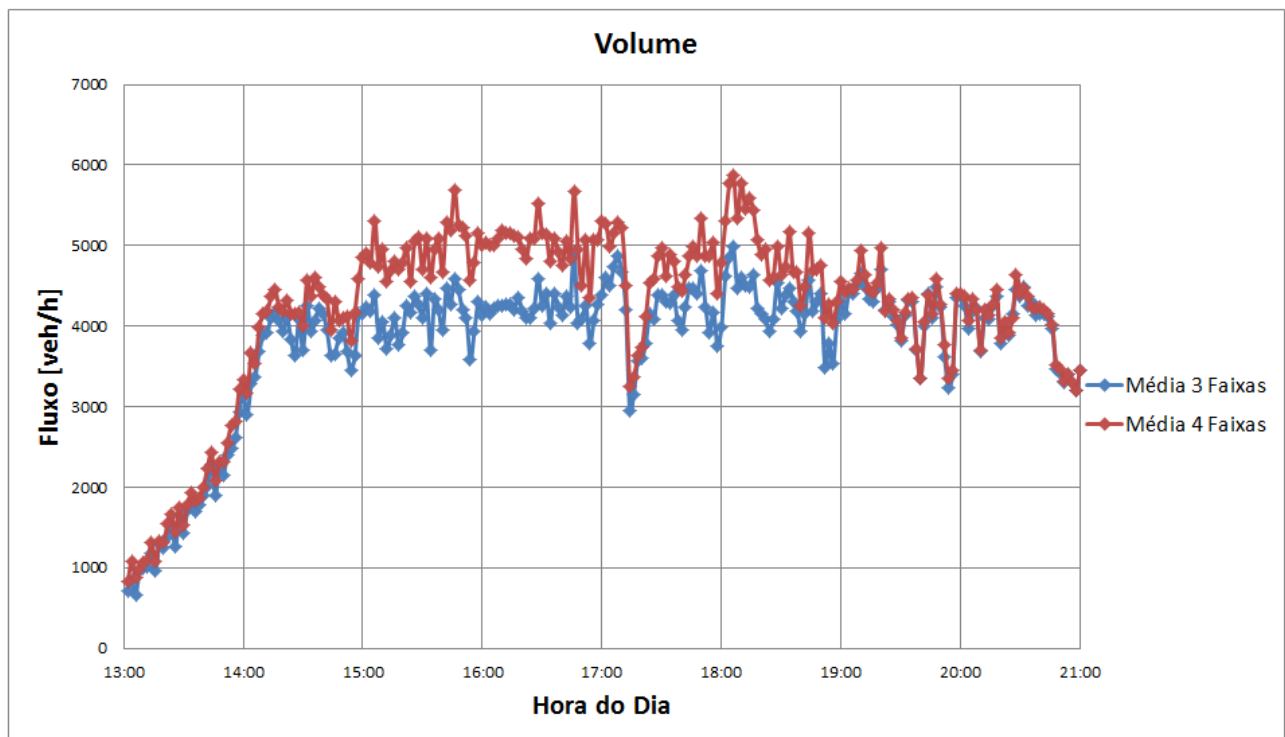
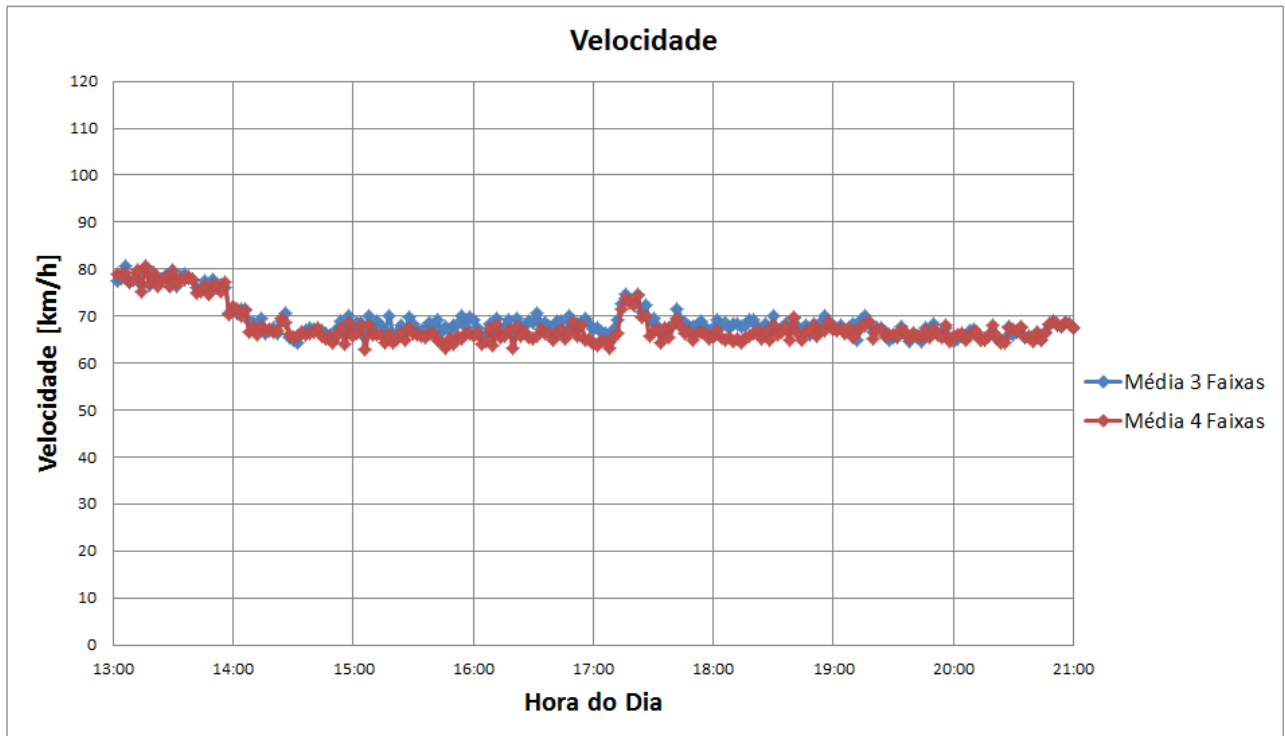
Ocupação km 19



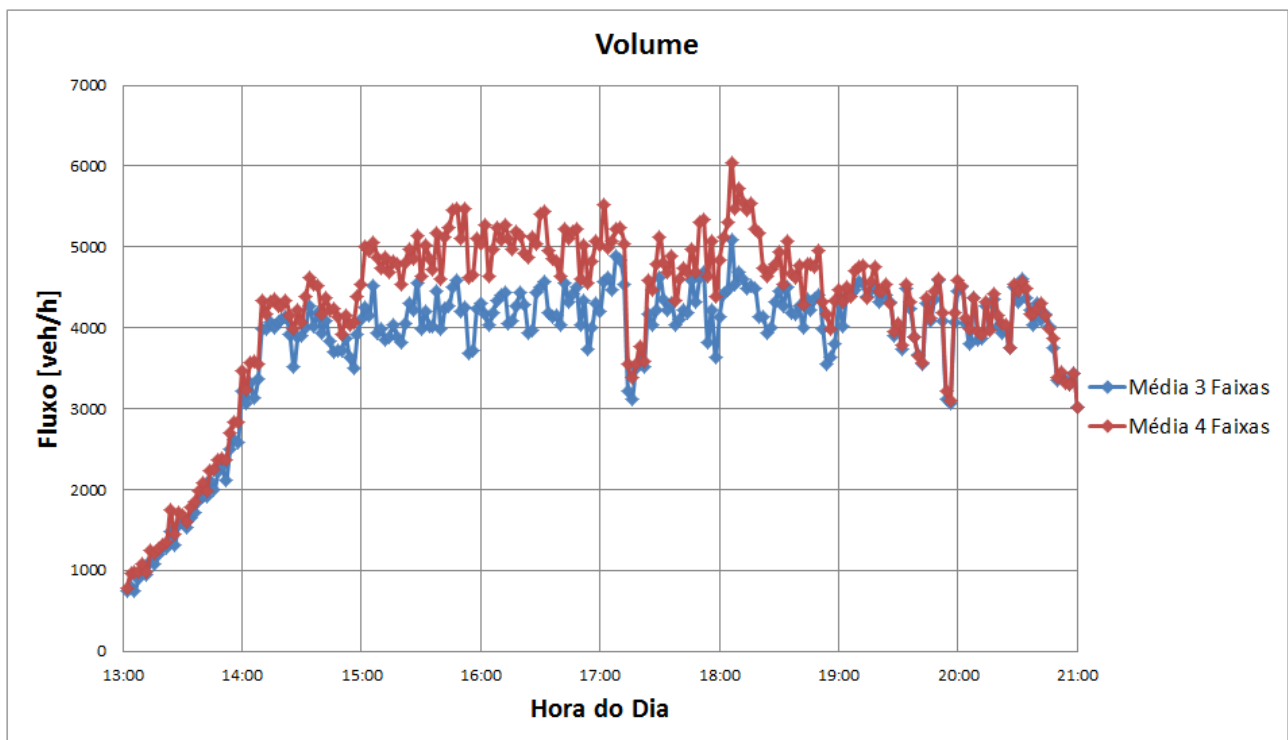
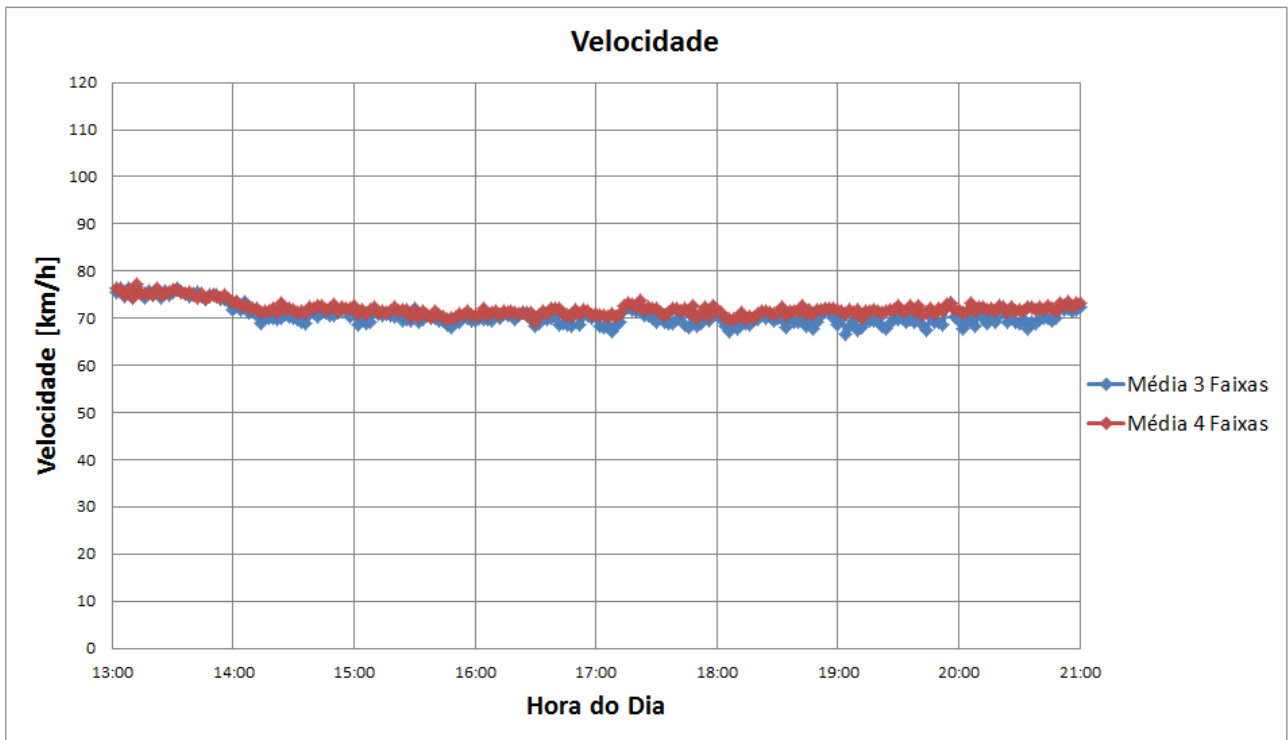
Velocidades médias, volumes e a ocupação do dia 31/03/2013, para o km 19.

**ANEXO III - GRÁFICOS DE COMPARAÇÃO DE VELOCIDADE E VOLUME
PARA TODOS OS PONTOS DE COLETA DE DADOS NO MODELO DE
SIMULAÇÃO**

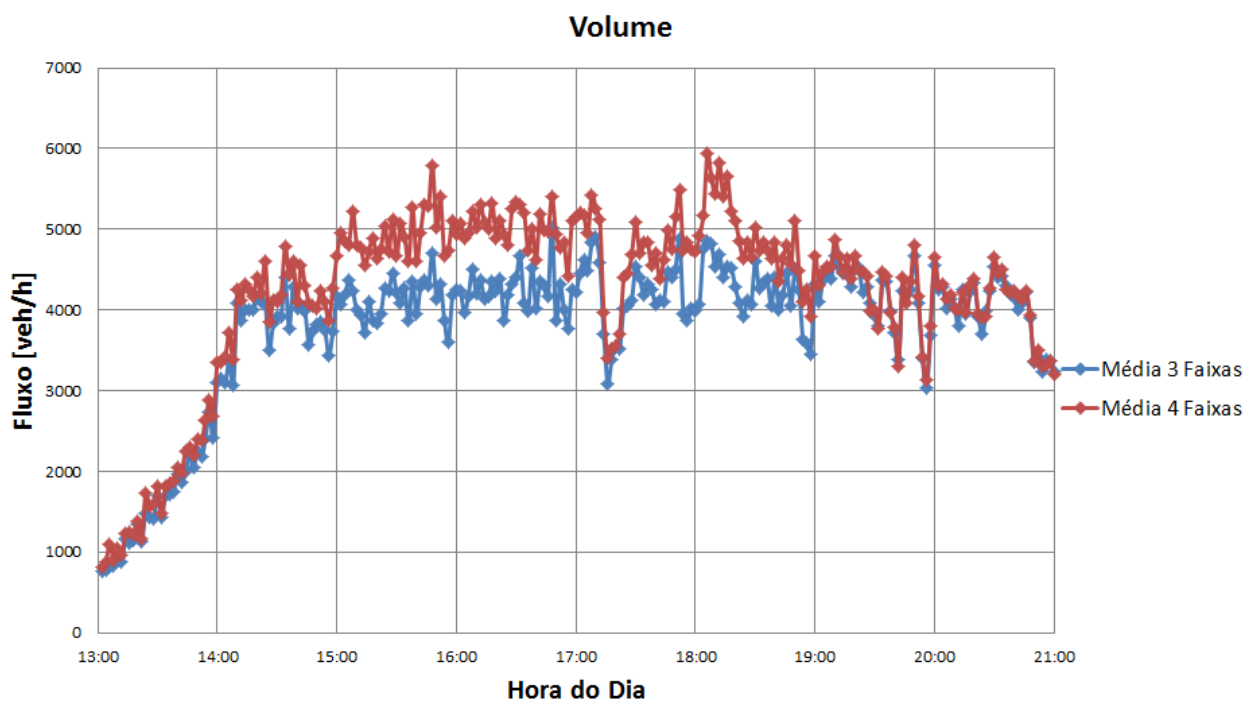
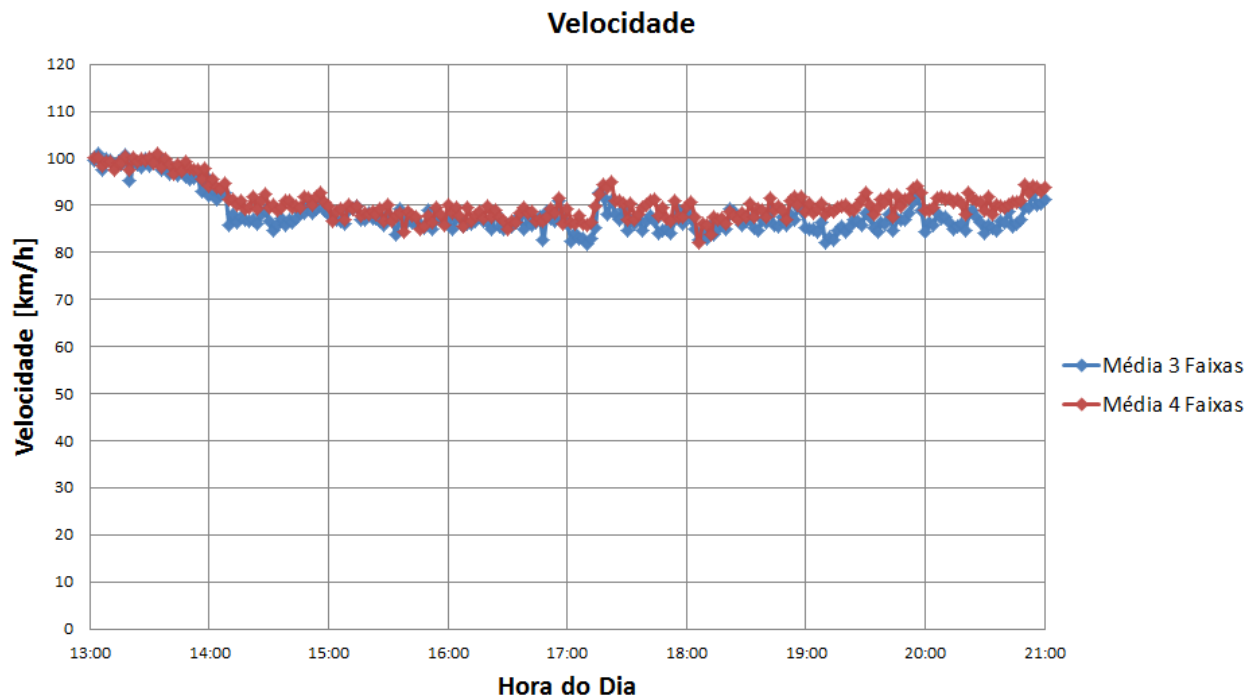
Curva km02



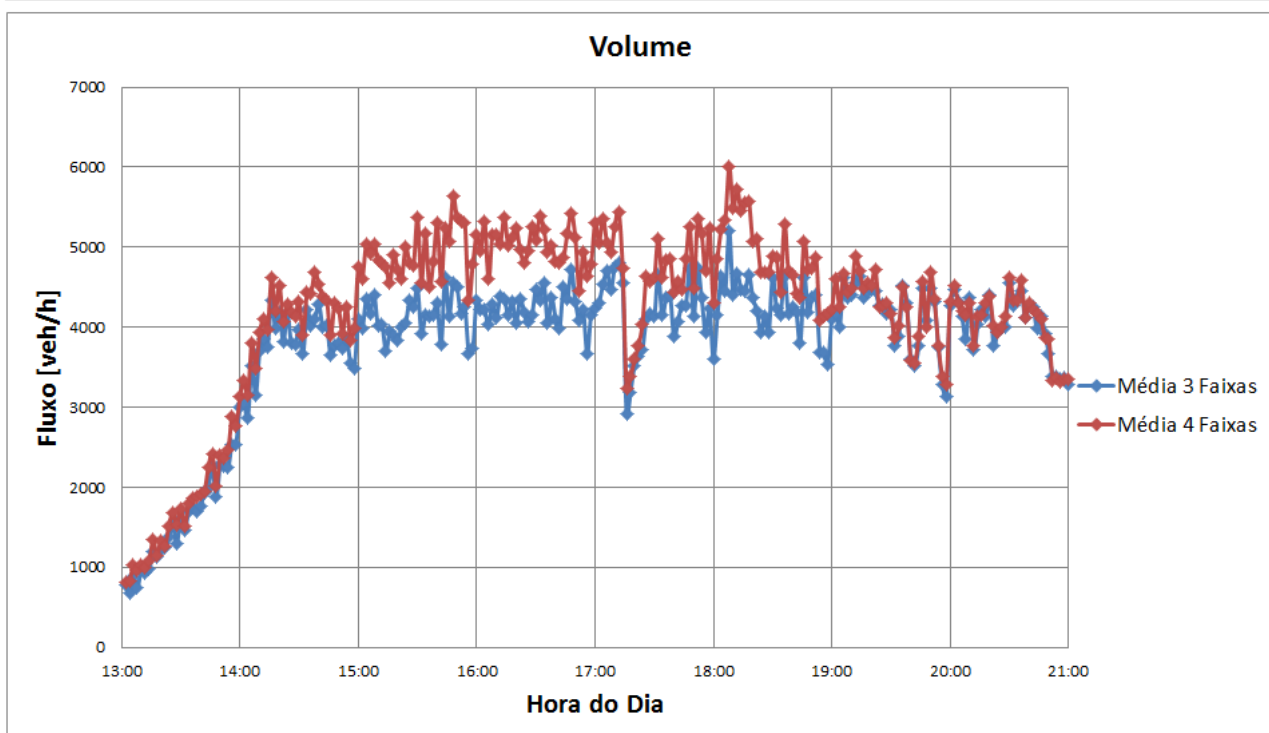
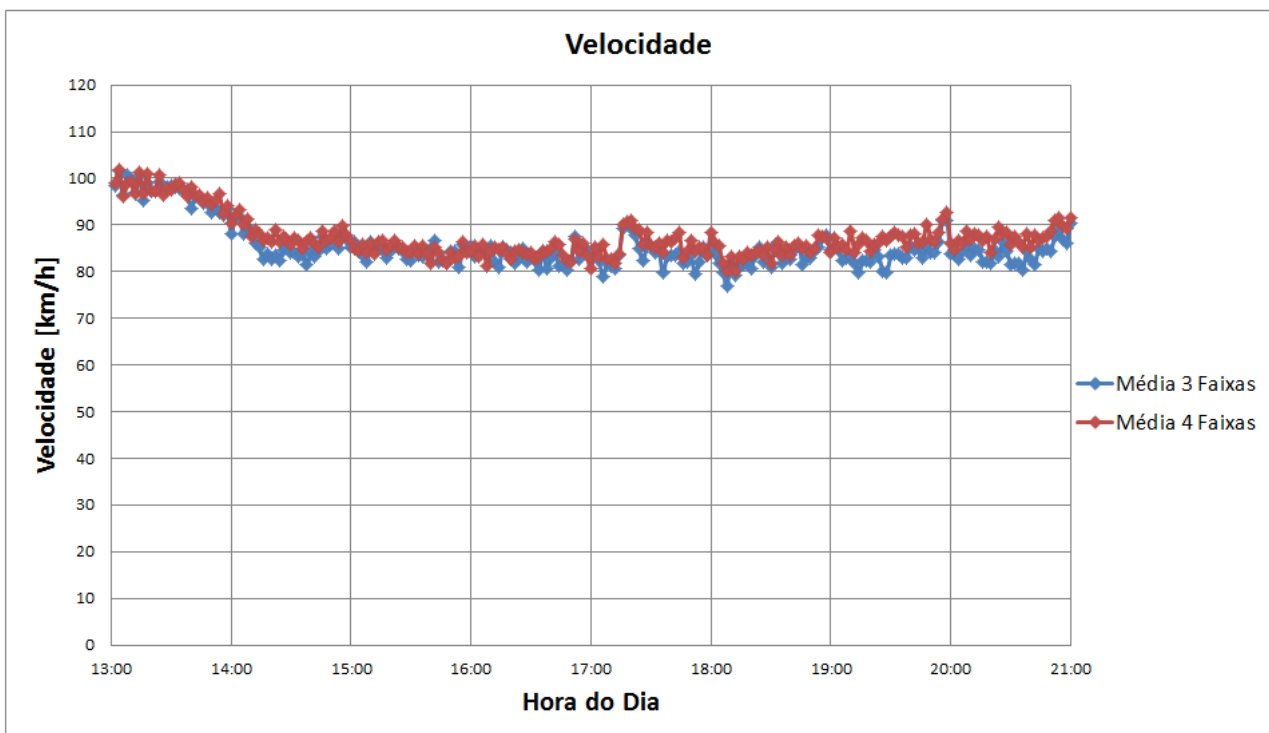
Final Taper km03



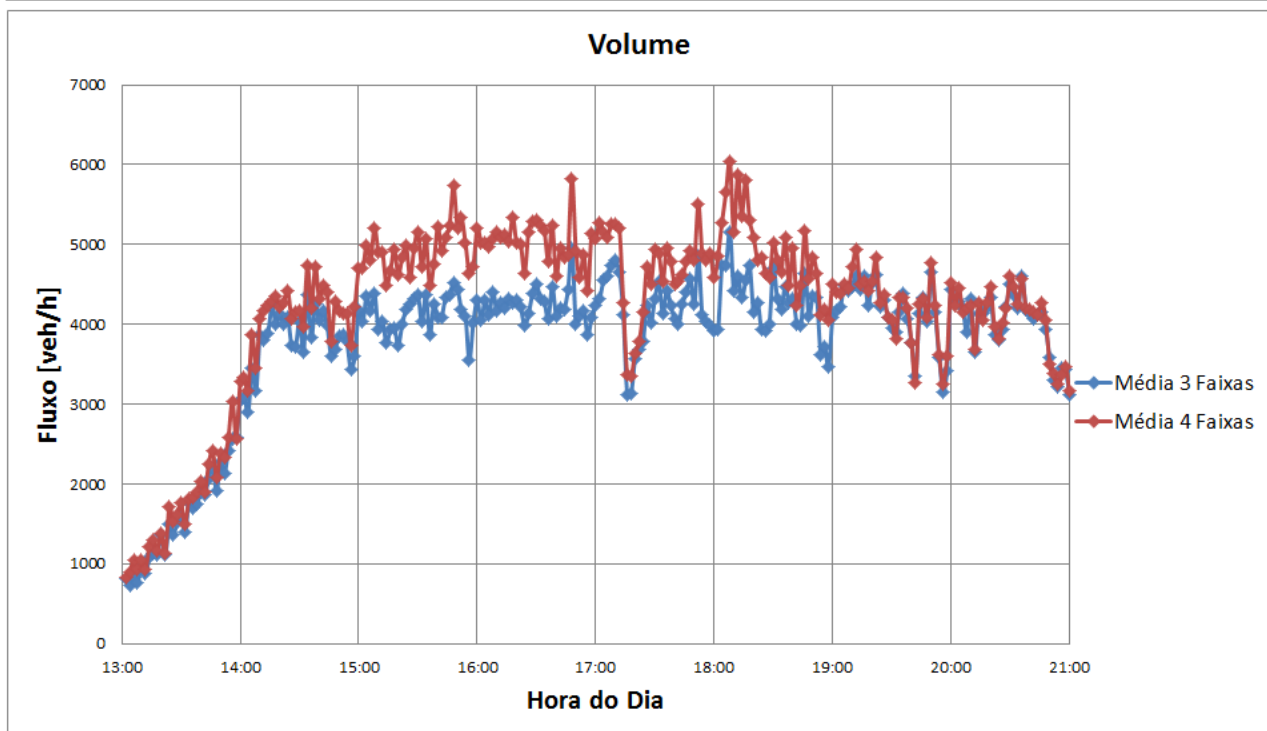
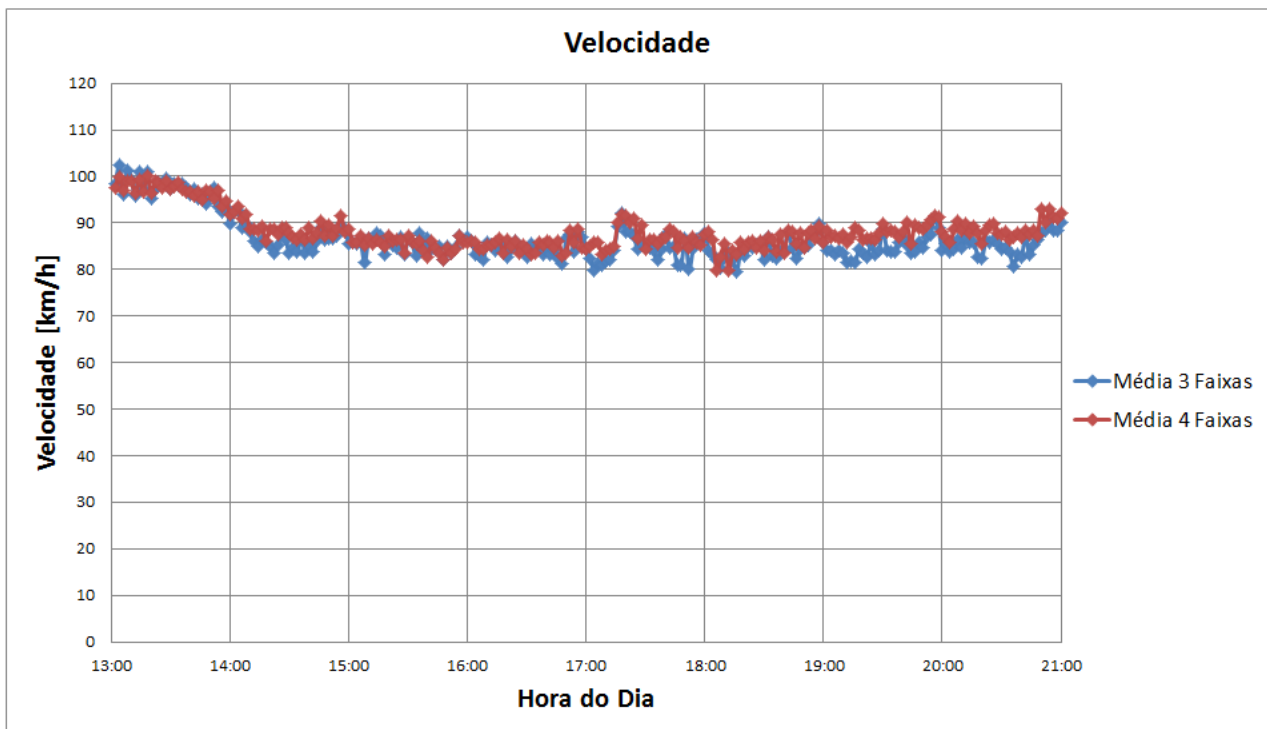
Km 3,5



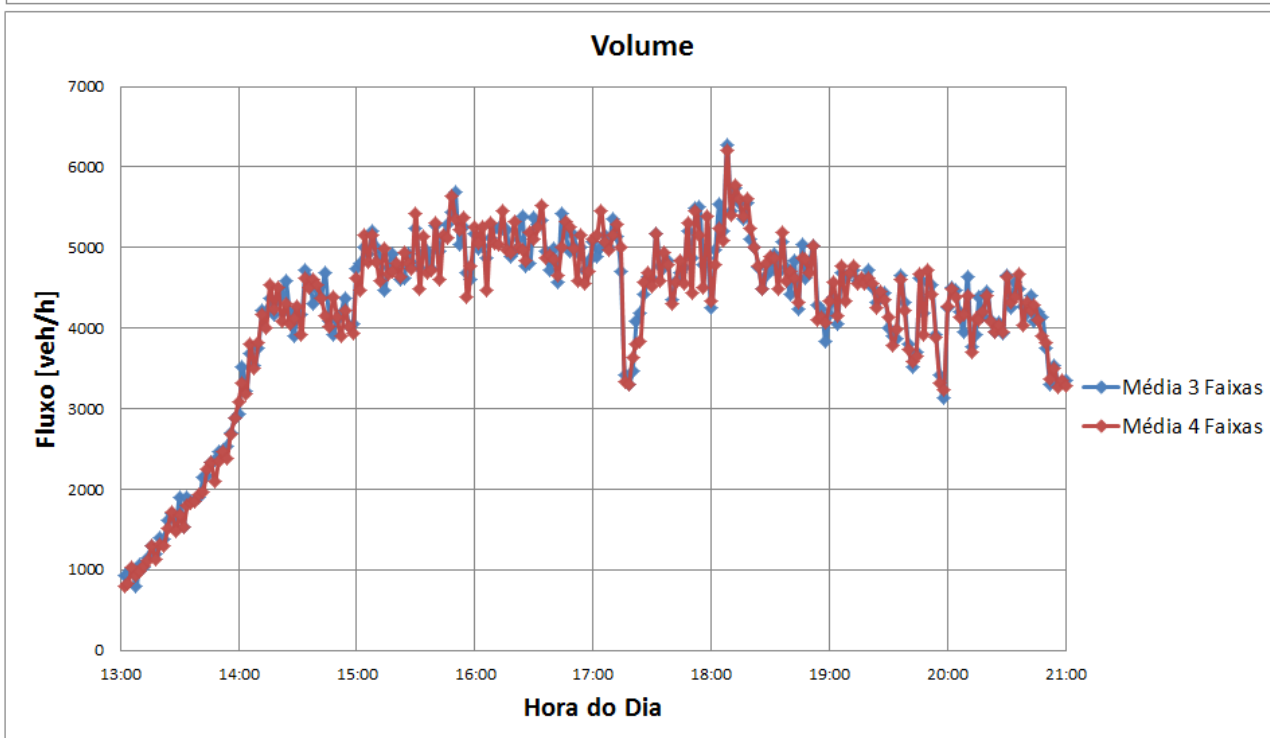
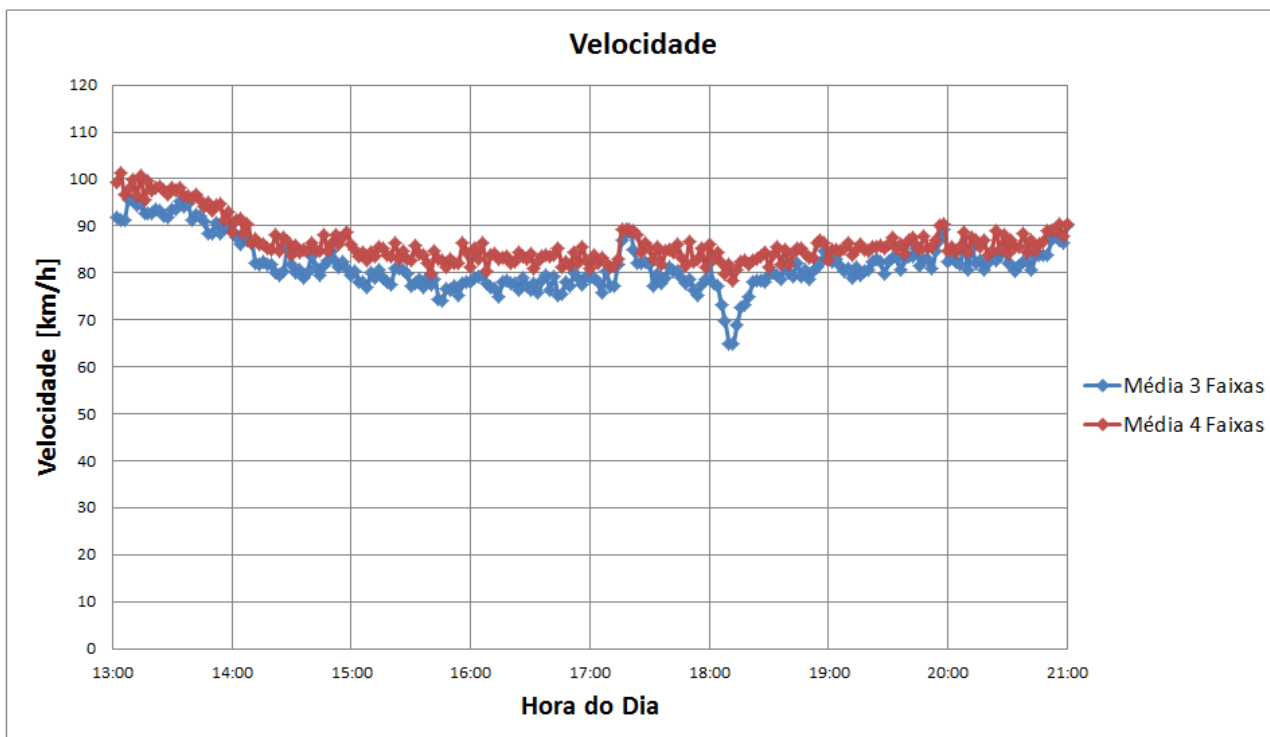
km 4,5



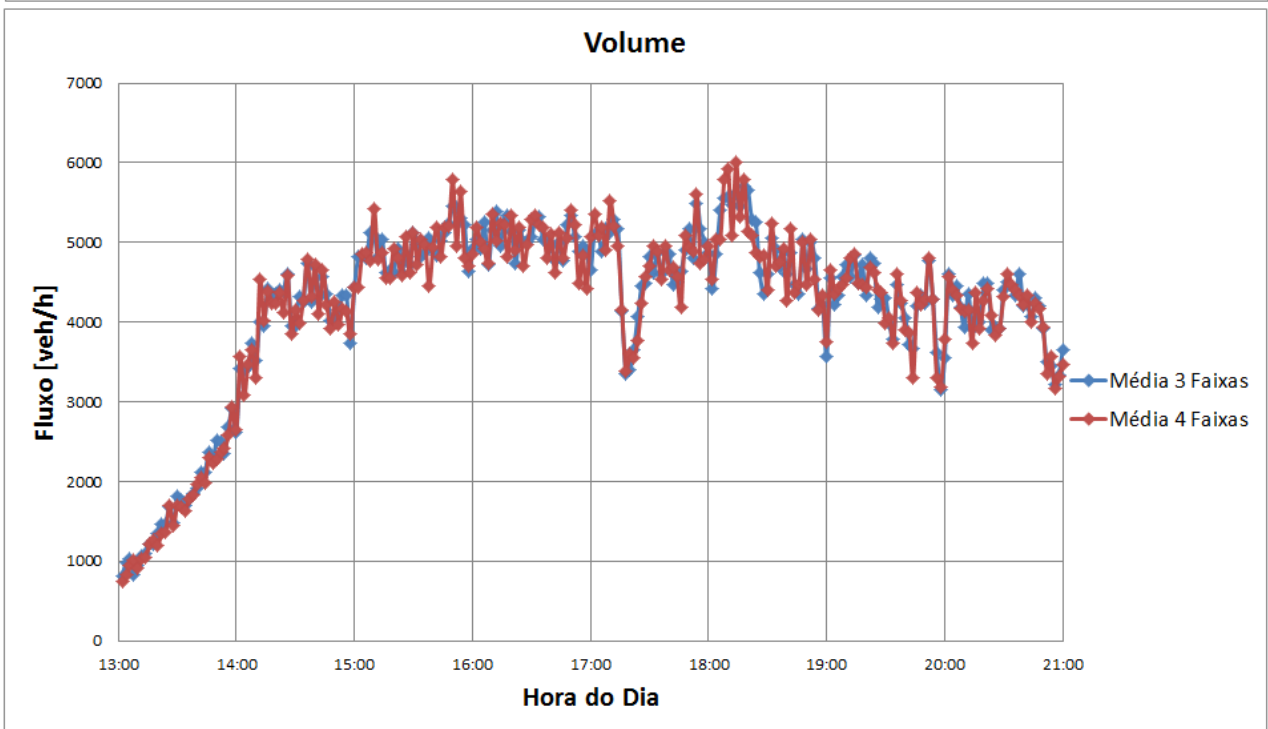
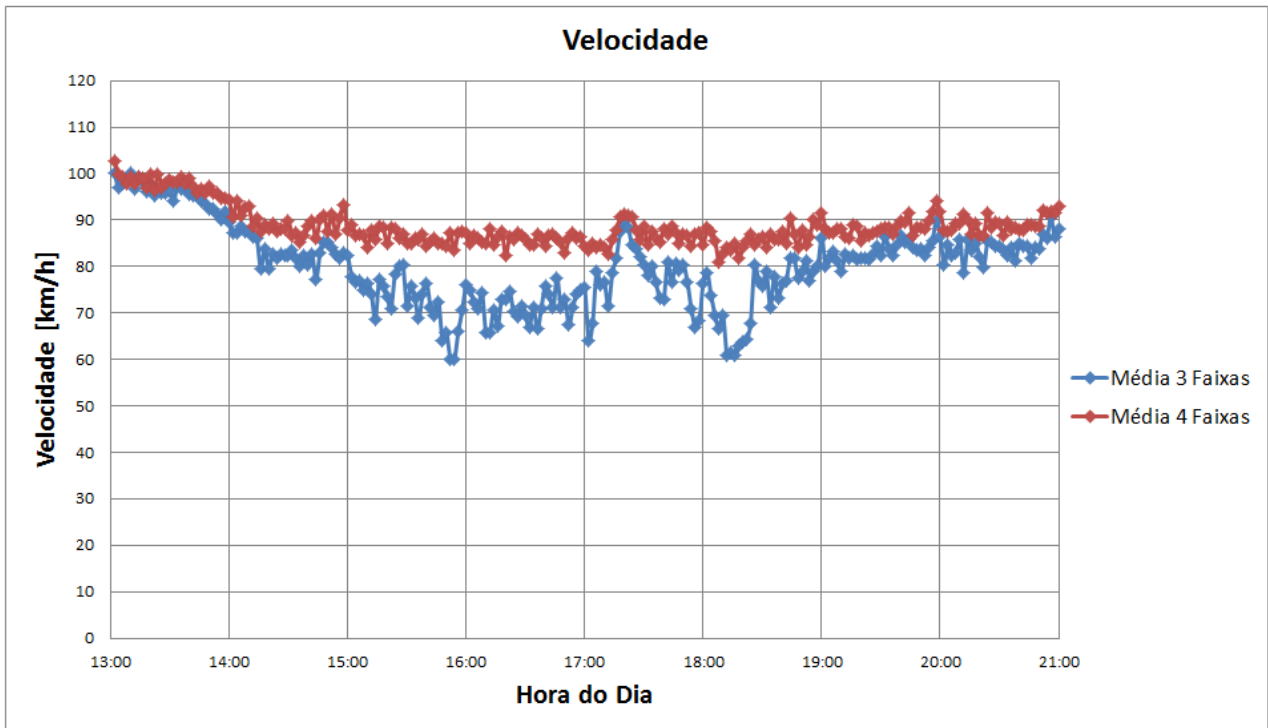
Km 04



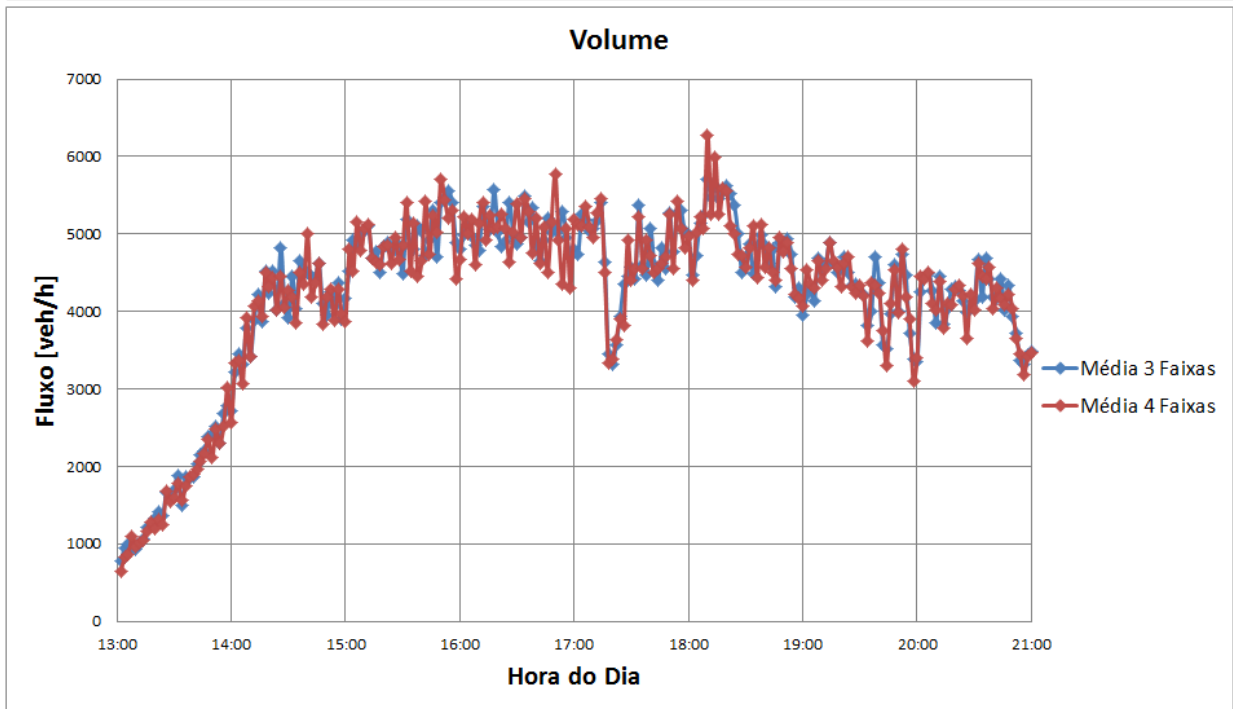
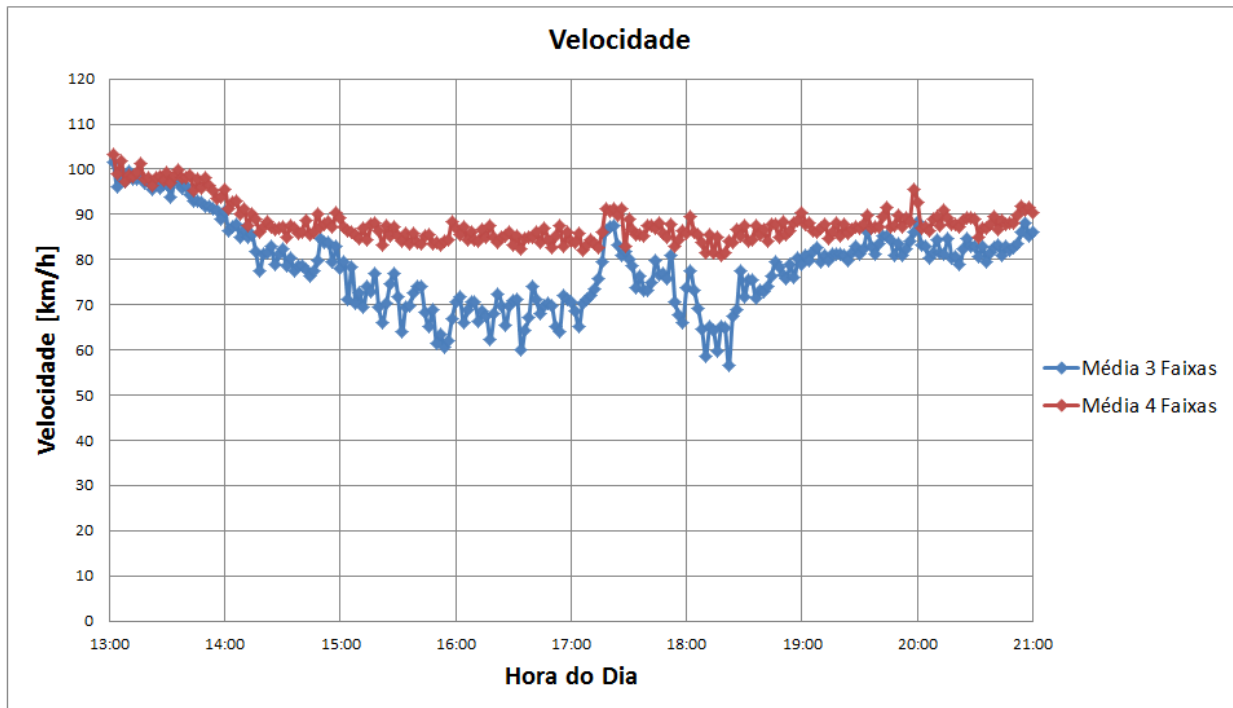
Acesso km5



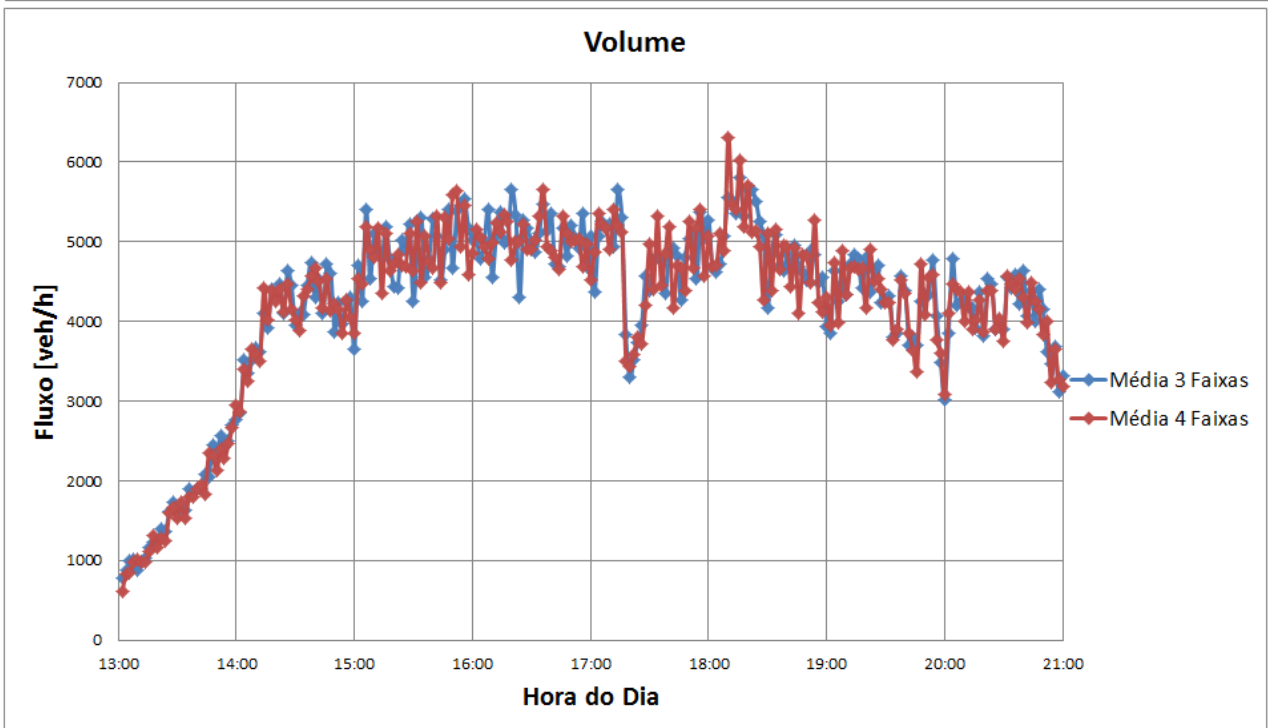
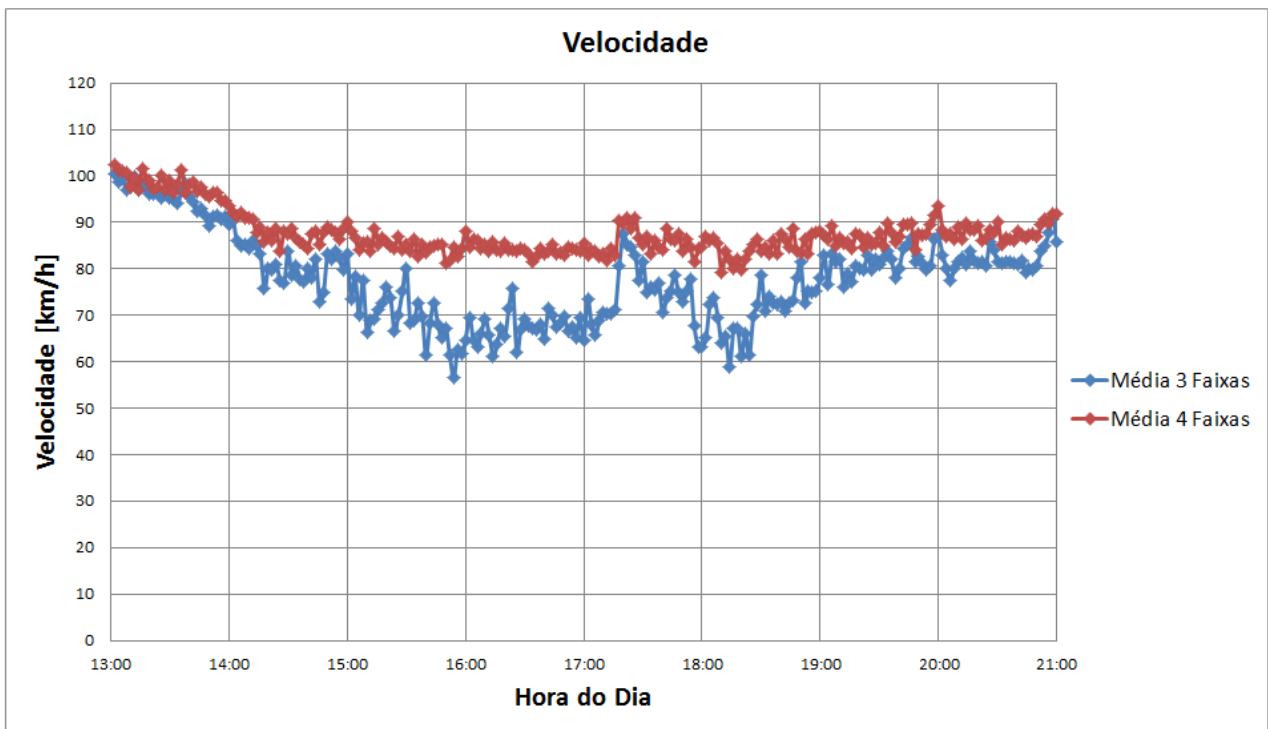
Km 6



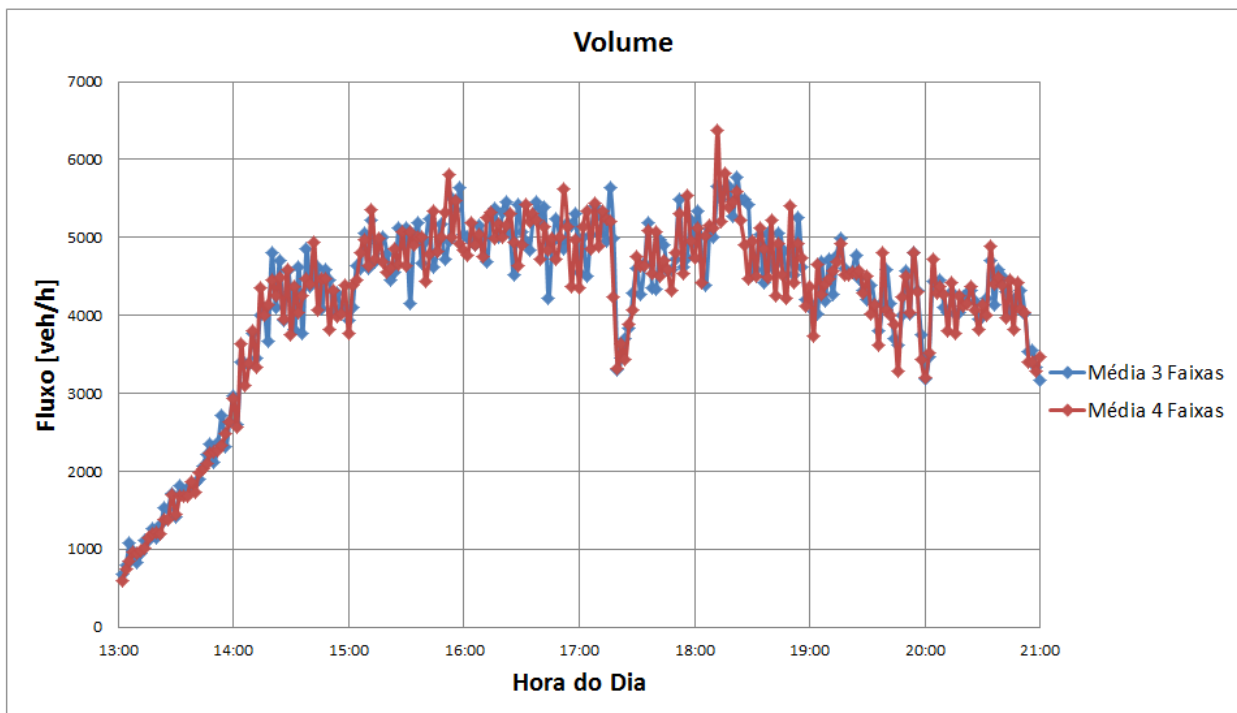
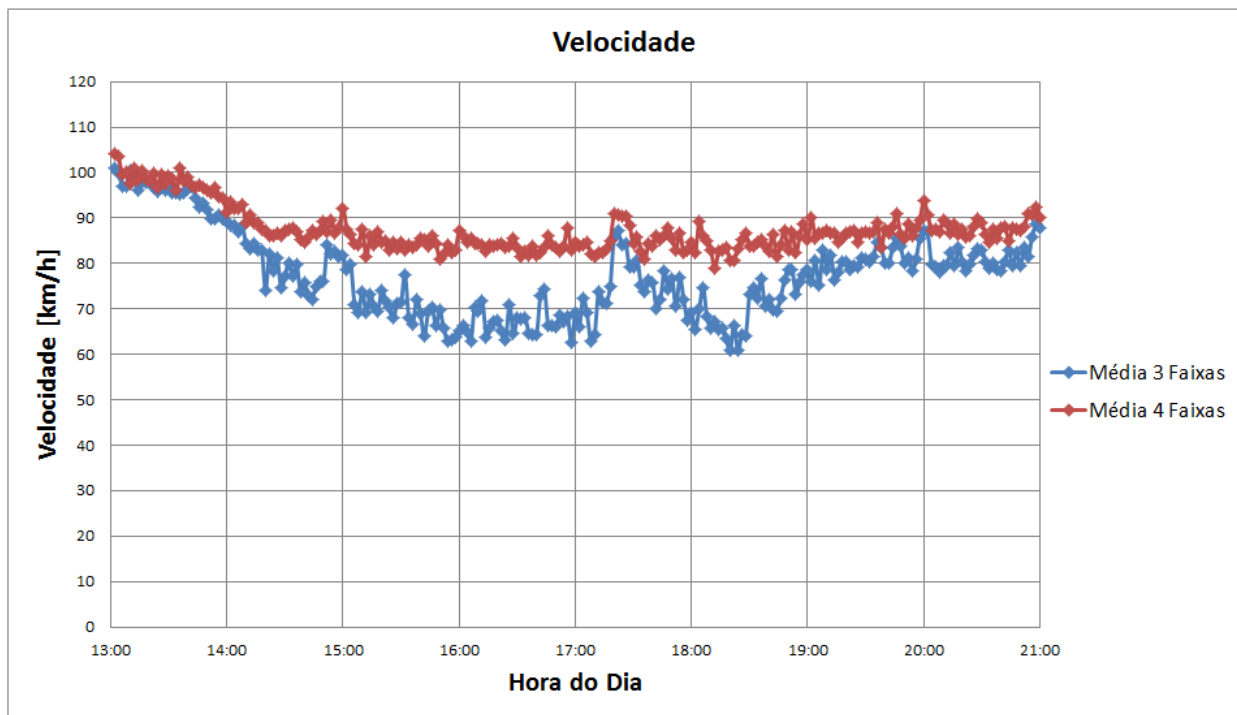
Km 7



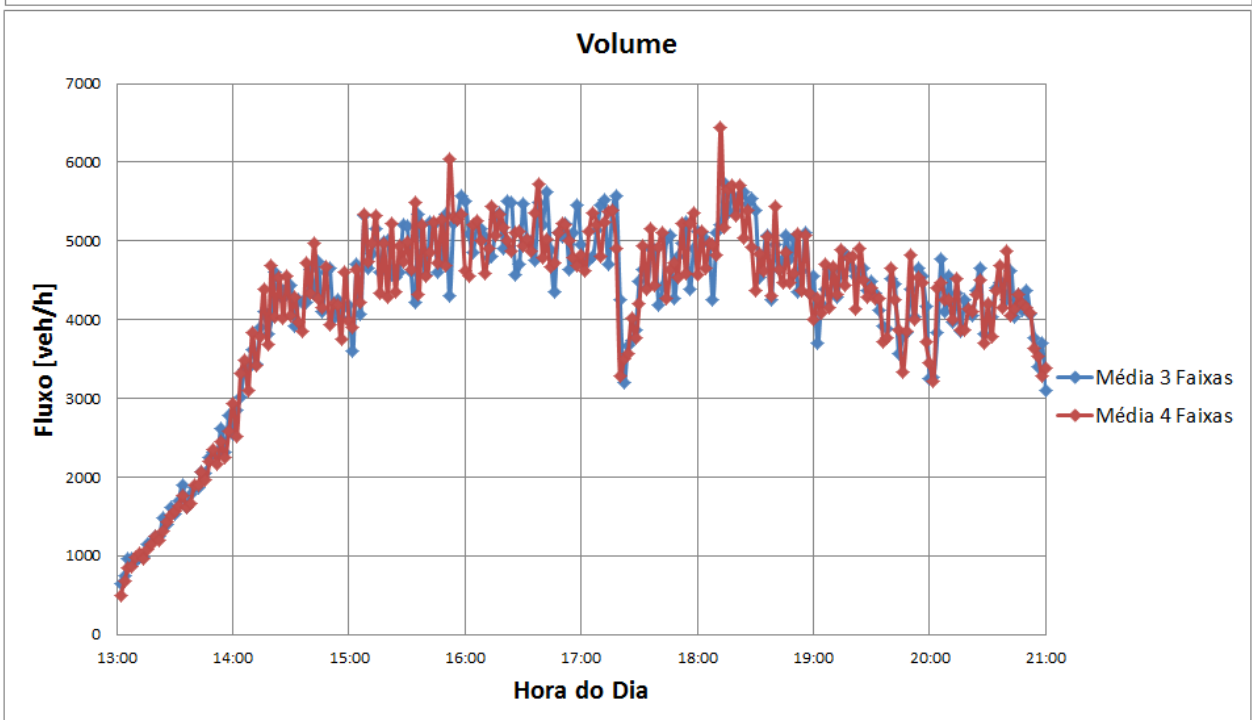
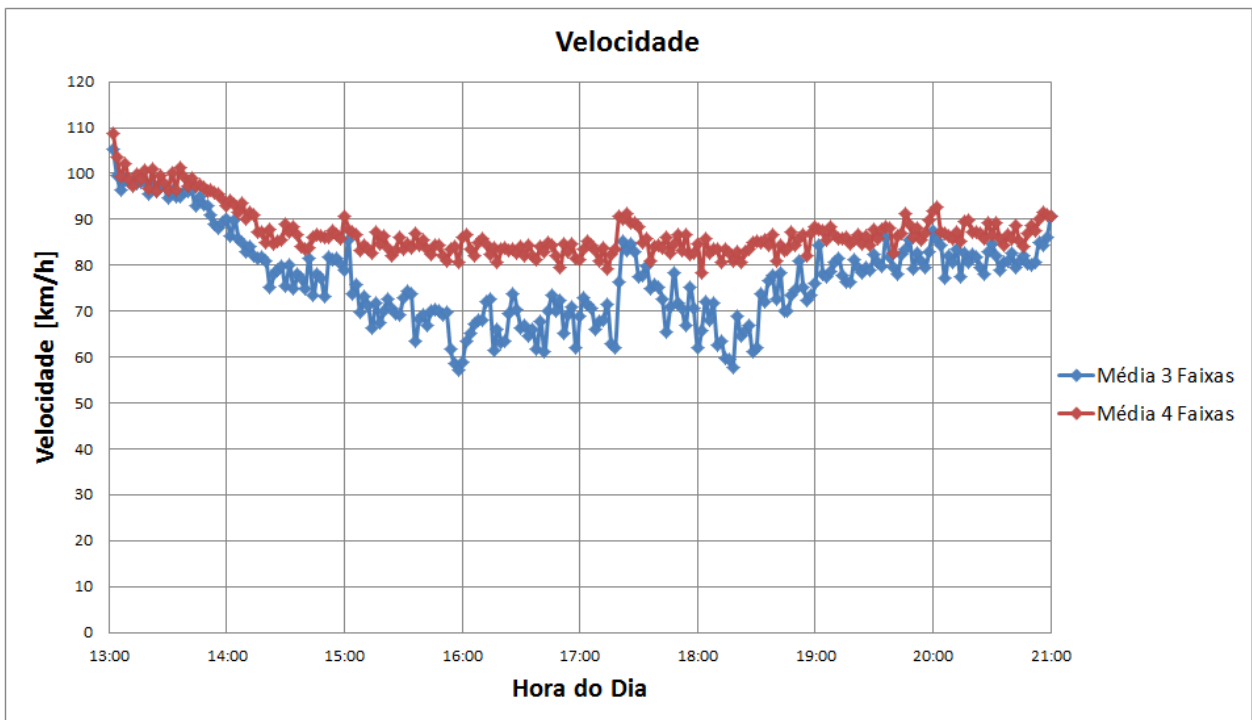
km 8



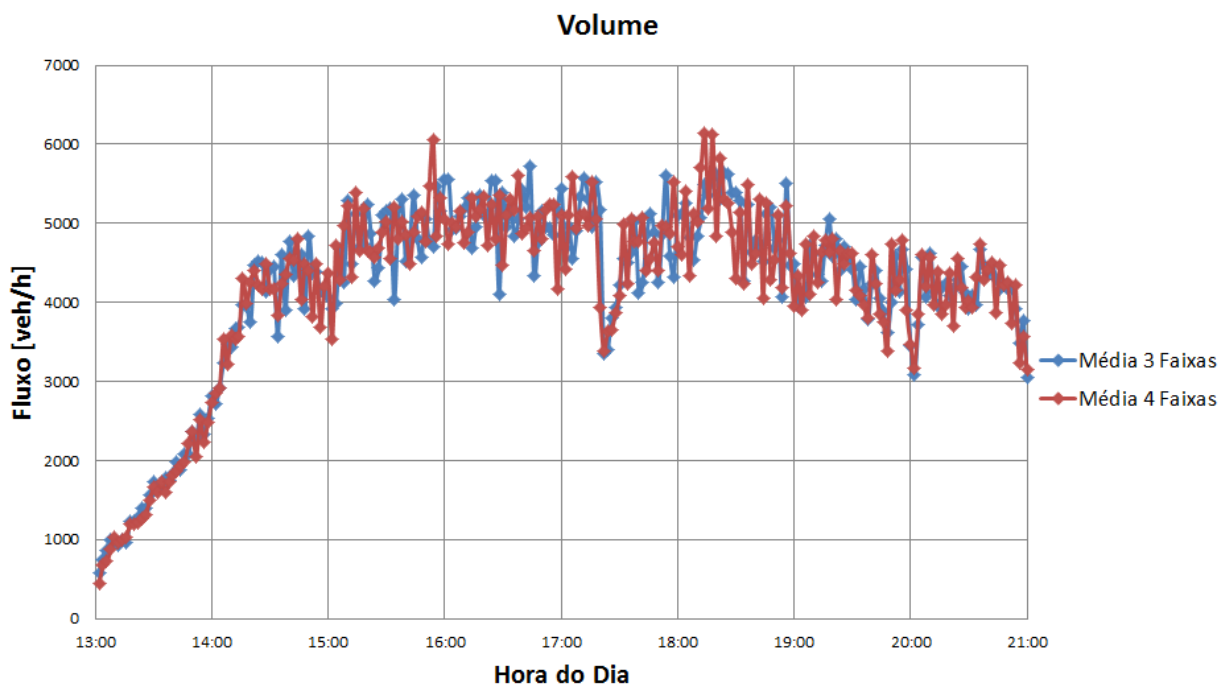
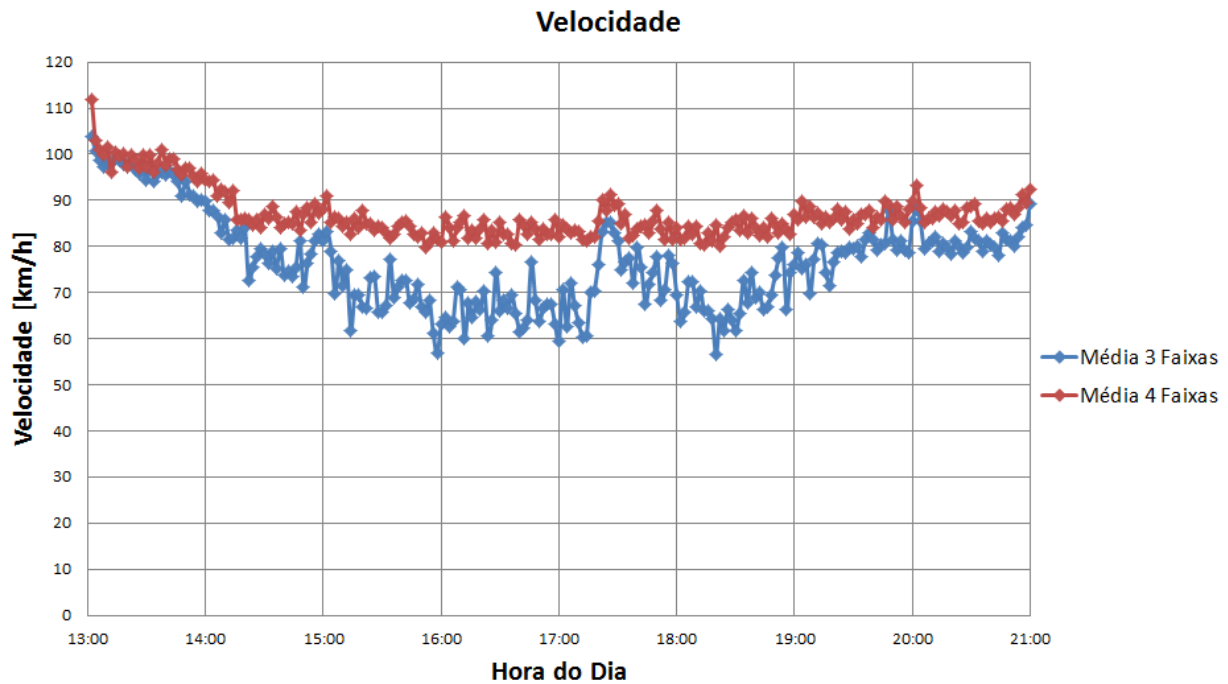
Km 9



Km 10

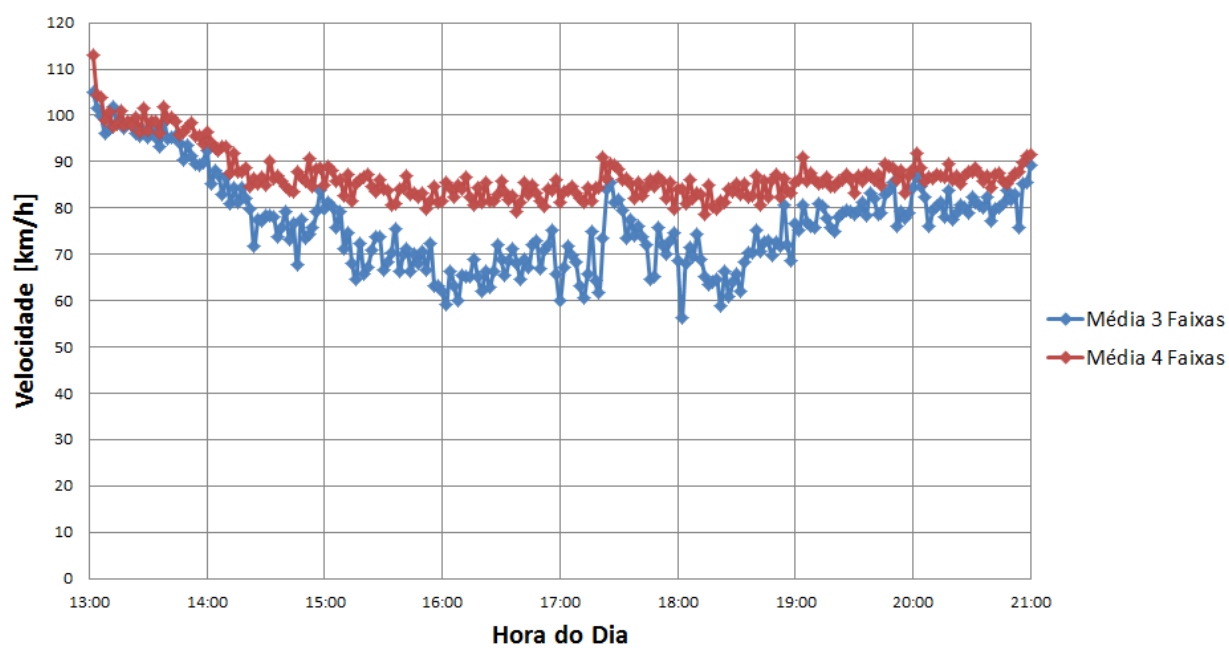


km 11

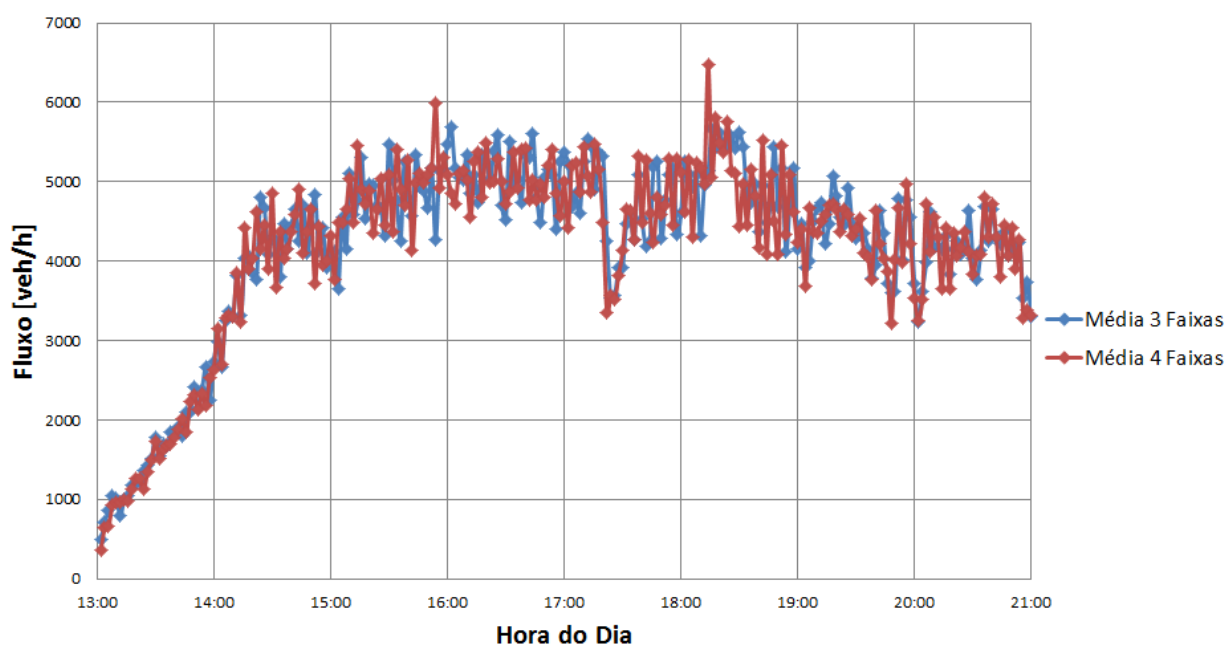


km 12

Velocidade

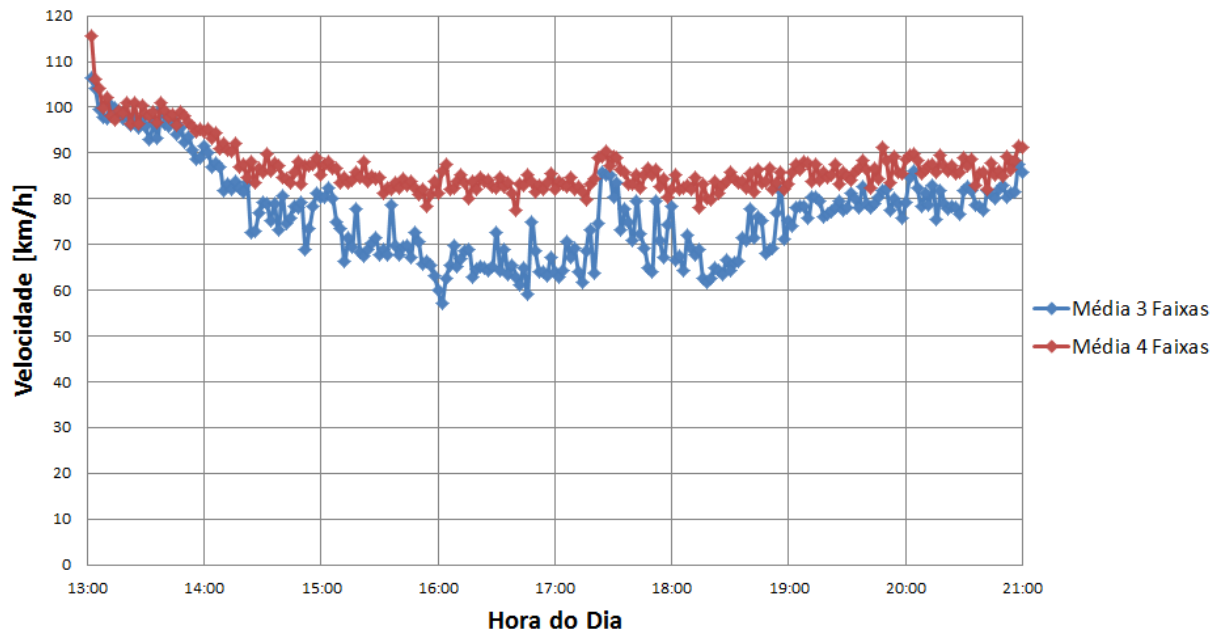


Volume

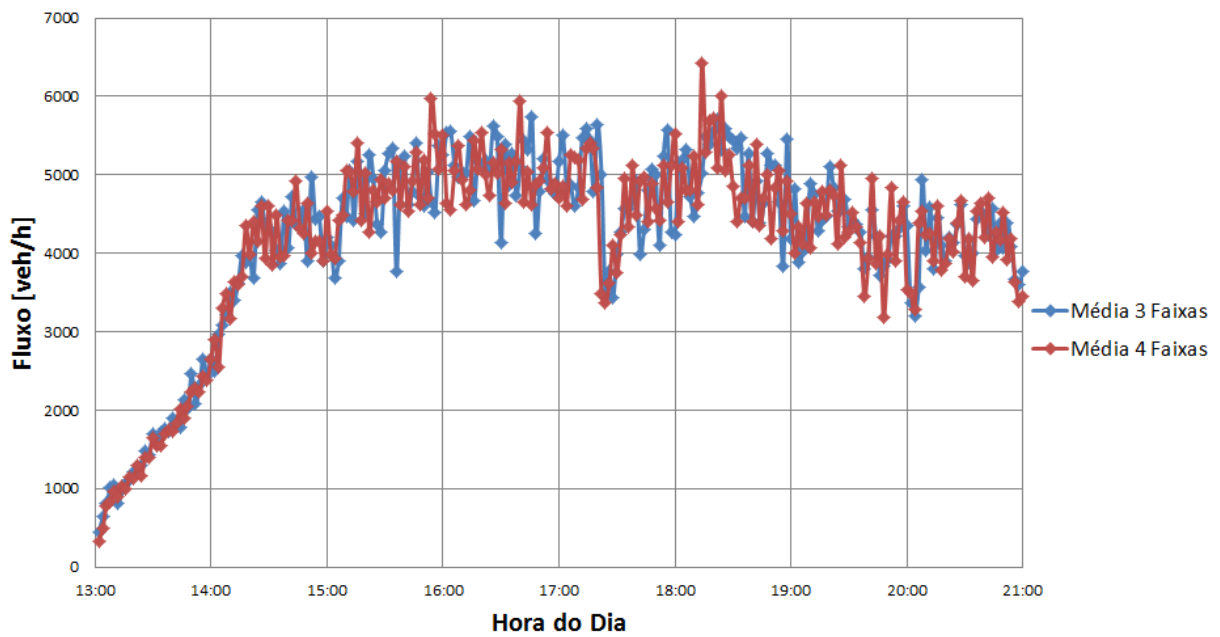


km 13

Velocidade

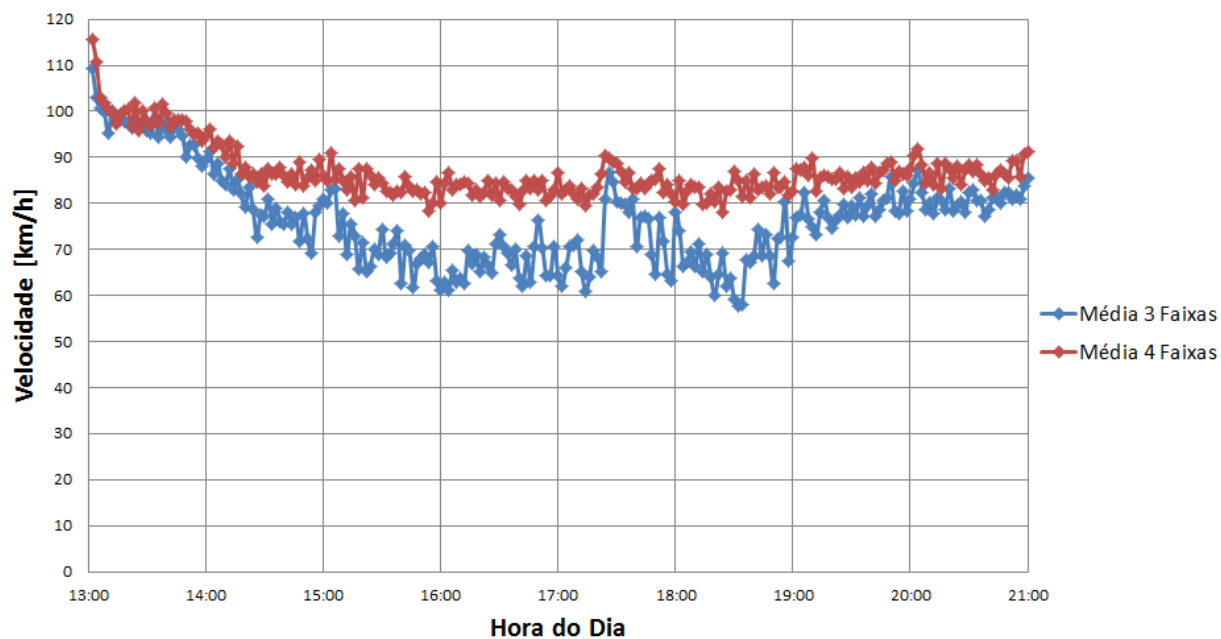


Volume

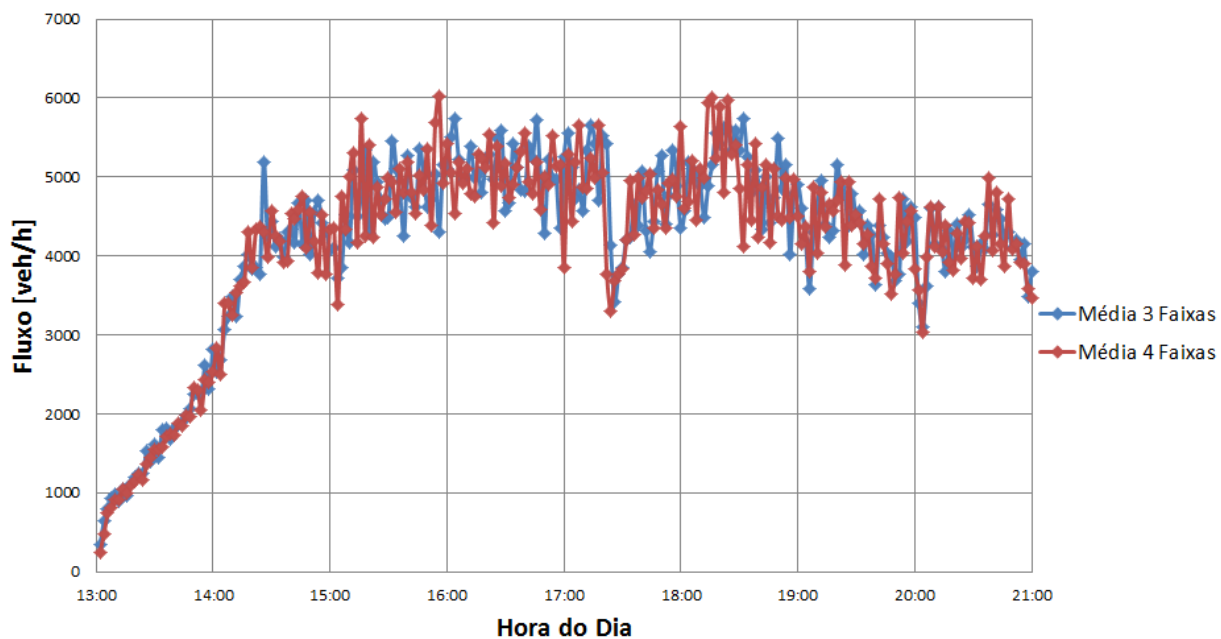


km 14

Velocidade

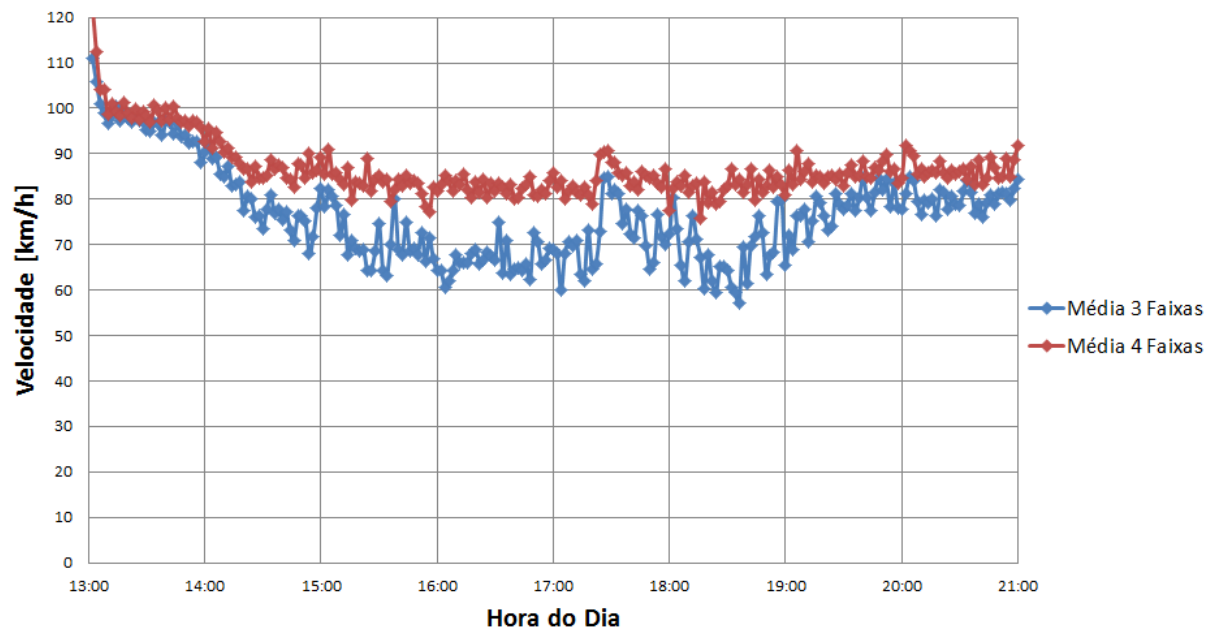


Volume

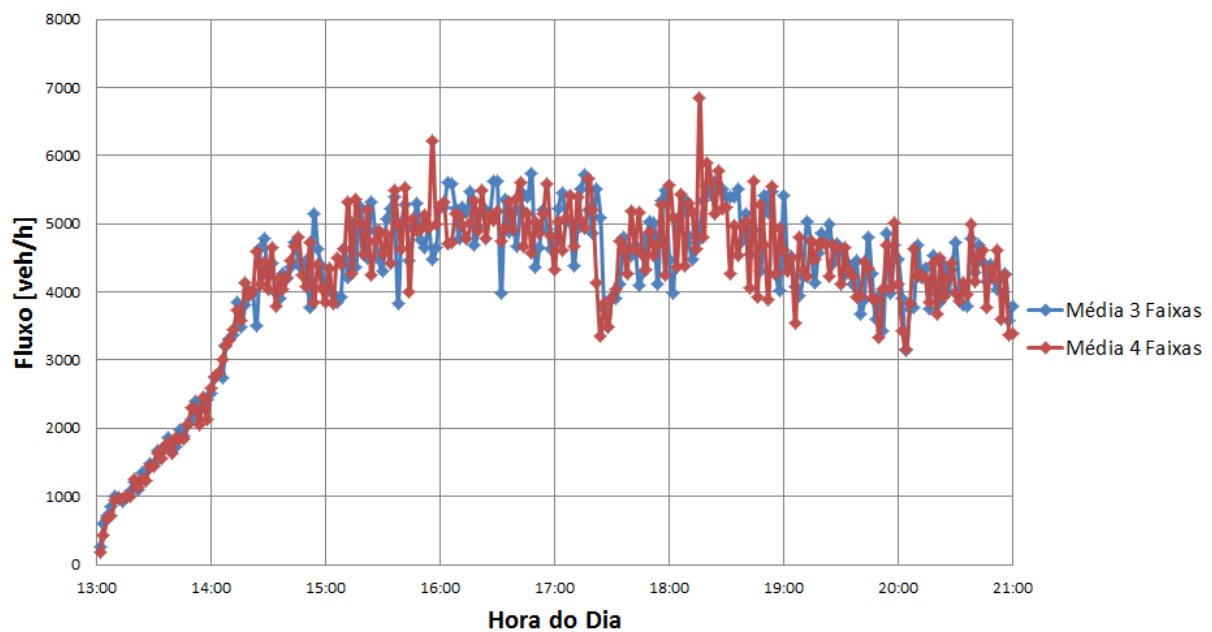


km 15

Velocidade

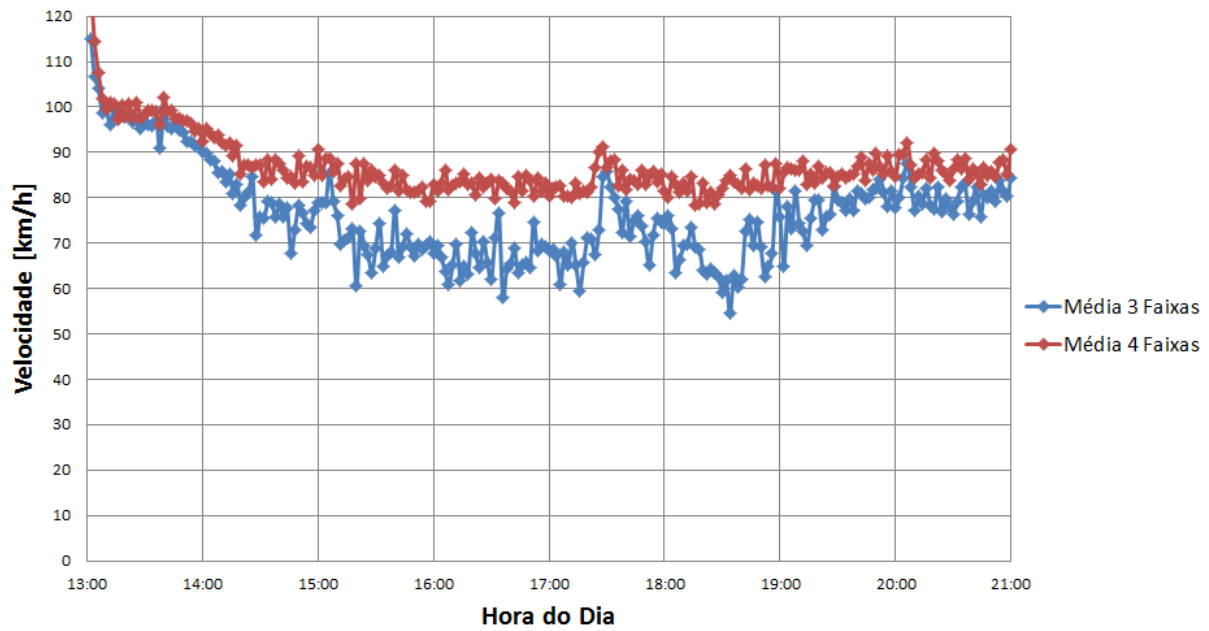


Volume

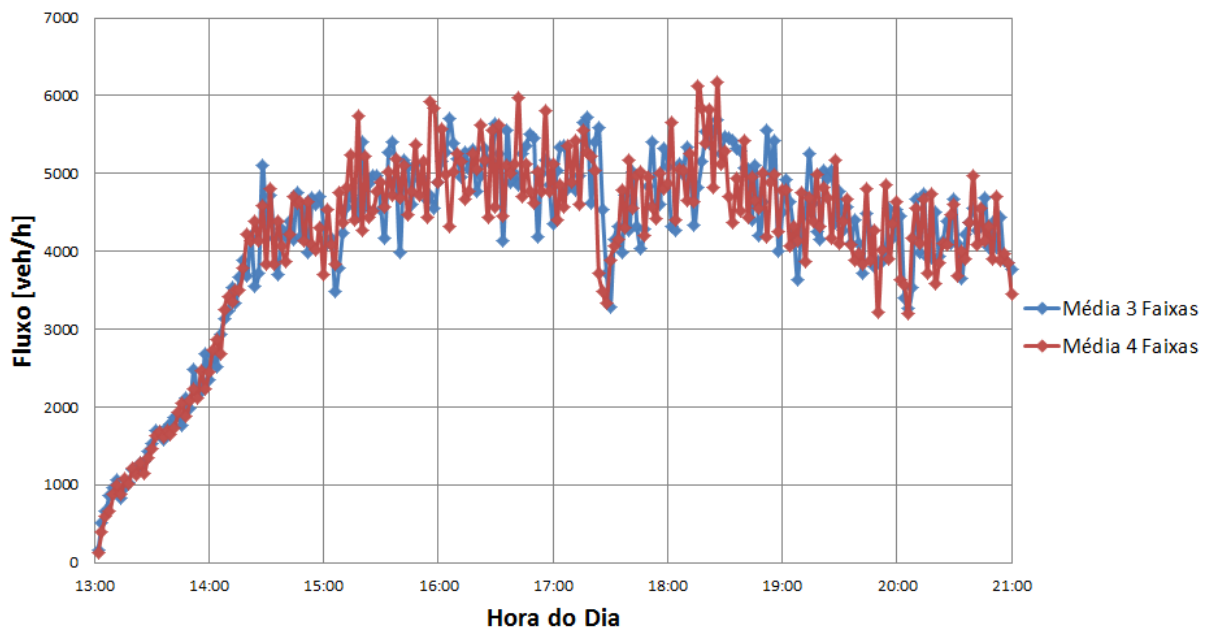


km 16

Velocidade

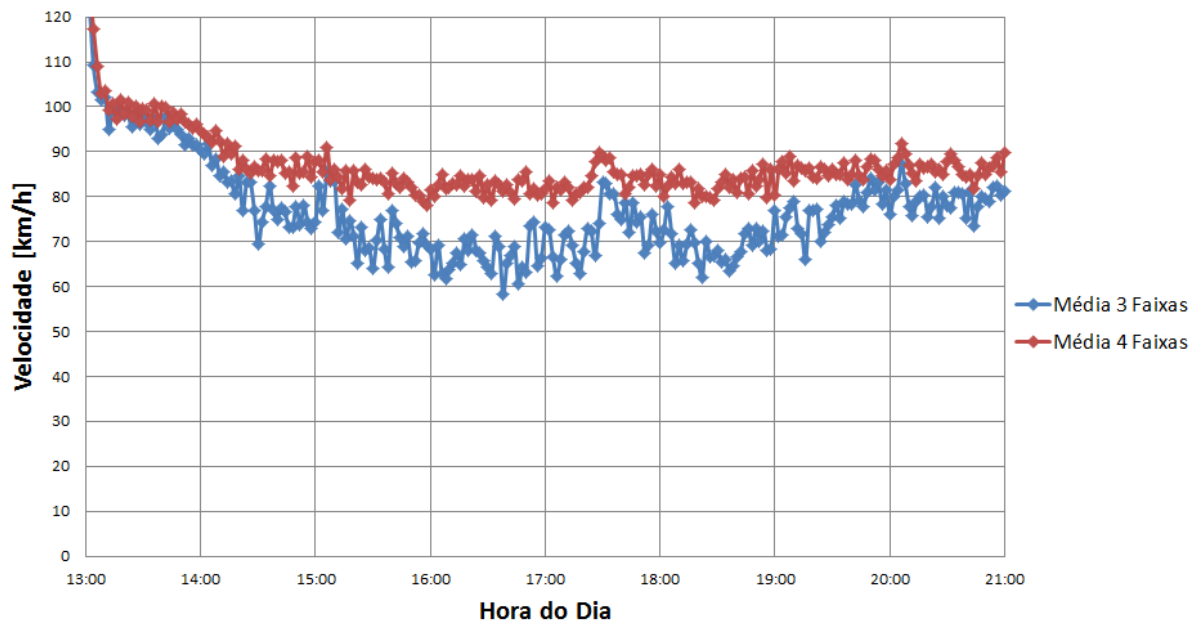


Volume

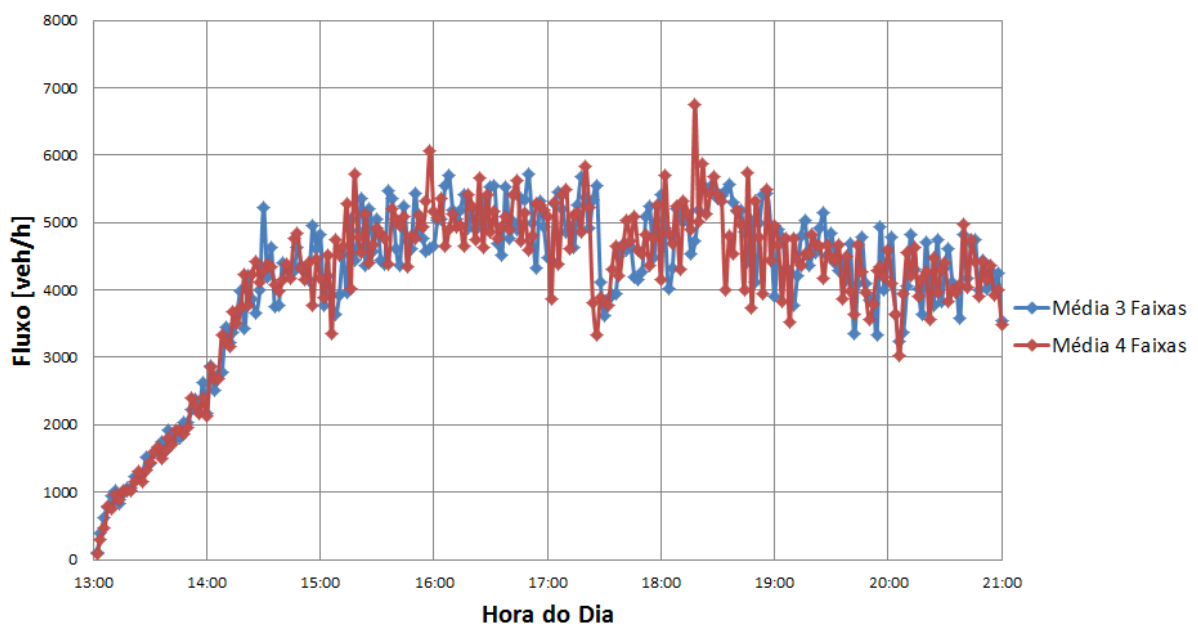


km 17

Velocidade

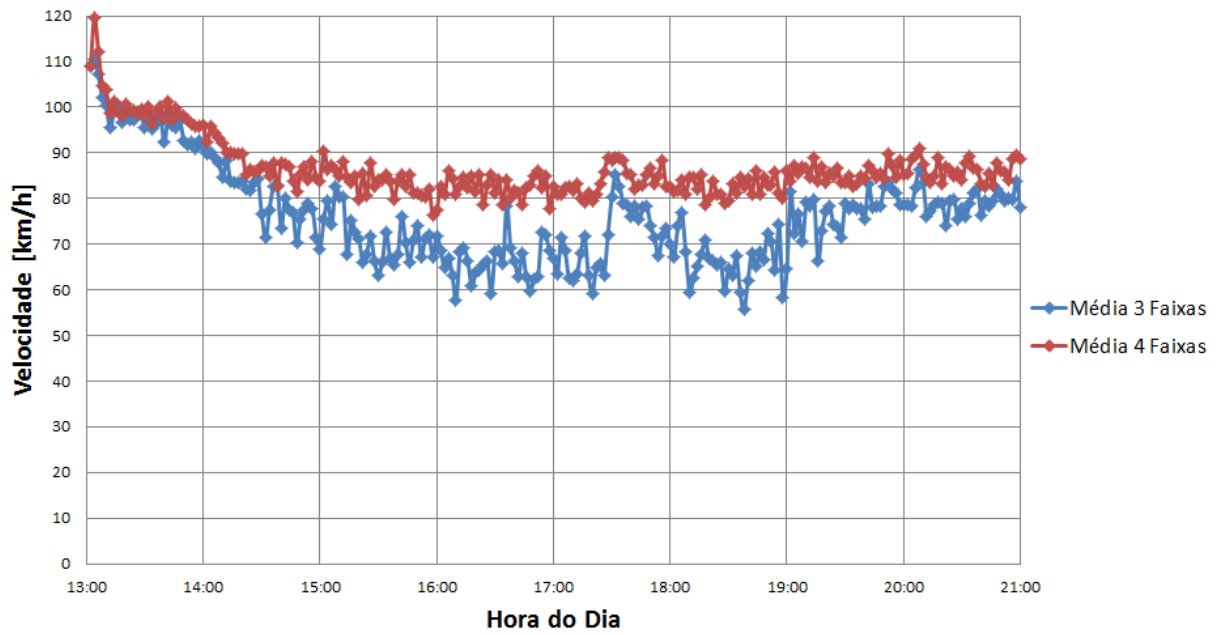


Volume

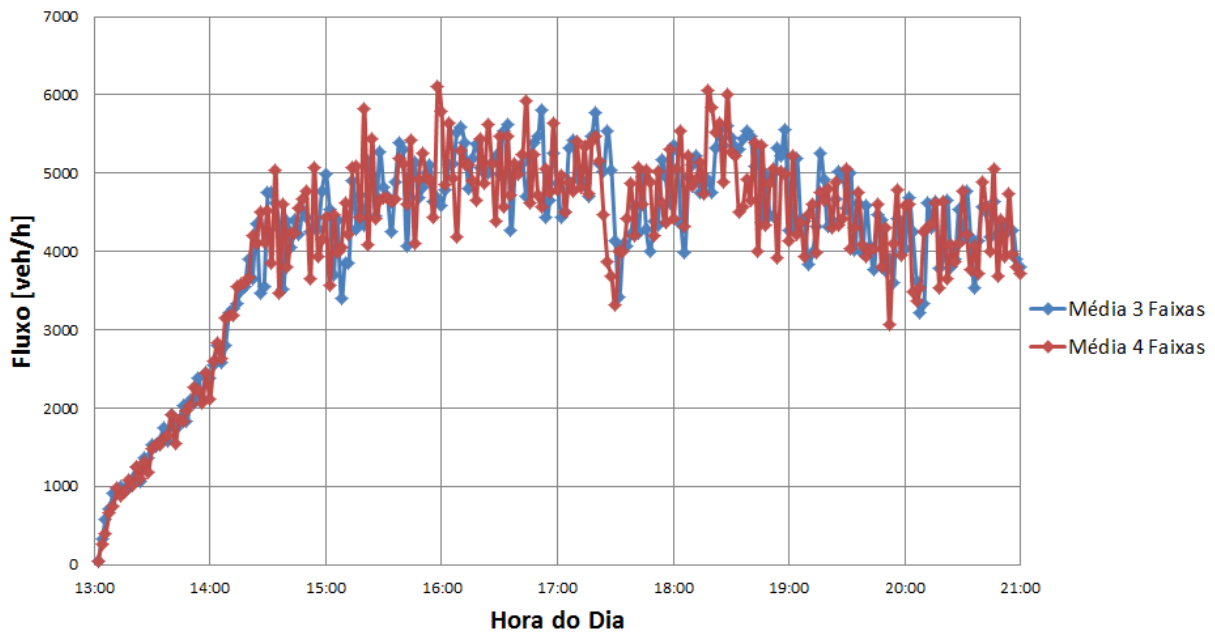


km 18

Velocidade

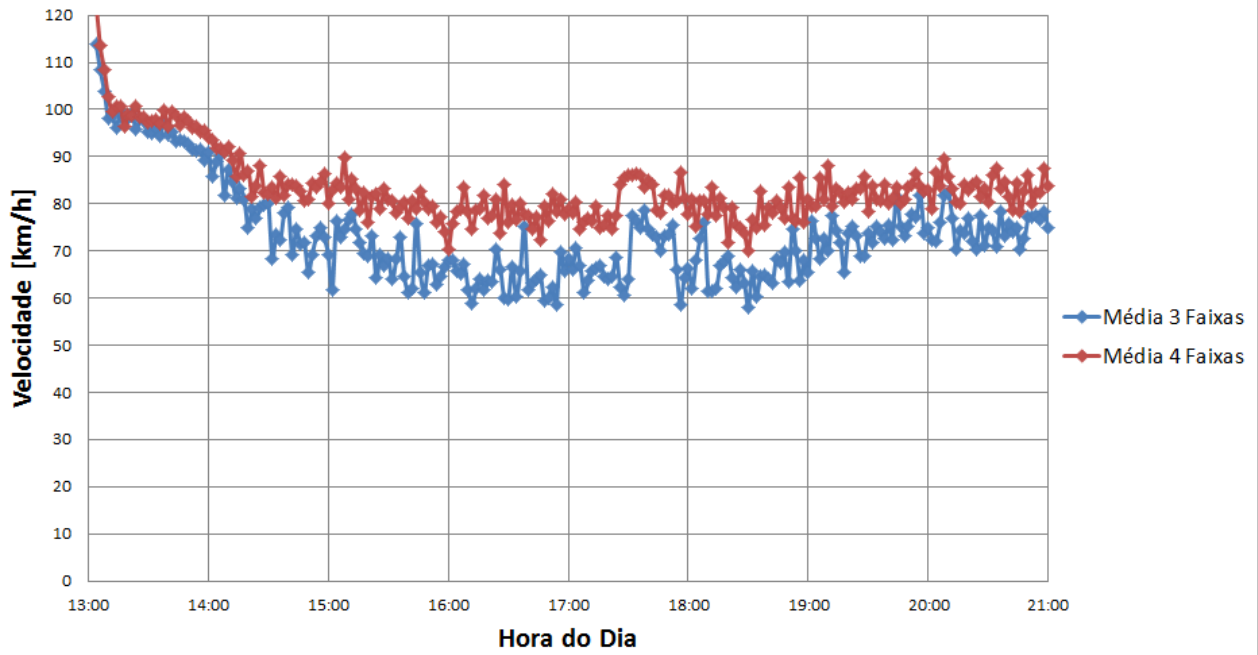


Volume

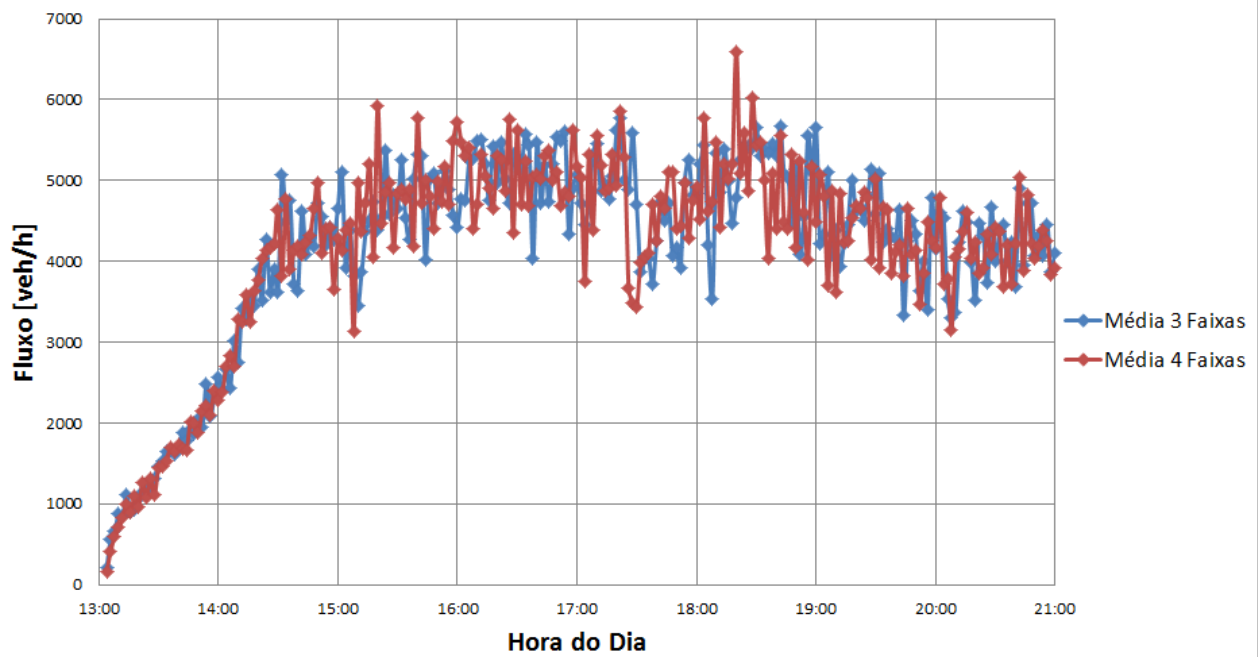


km 19

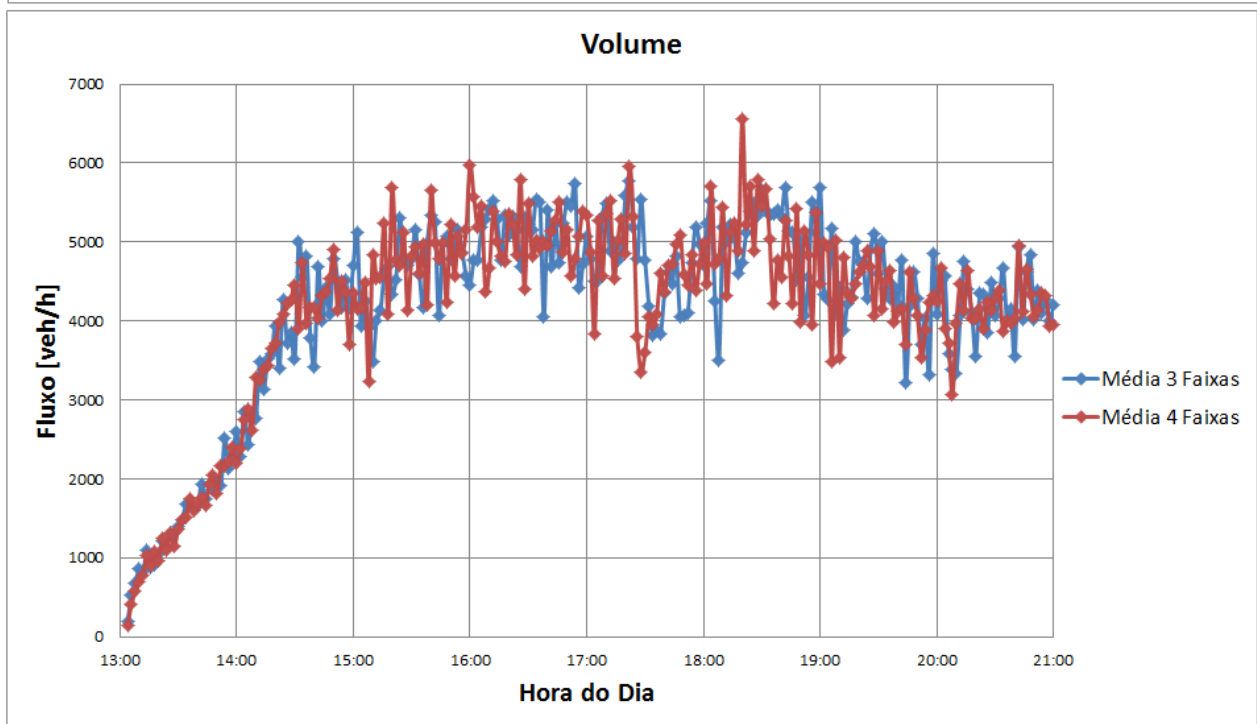
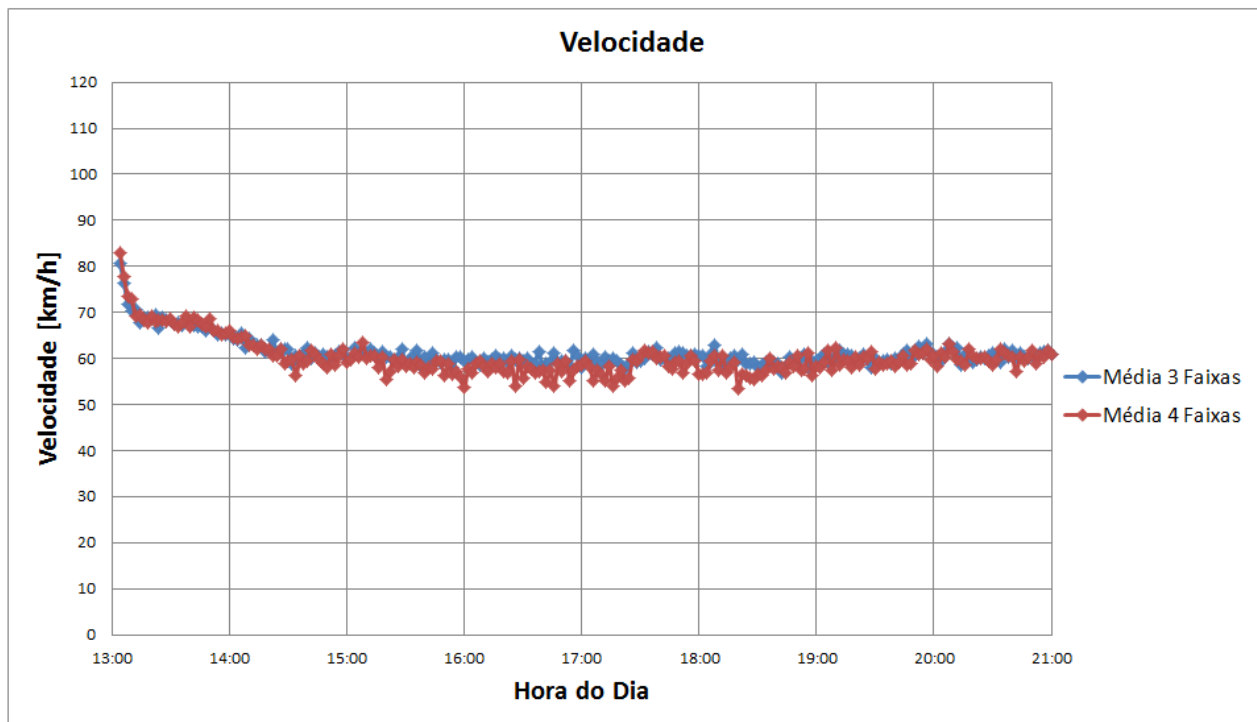
Velocidade



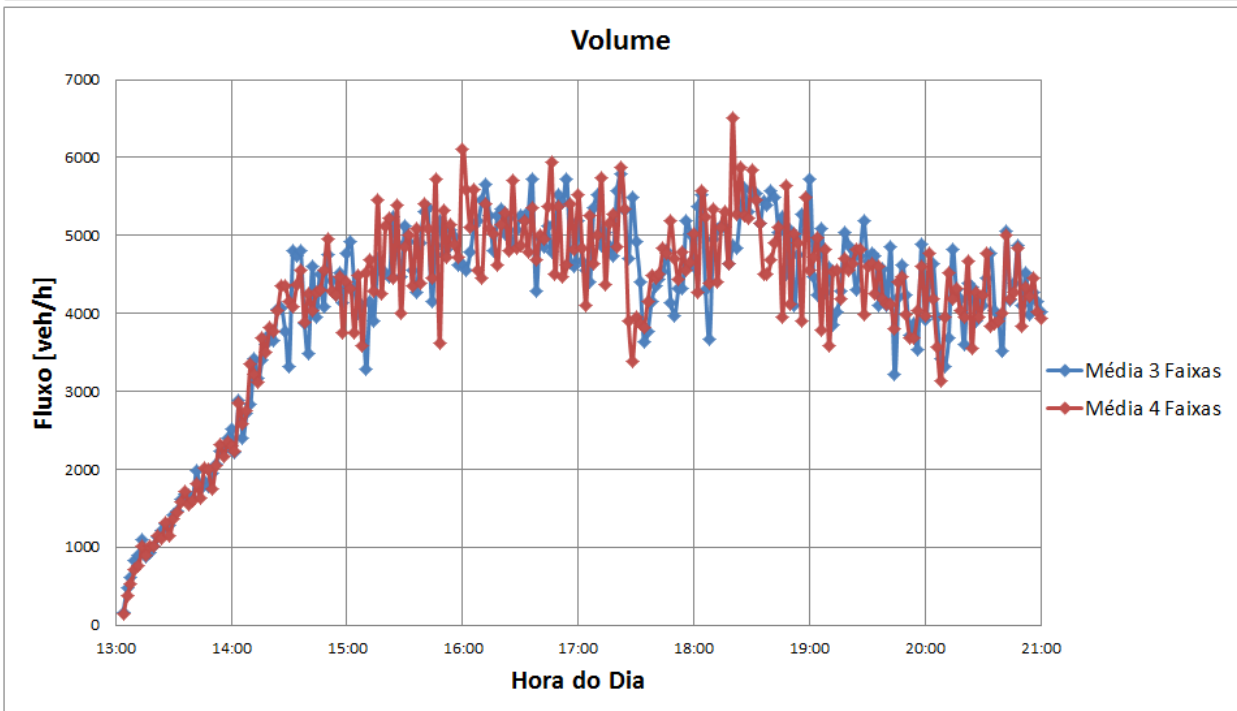
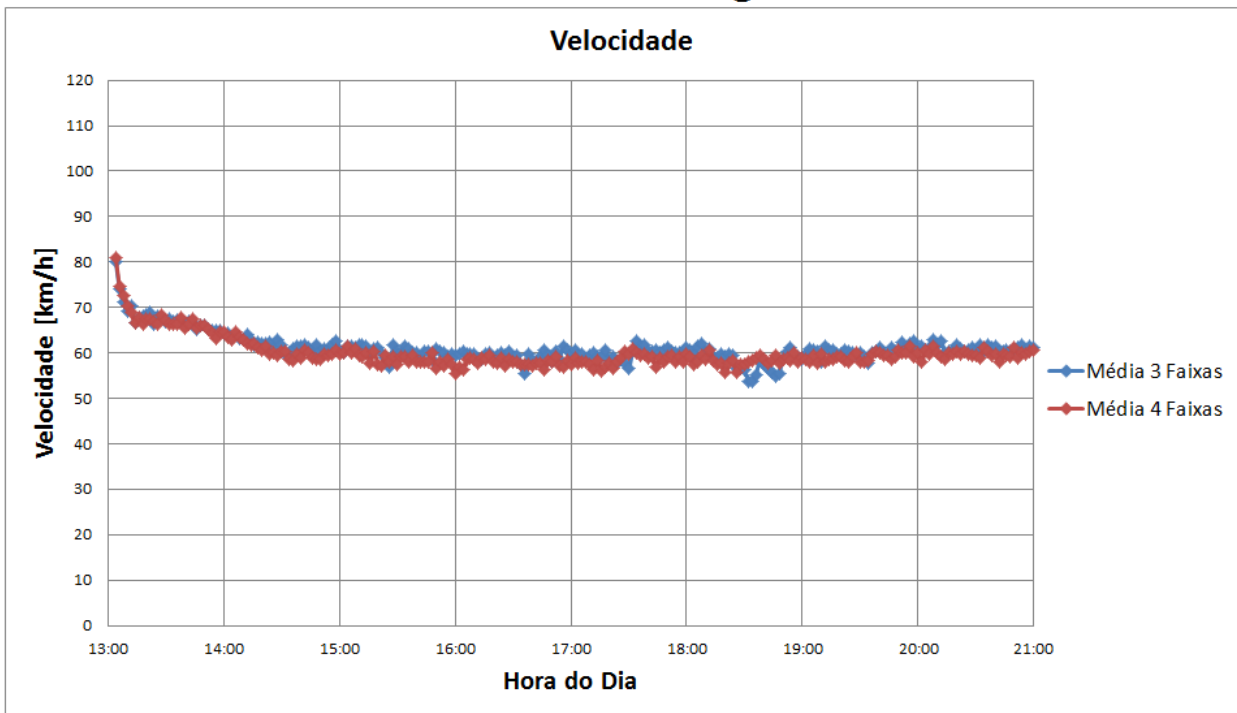
Volume



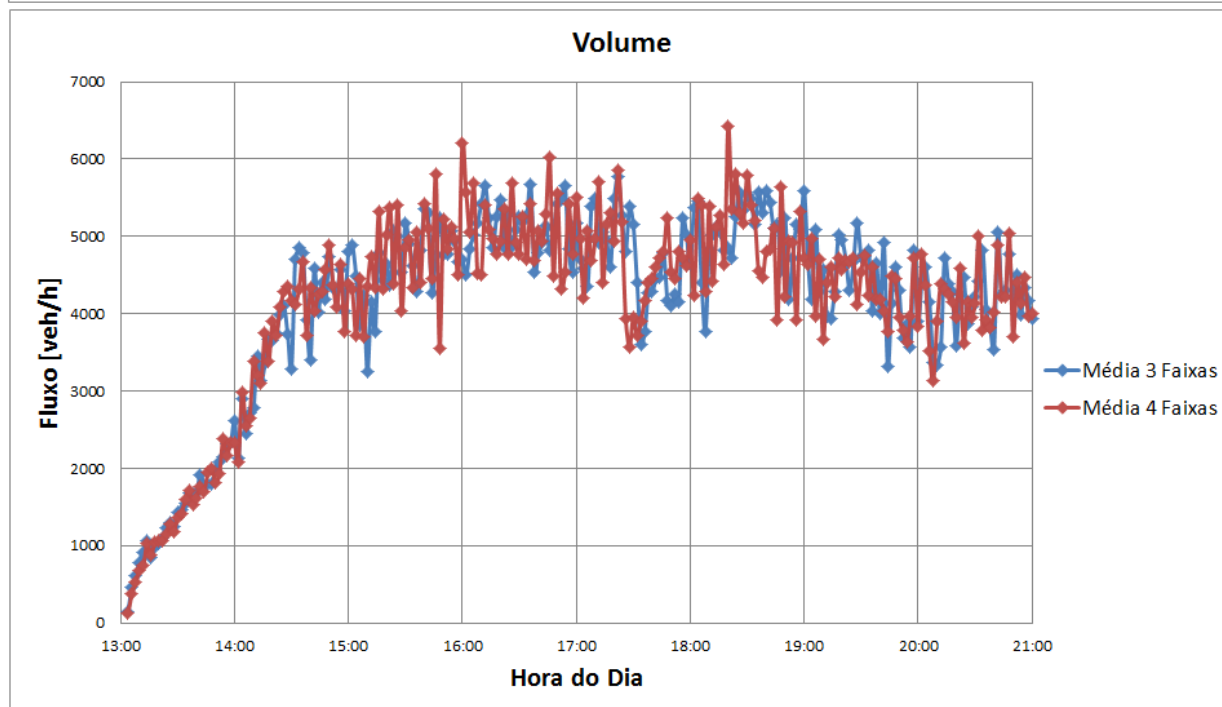
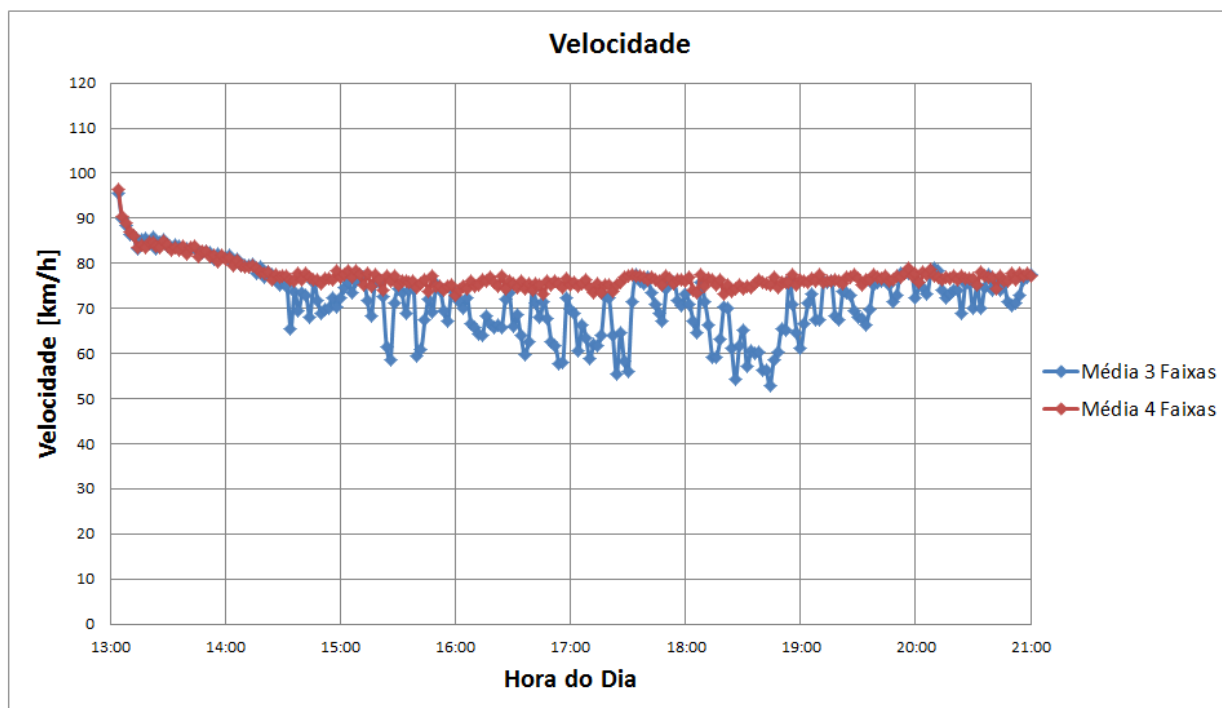
Início alargamento pedágio



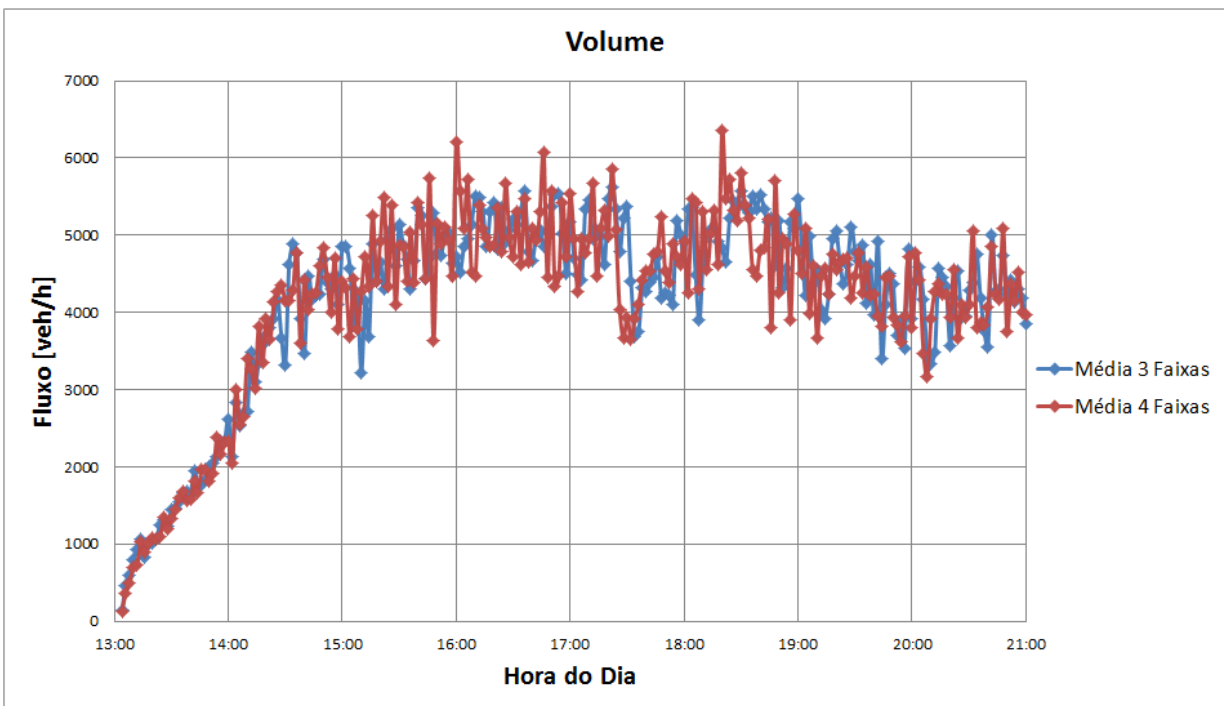
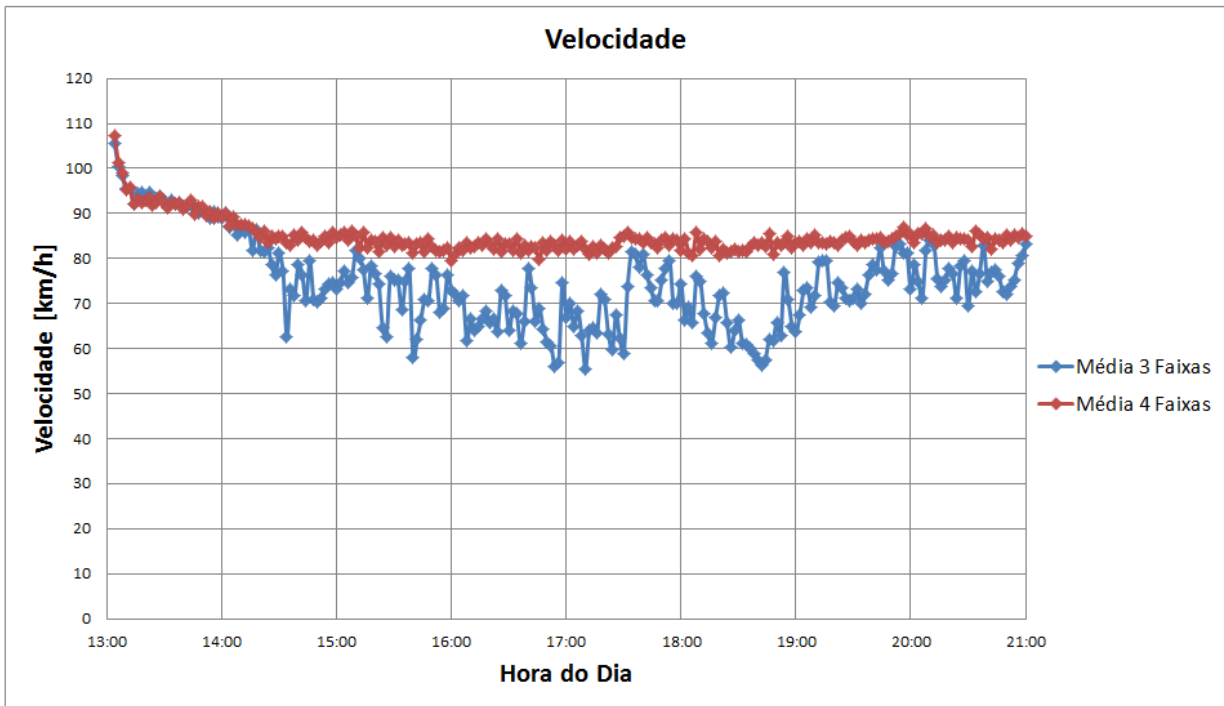
Cancela Pedágio



Final da praça de pedágio

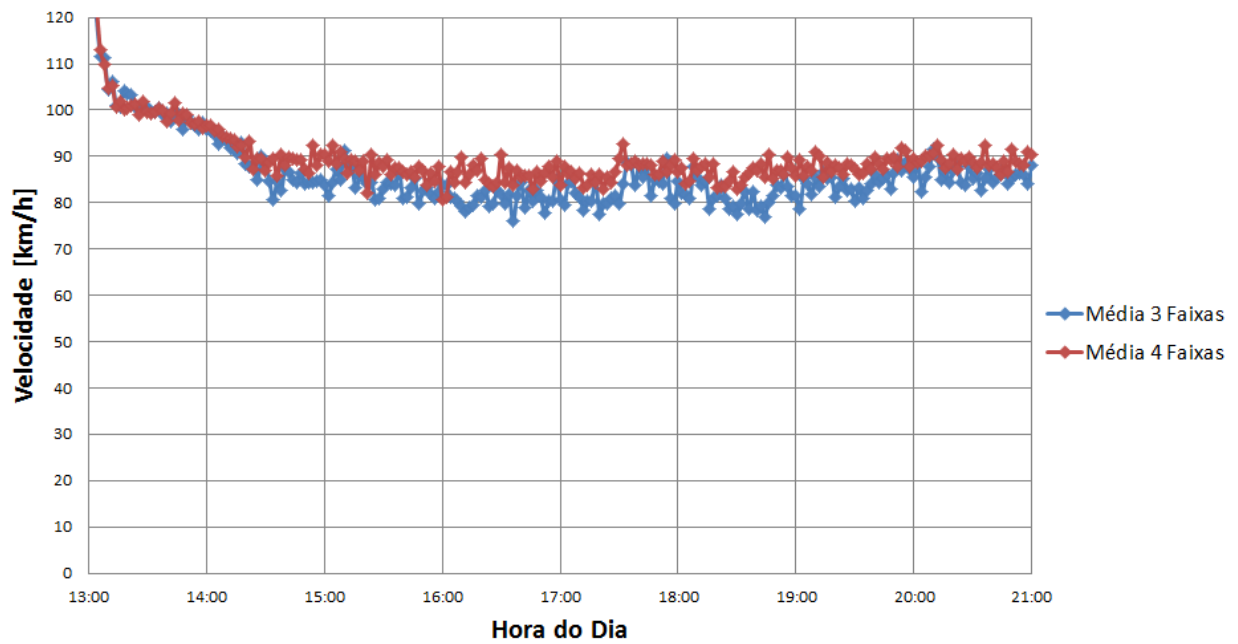


Início Trecho 3 faixas (depois pedágio)

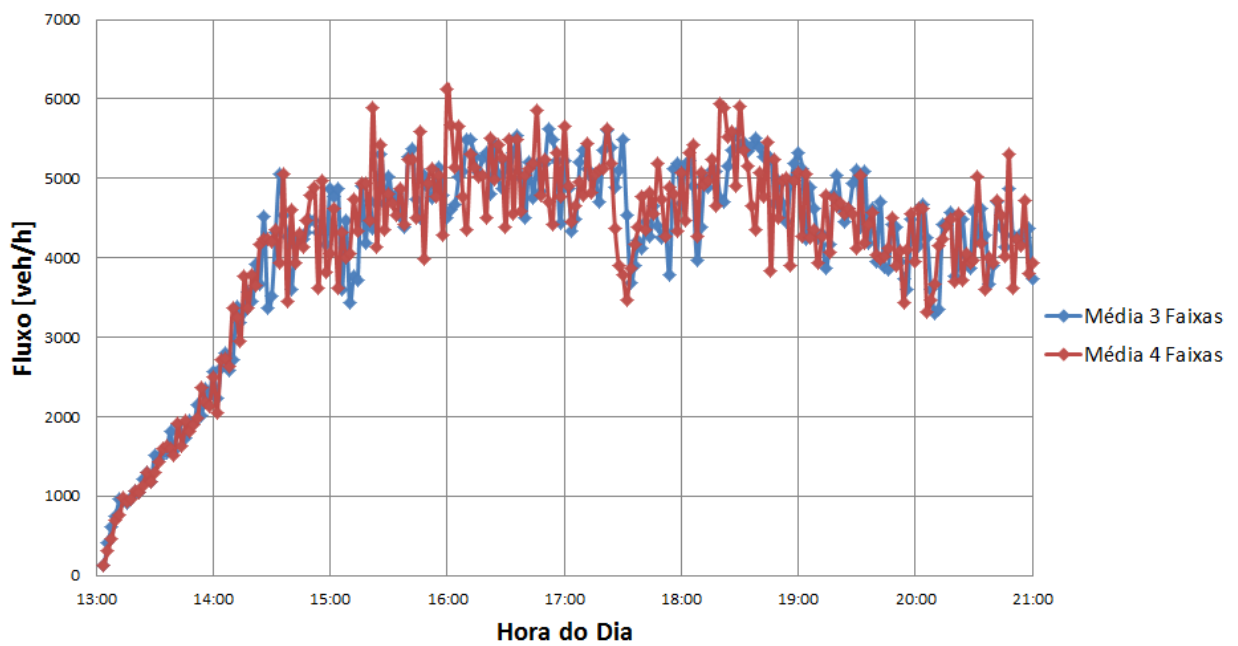


km 20

Velocidade

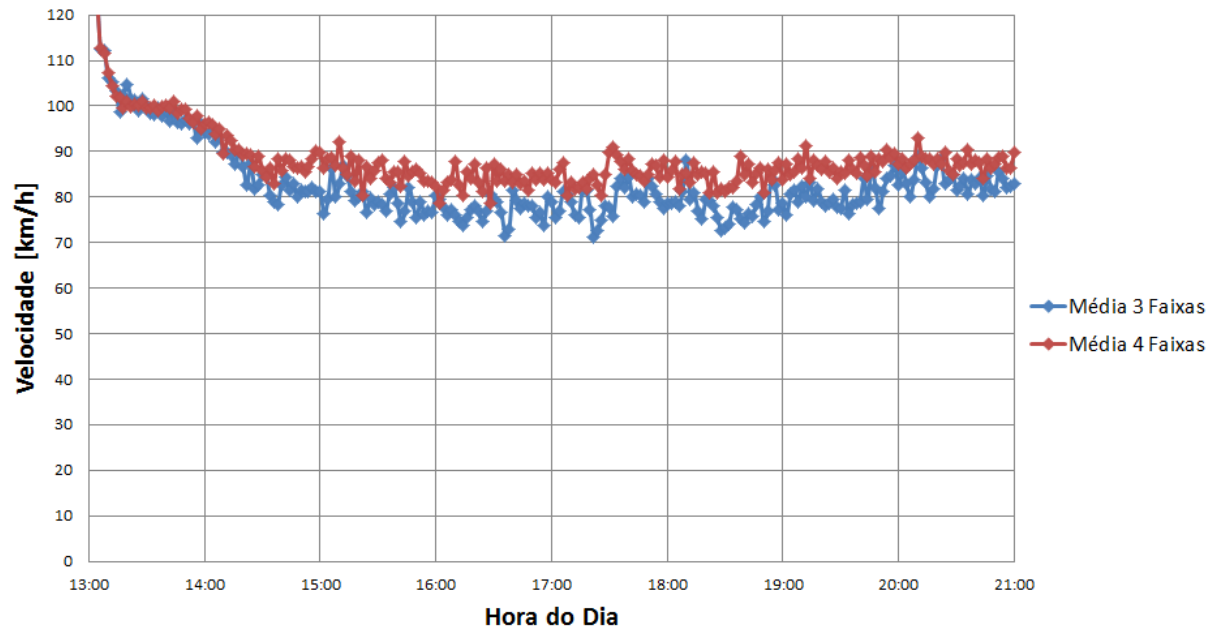


Volume

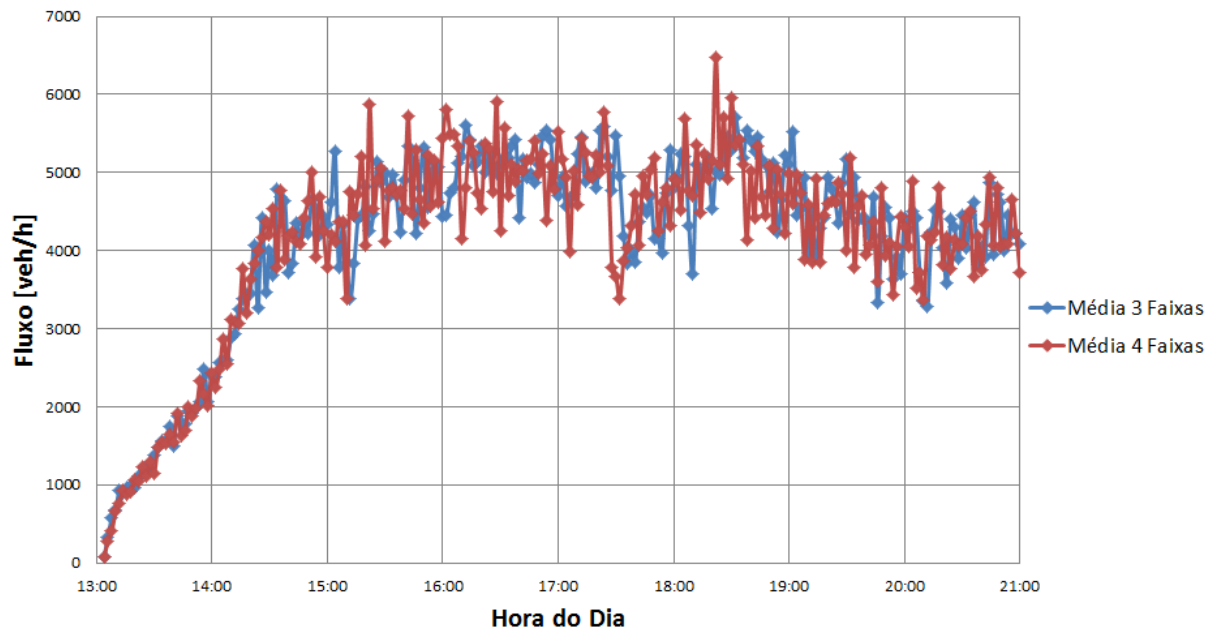


km 21

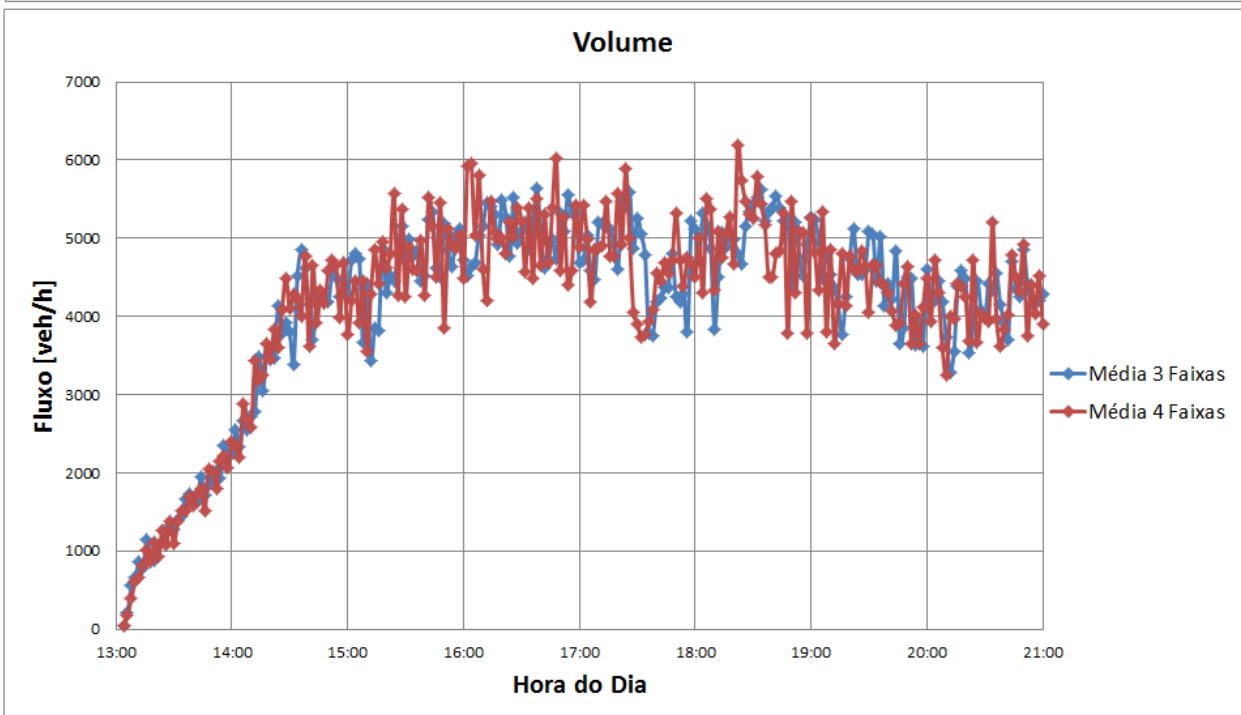
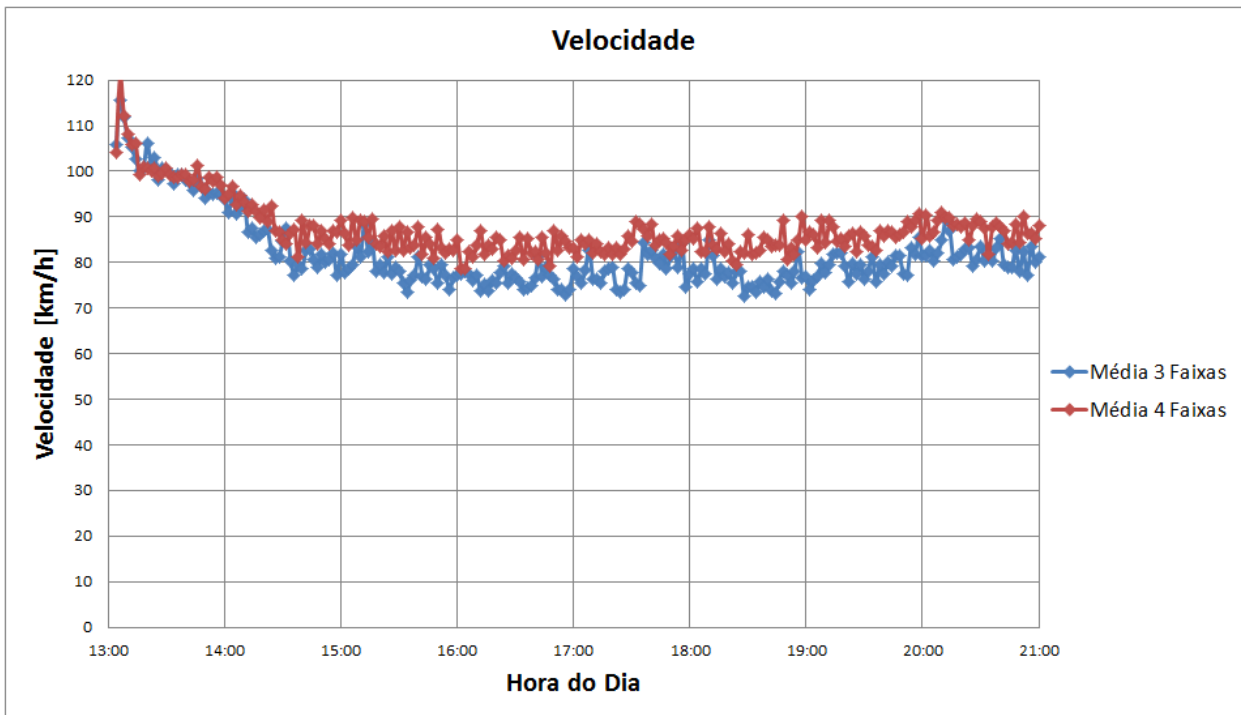
Velocidade



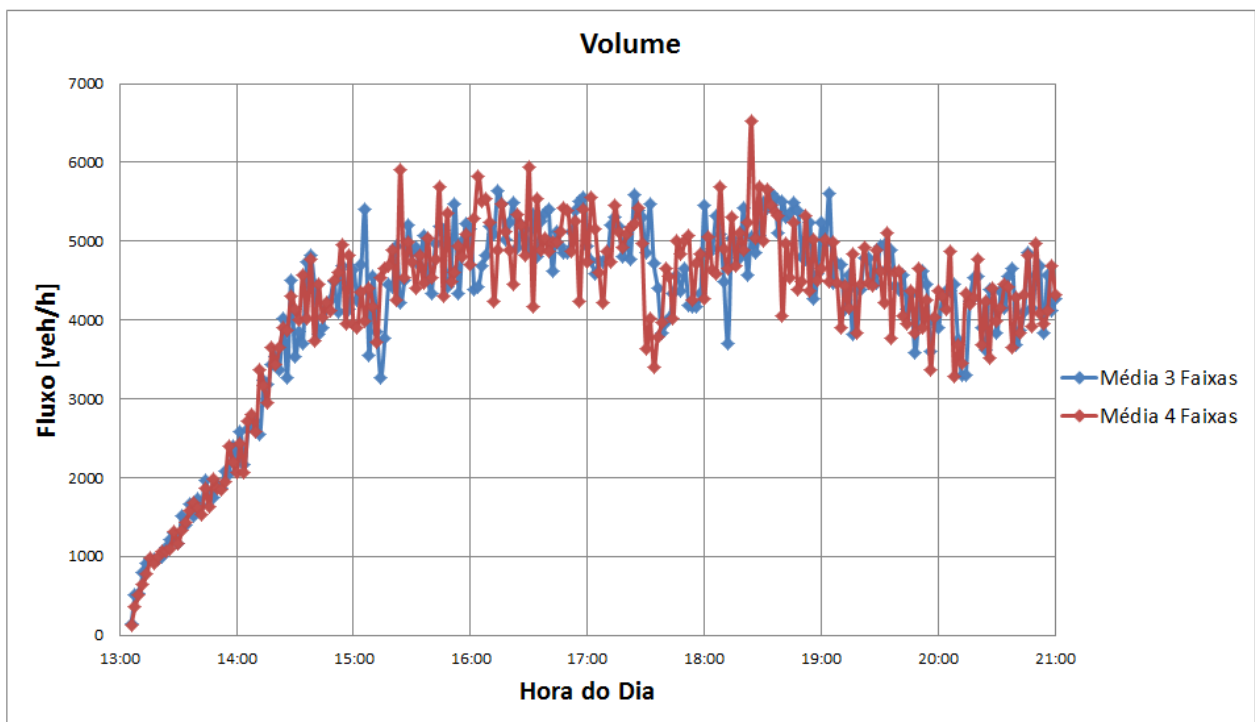
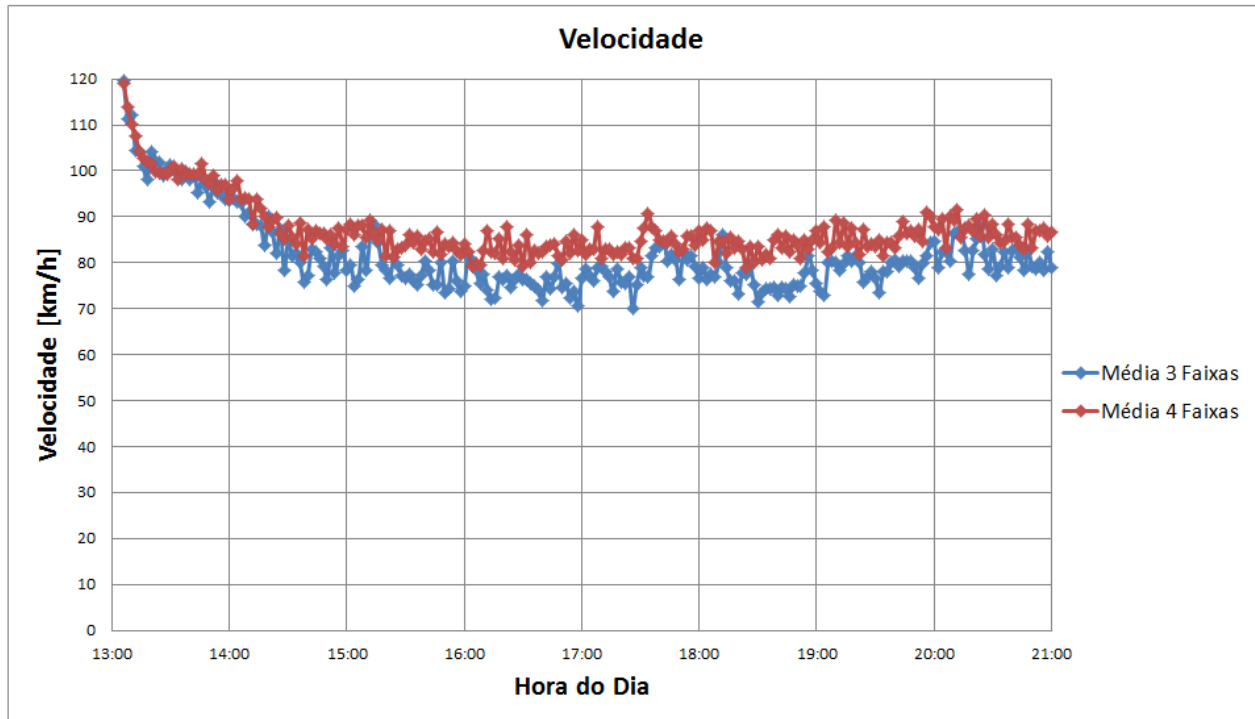
Volume



km 22

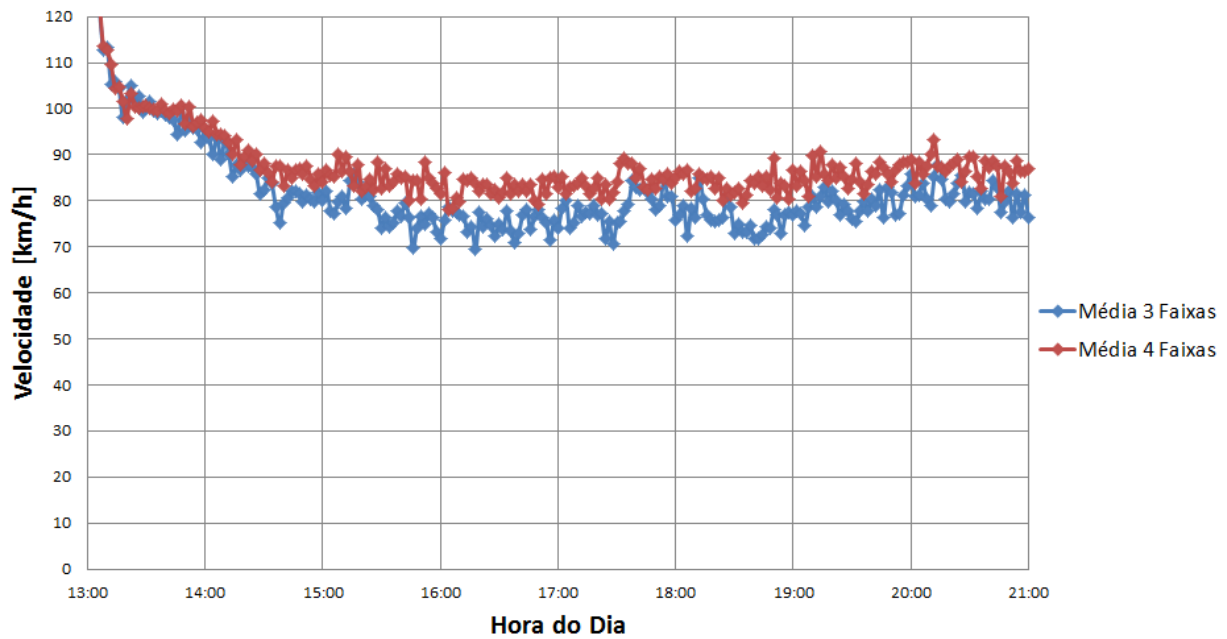


km 23

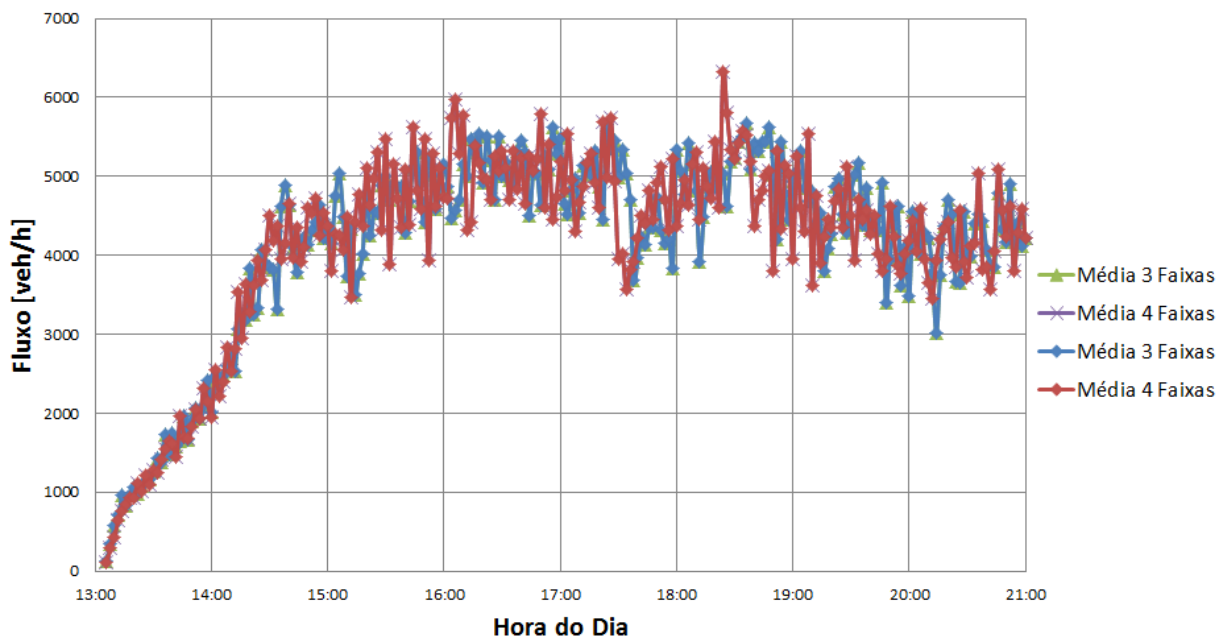


km 24

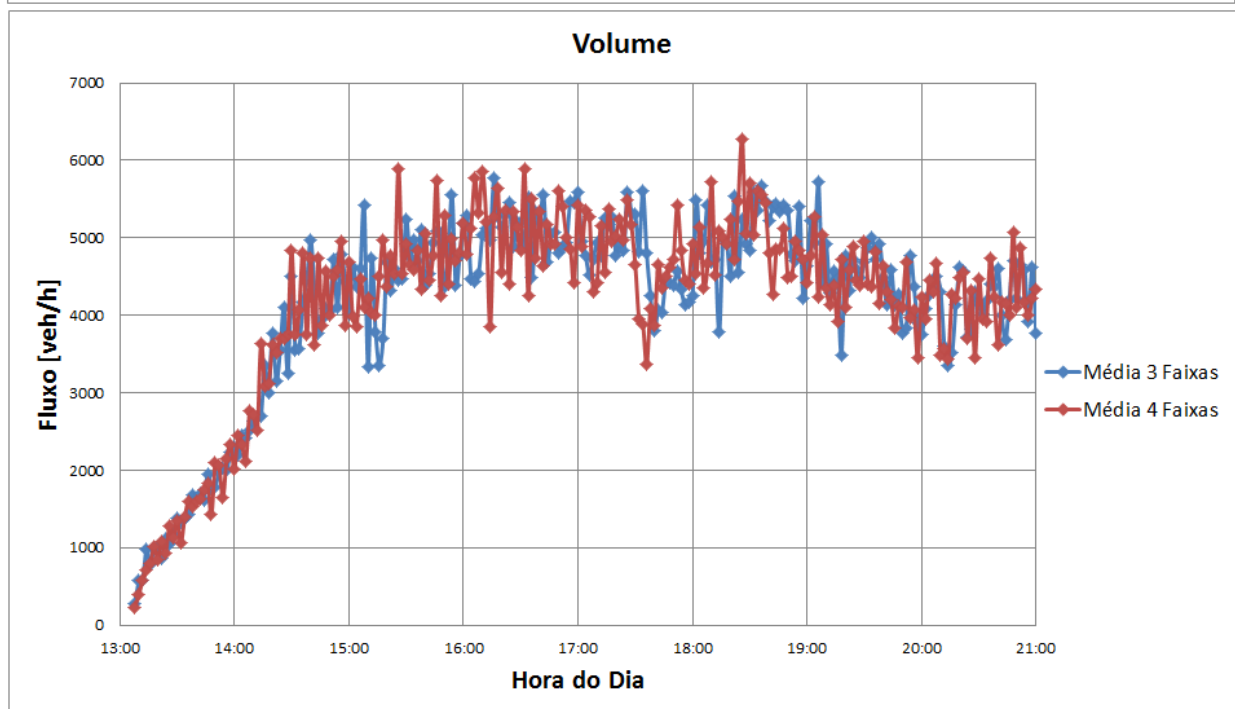
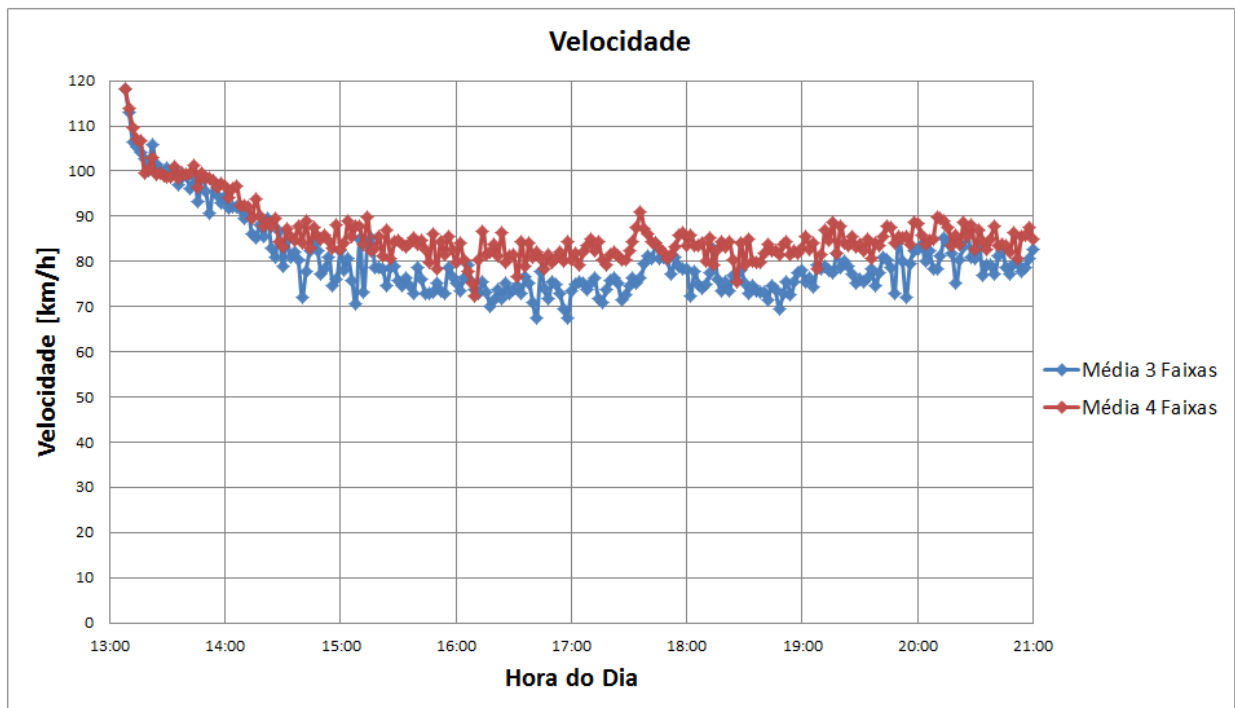
Velocidade



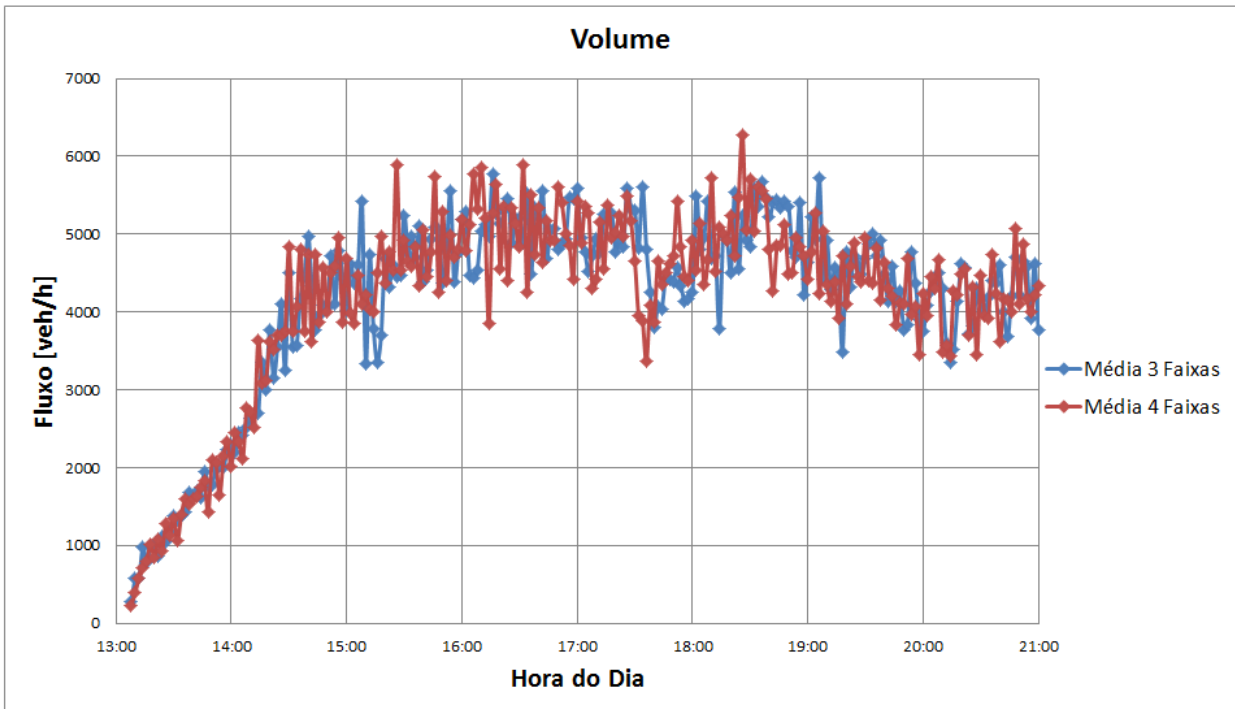
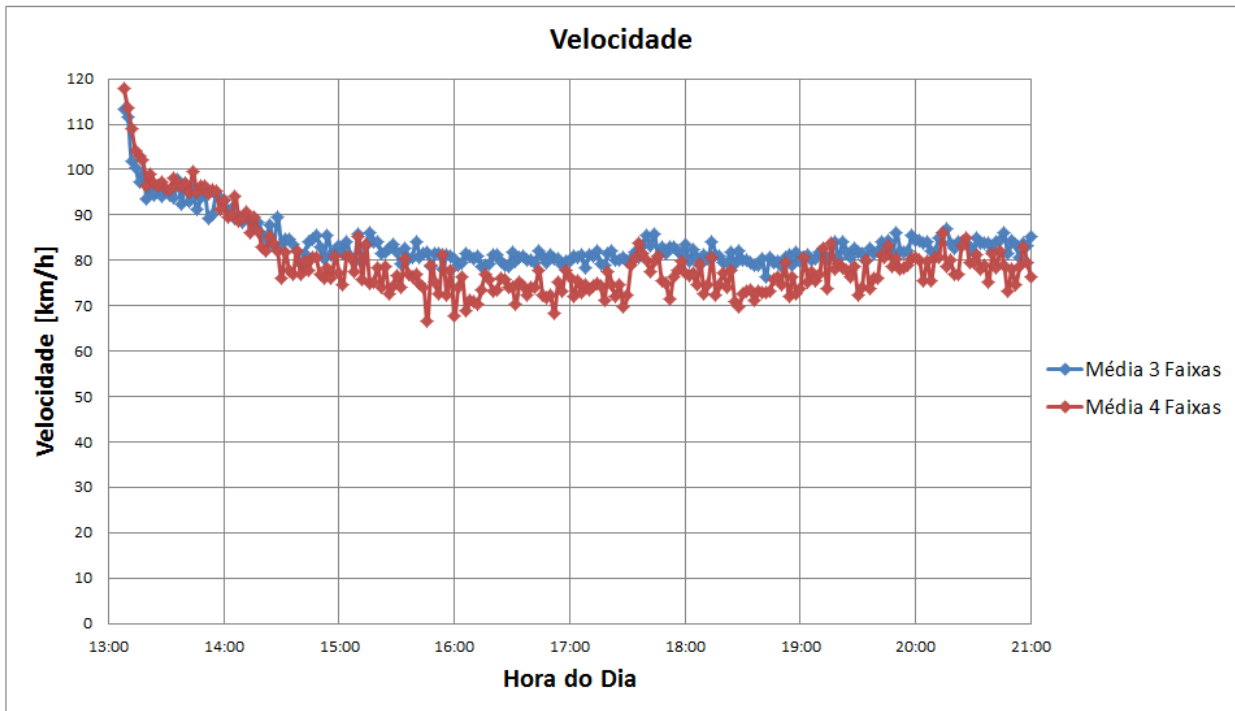
Volume



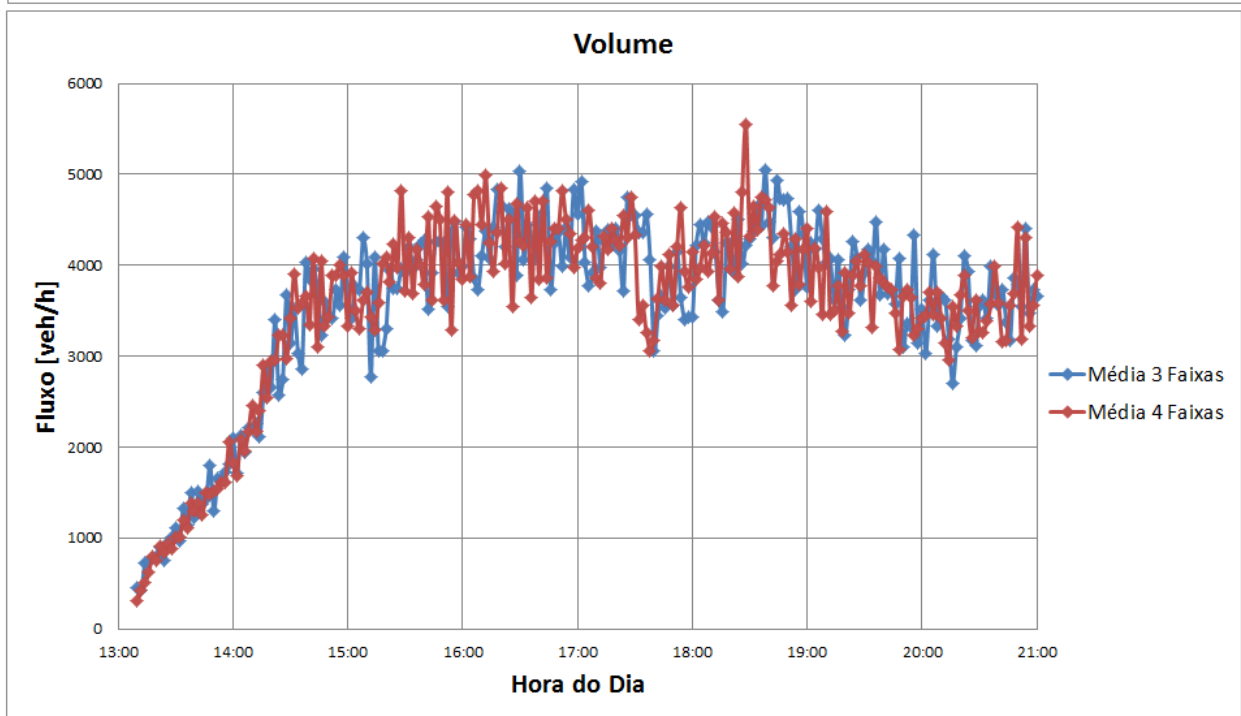
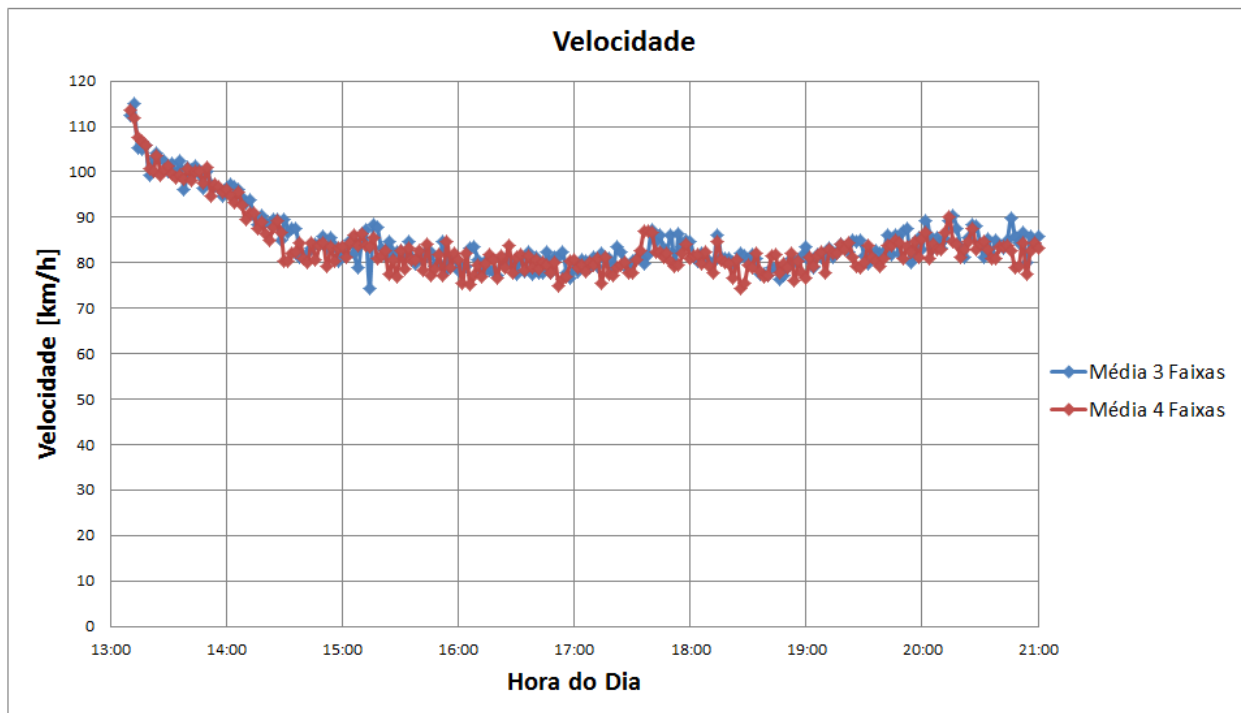
km 25



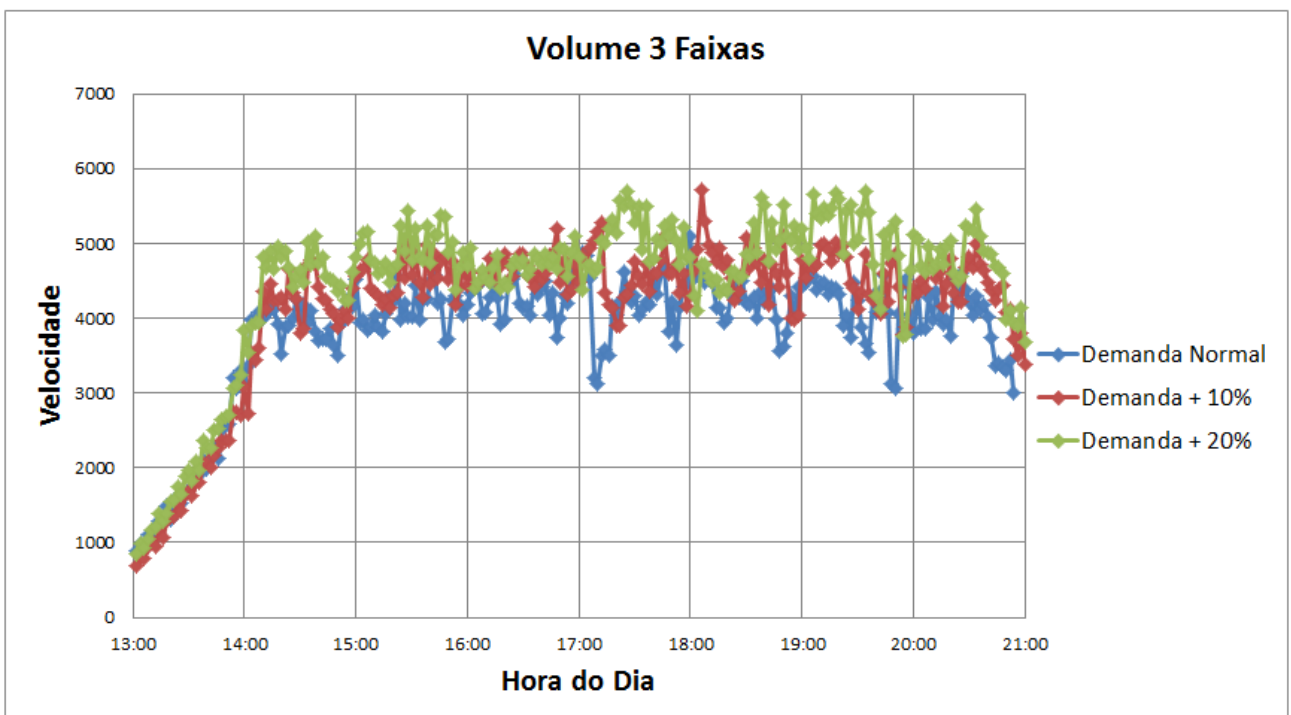
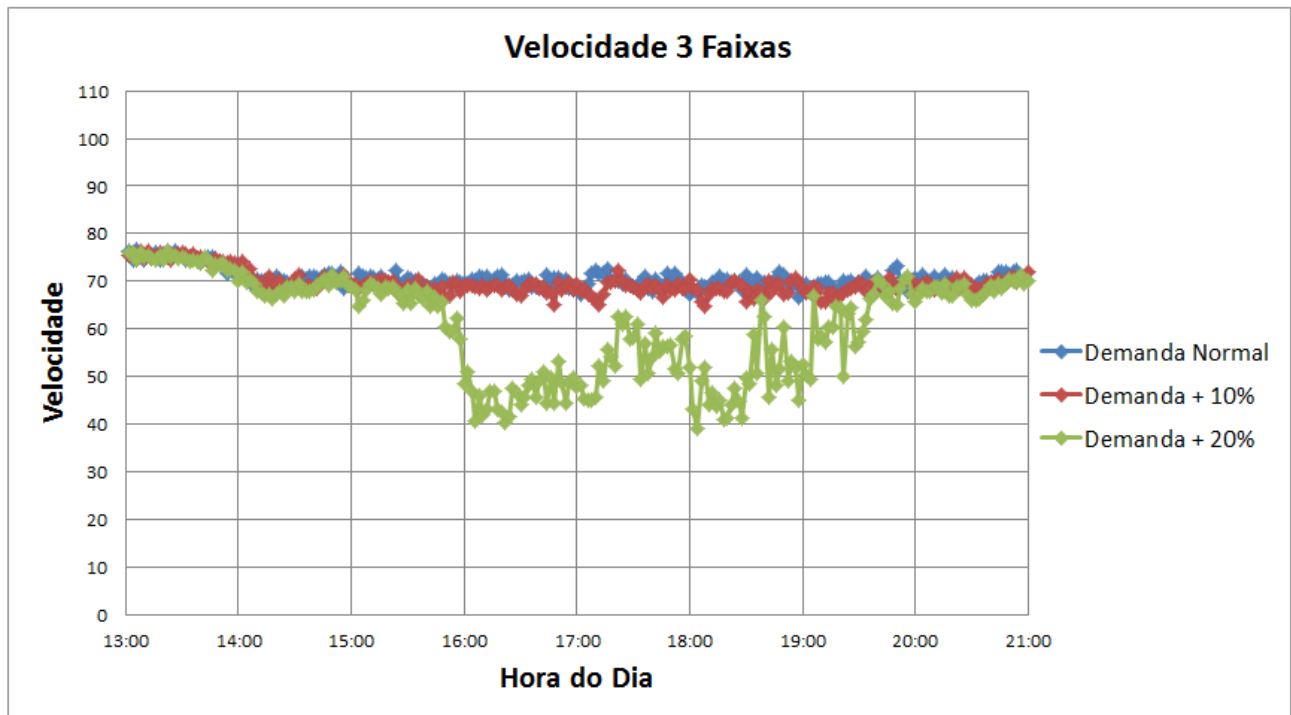
Acesso entre km 25 e 26



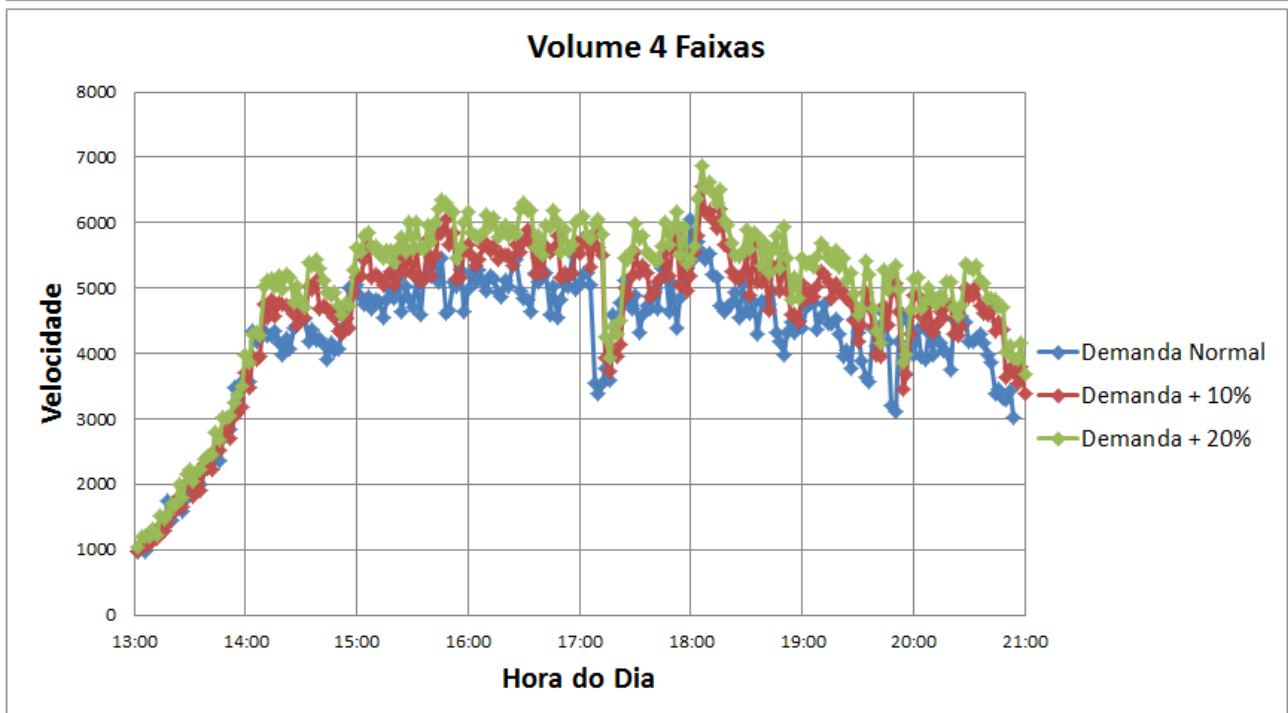
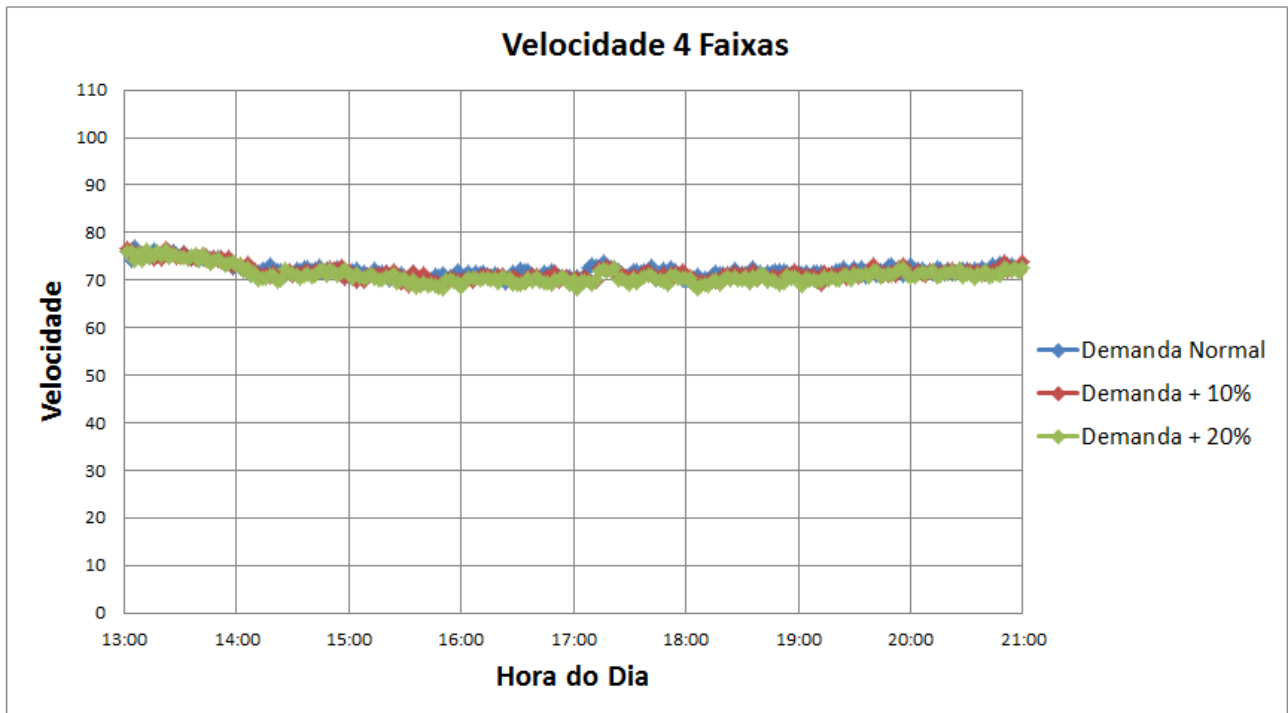
km 26



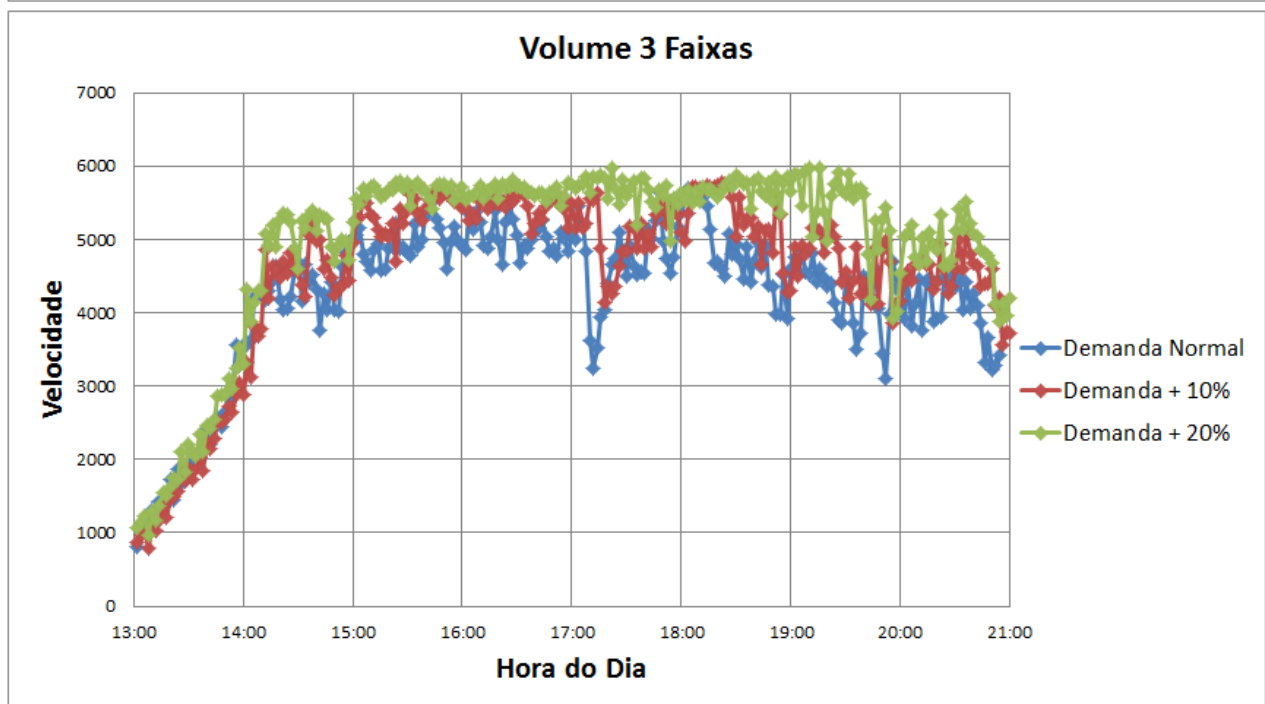
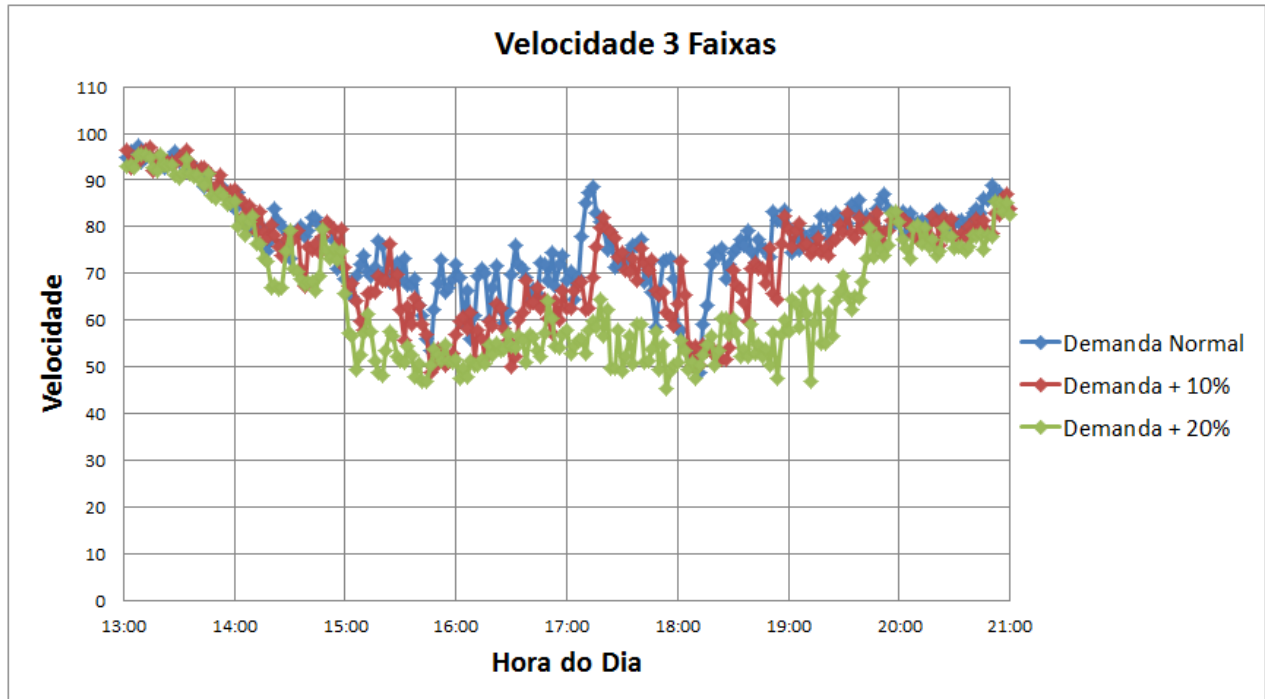
Final Taper km03



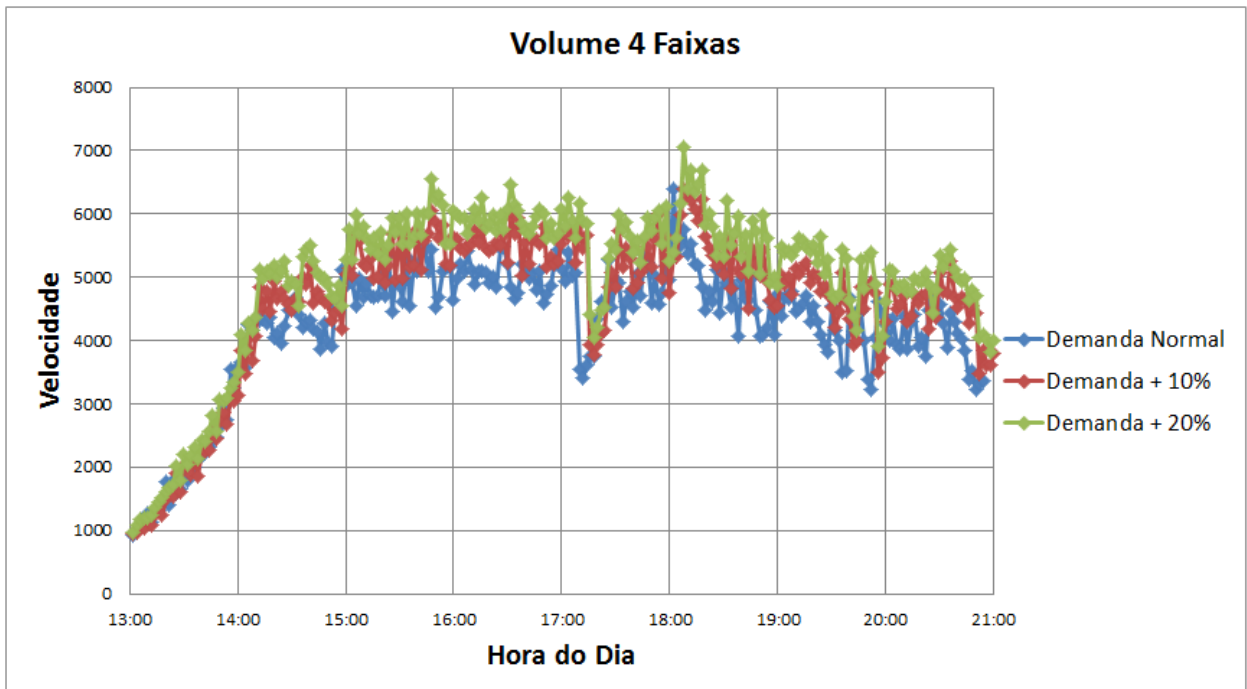
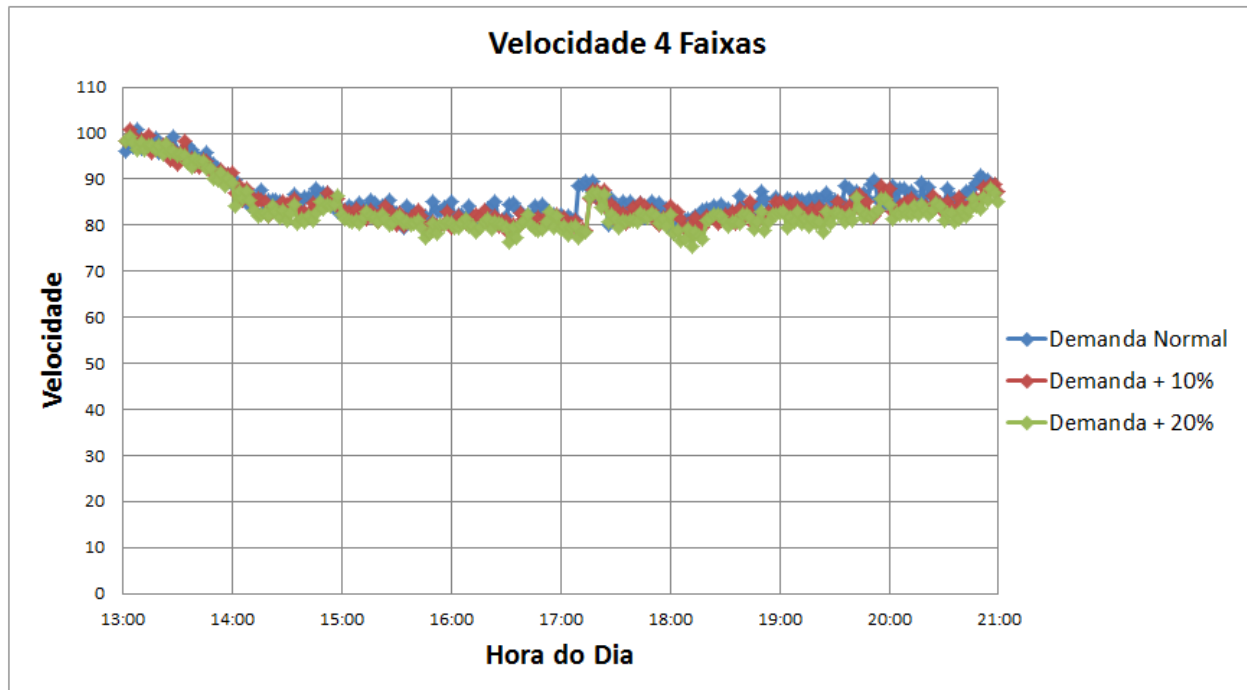
Final Taper km03



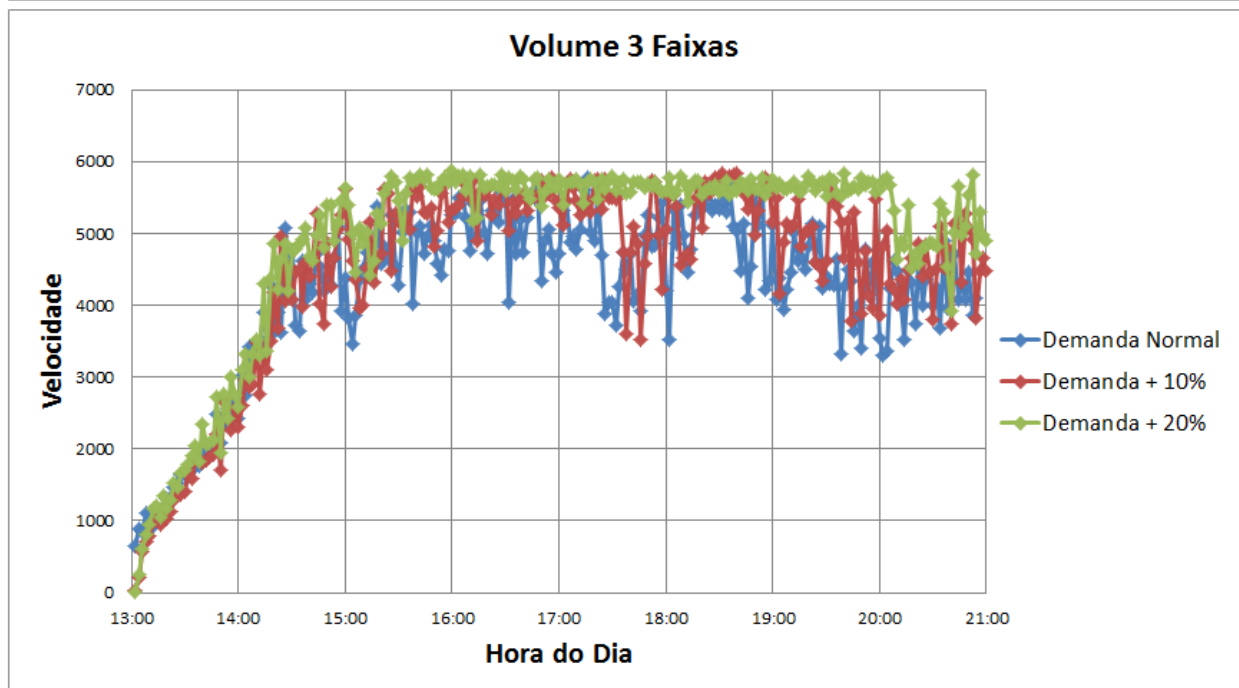
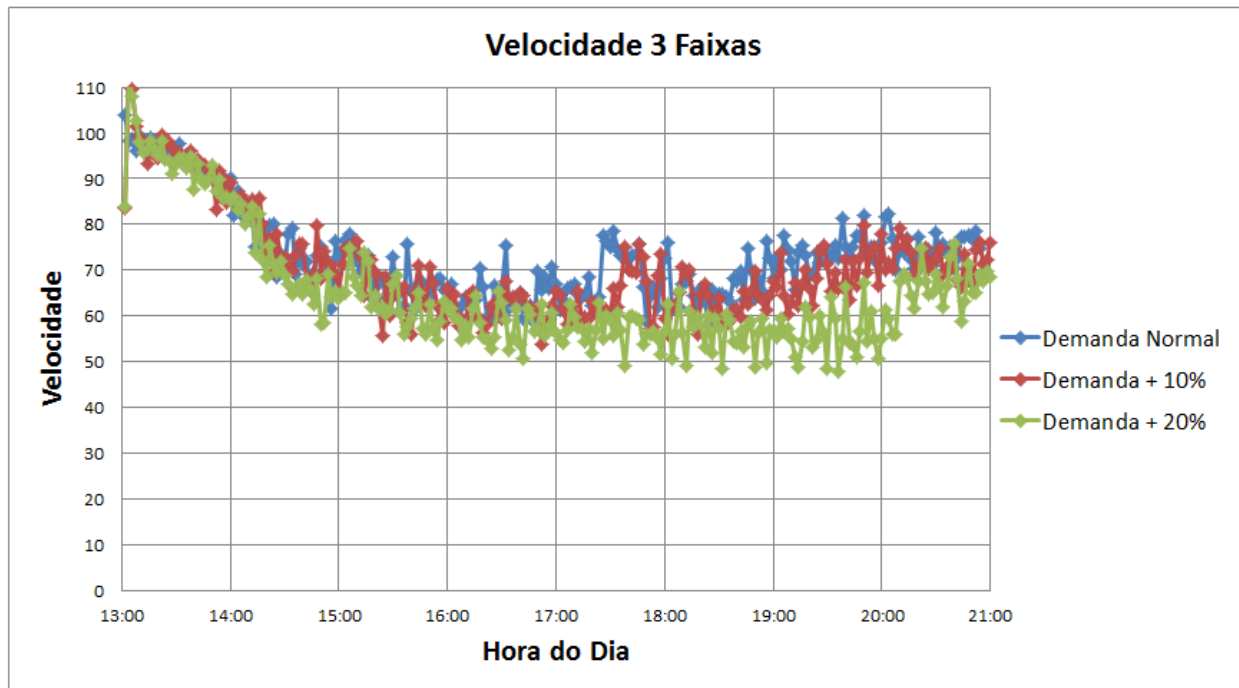
km 05



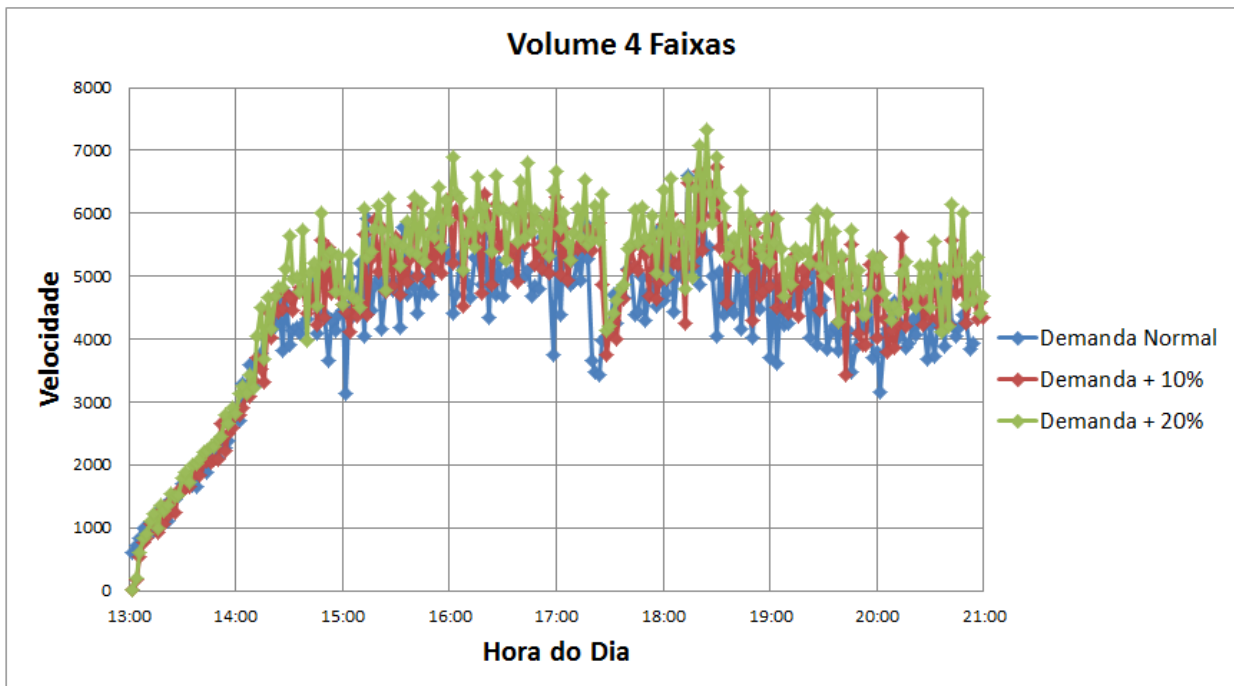
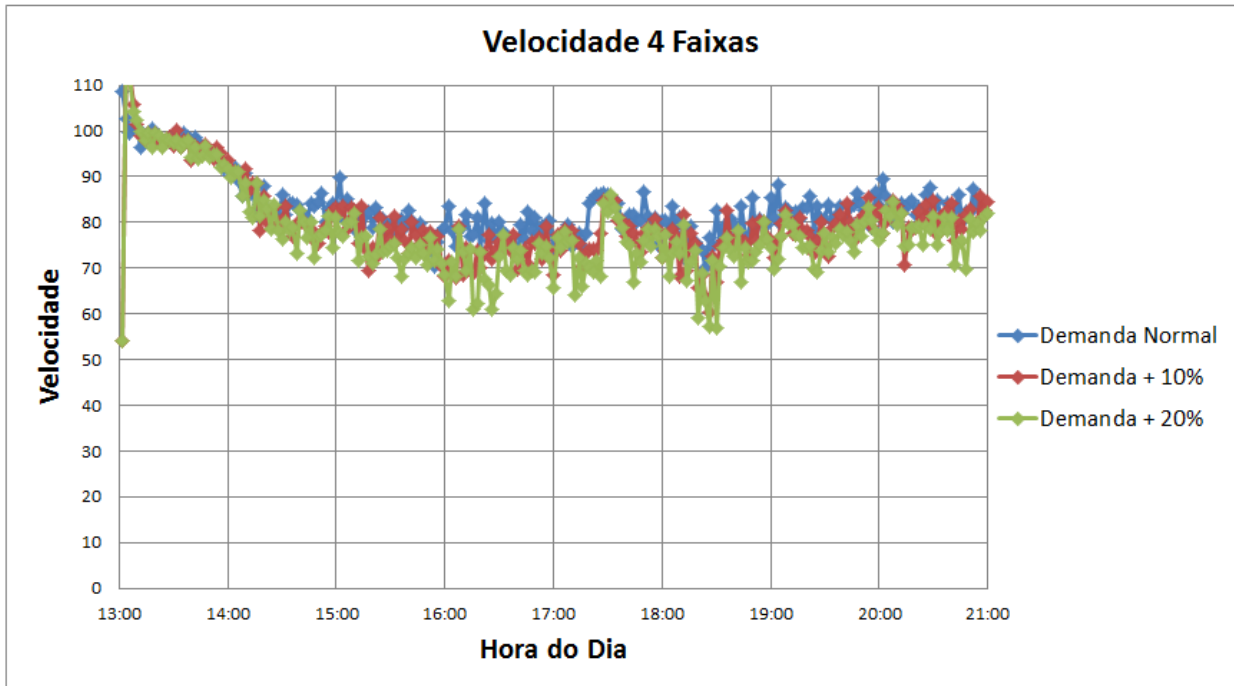
km 05



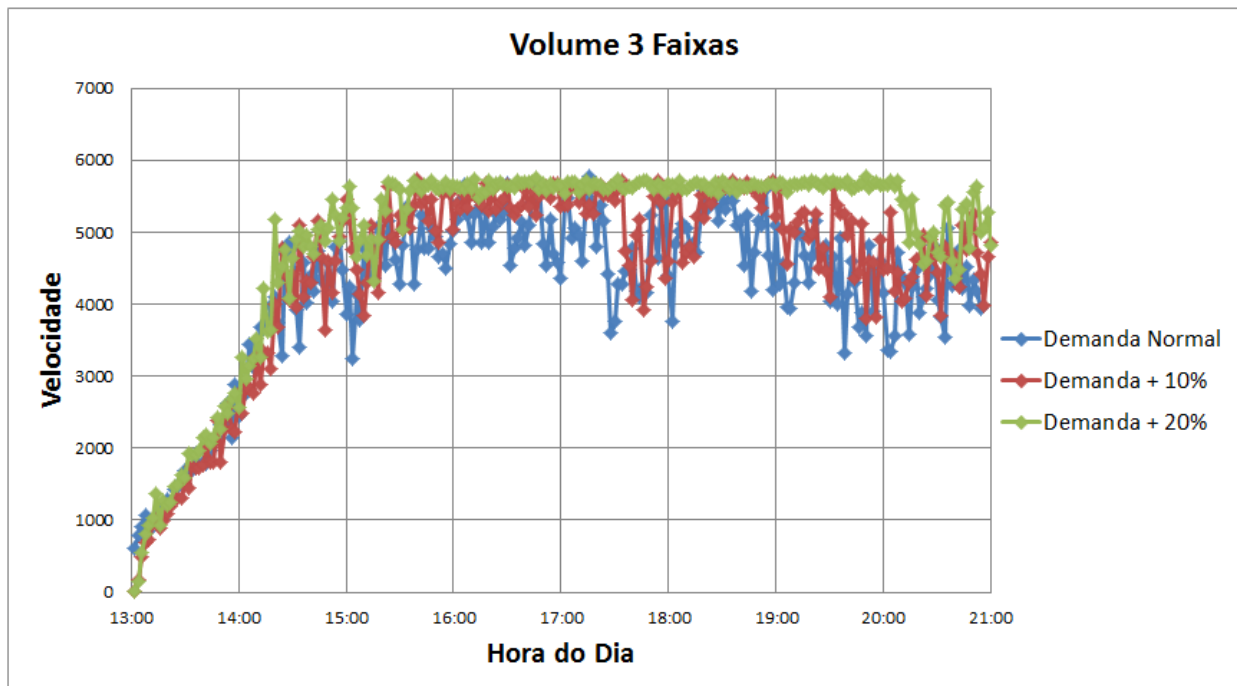
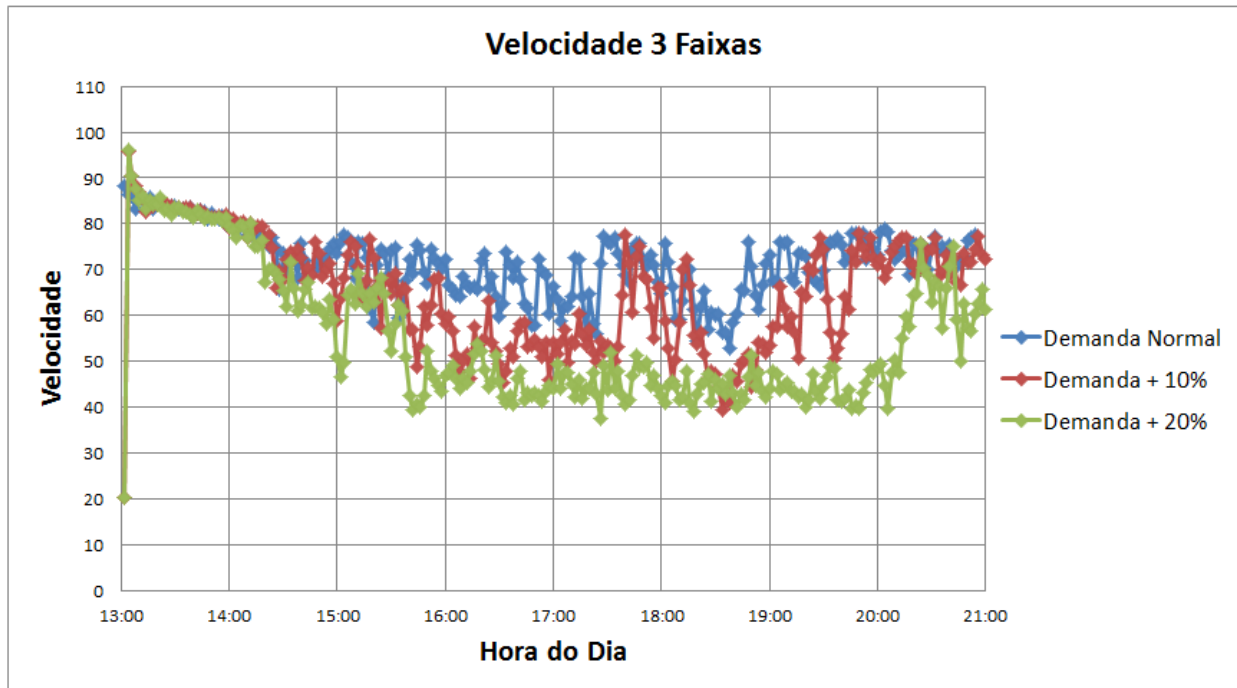
km 19



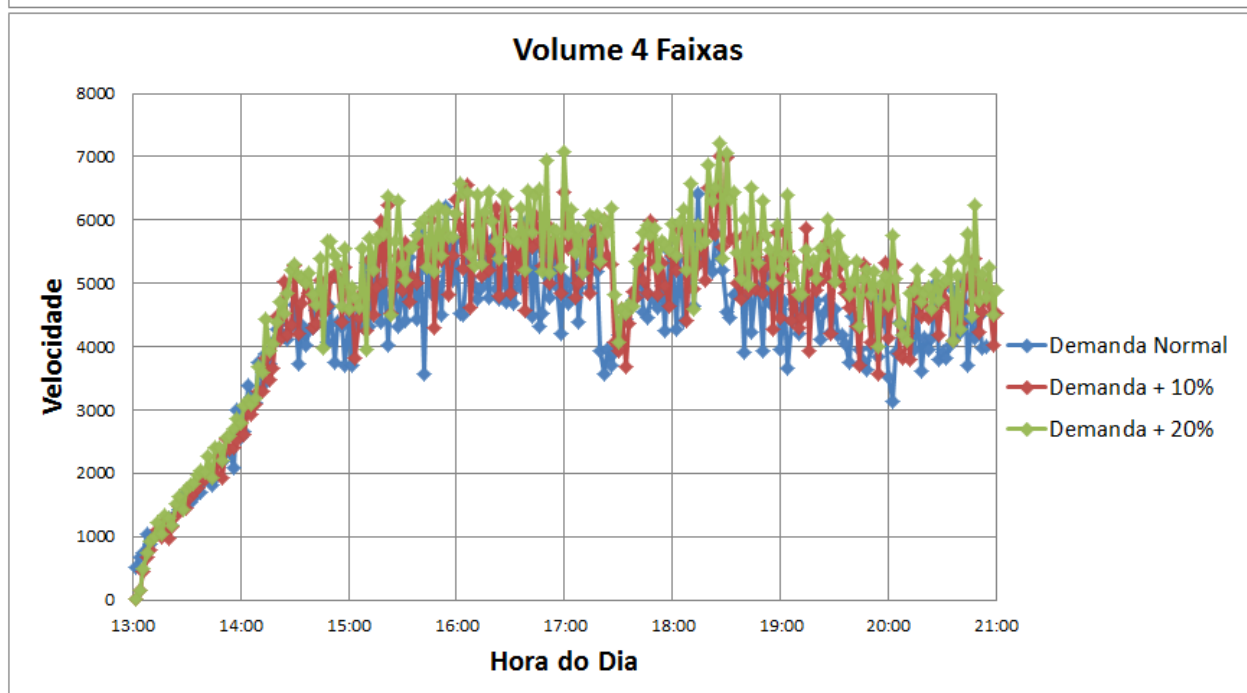
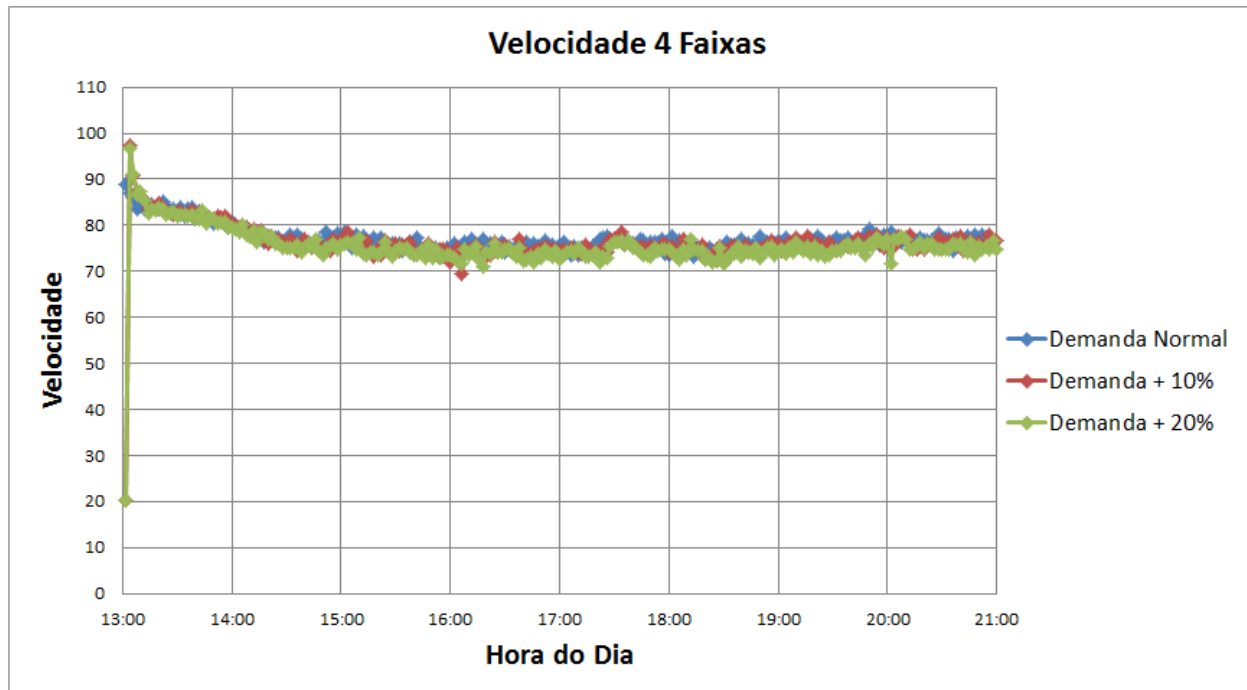
km 19



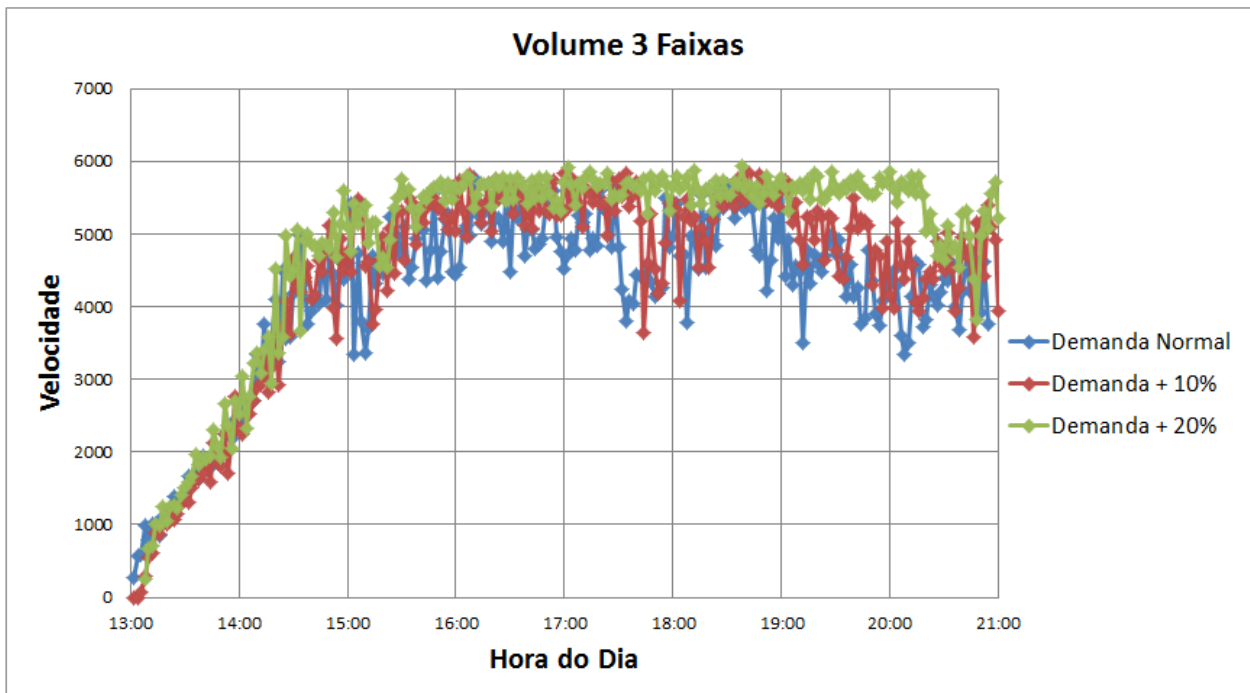
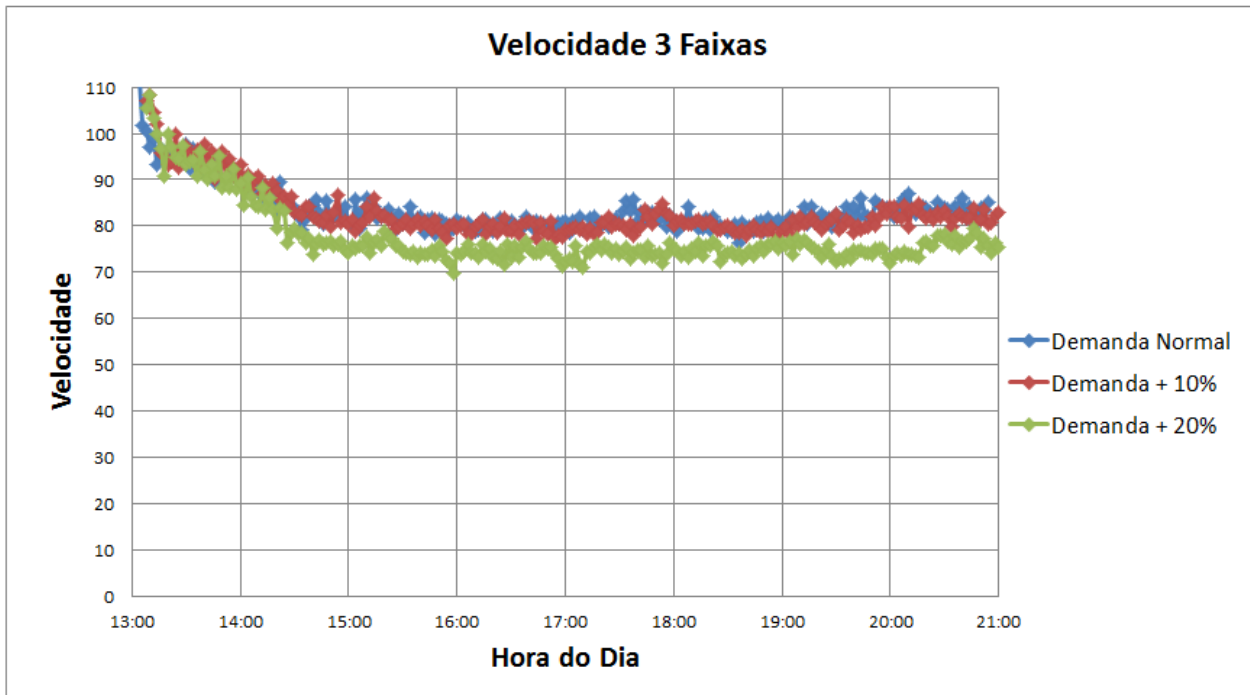
Final da praça de pedágio



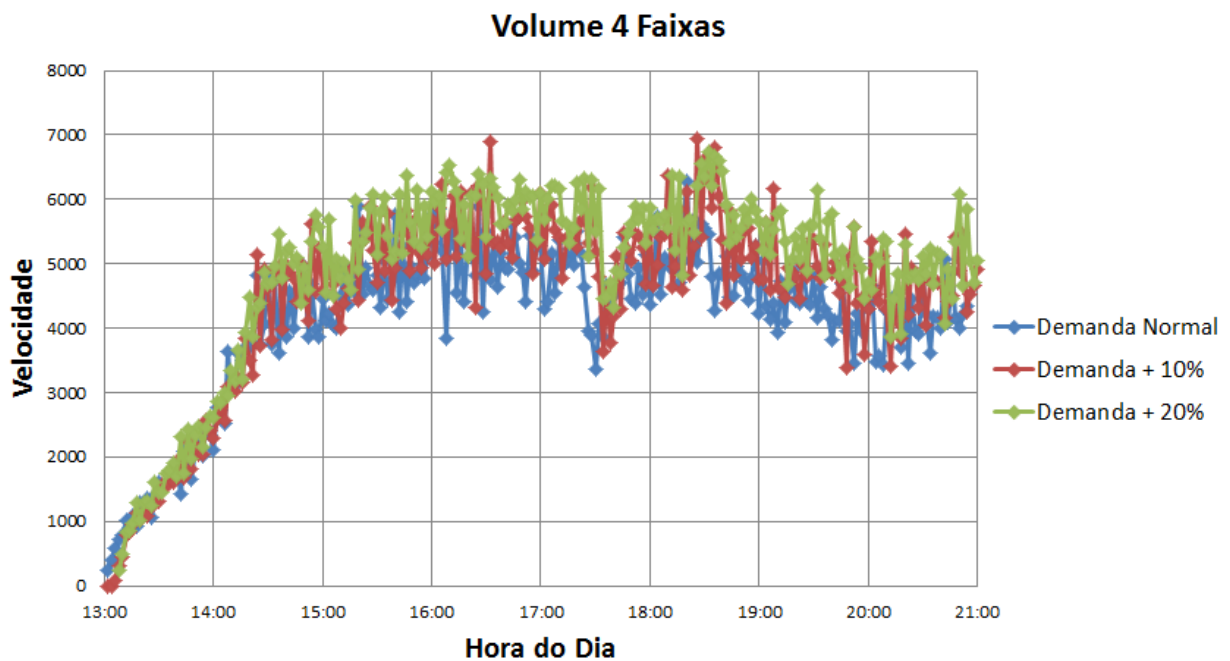
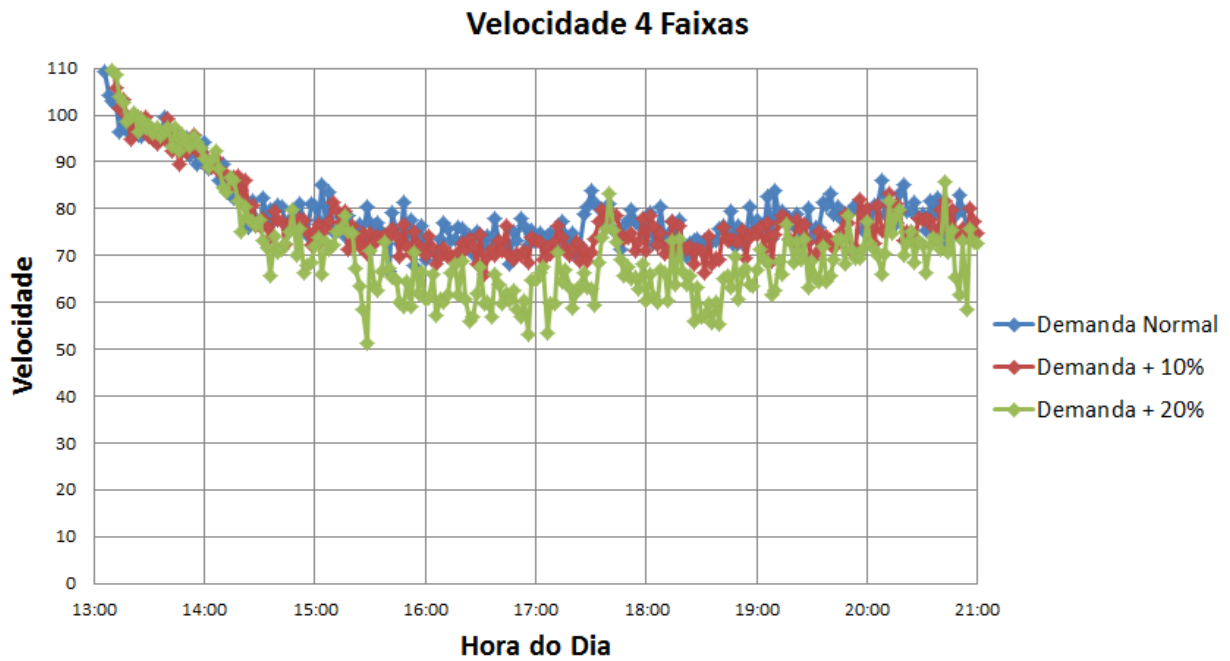
Final da praça de pedágio



Acesso entre km25 e 26



Acesso entre km 25 e 26



ANEXO IV - PROPOSIÇÃO E ANÁLISE DE UM SISTEMA DE GERENCIAMENTO ATIVO DE TRÁFEGO EM UM ESTUDO DE CASO DE UMA AUTOESTRADA BRASILEIRA

Felipe Caleffi

Helena Beatriz Bettella Cybis

Laboratório de Sistema de Transportes – LASTRAN
Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS

RESUMO

O objetivo principal deste artigo é modelar estratégias de gerenciamento ativo de tráfego em um trecho de uma autoestrada brasileira, a fim de avaliar e quantificar a eficácia destas estratégias. O gerenciamento ativo de tráfego é um sistema que gerencia dinamicamente os congestionamentos com base nas condições de tráfego existentes. O software de micro simulação de tráfego VISSIM foi usado para modelagem. As estratégias empregadas na simulação foram a de harmonização da velocidade e a do uso temporário do acostamento. A modelagem demonstrou que o gerenciamento ativo de tráfego tem impactos positivos na operação do tráfego. Redução de *headways*, redução nos tempos médios de viagem, na variabilidade dos tempos de viagem e no número de trocas de faixa foram benefícios mensurados na modelagem. Com o uso das estratégias houve também redução do tempo em que o fluxo da via permanece em colapso, aumentando a eficiência do trecho.

ABSTRACT

The main objective of this article is to model active traffic management strategies on a stretch of a Brazilian highway in order to assess and quantify the effectiveness of these strategies. Active traffic management is a system that dynamically manages congestion based on existing traffic conditions. The micro simulation software VISSIM was used for modeling. The strategies employed in the simulation were speed harmonization and temporary hard shoulder use. The modeling showed that the active traffic management has a positive impact on traffic operation. Reduced headways, reduction in average travel time, variability in travel times and the number of lane changes were measured benefits in modeling. With the use of strategies were also reduces the time in which the flow pathway remains collapsed, increasing the efficiency of the stretch.

1. INTRODUÇÃO

Para ajudar a minimizar os impactos negativos dos congestionamentos nas rodovias, técnicas de gerenciamento de tráfego apoiadas em sistema inteligentes vêm sendo usadas por países com melhores condições tecnológicas. Através de sistemas integrados e respostas coordenadas, o gerenciamento ativo de tráfego pode maximizar a segurança e fluidez do fluxo, e dinamicamente gerir e controlar o tráfego com base nas condições de tráfego existentes.

O gerenciamento ativo de tráfego envolve um conjunto de técnicas que tem por objetivo gerenciar dinamicamente congestionamentos recorrentes e não recorrentes com base nas condições de tráfego existentes. Esta abordagem consiste em uma combinação de estratégias operacionais que, quando implantadas em conjunto, ajudam a aperfeiçoar a operação da infraestrutura existente e oferecem benefícios mensuráveis para a rede de transporte (Federal Highway Administration, 2007).

Os objetivos principais do gerenciamento ativo de tráfego são: reduzir o congestionamento; reduzir a variabilidade das velocidades; reduzir o stress dos usuários; aumentar a capacidade; tornar o tempo de viagem mais confiável; melhorar a segurança, reduzindo o número e a gravidade dos acidentes; tornar o tempo de resposta mais rápido em acidentes; e possibilitar uma informação cada vez maior para os usuários (Grant,

2007). Avaliações dos impactos de implantação do gerenciamento ativo de tráfego podem ser encontradas em, Federal Highway Administration (2007), Carlson et. al. (2010), Geistefeldt (2012) e Vadde et. al. (2012).

As principais estratégias do gerenciamento ativo de tráfego incluem a harmonização da velocidade e o uso temporário do acostamento. Harmonização da velocidade envolve a redução dos limites de velocidade da via em áreas de congestionamento para manter um melhor fluxo do tráfego e reduzir o risco de colisões. O uso temporário do acostamento tem o objetivo de fornecer uma faixa adicional de rolamento para oferecer uma maior capacidade durante um congestionamento ou em períodos que as vias estão sobrecarregadas (Sisiopiku et al., 2009). O uso temporário do acostamento é geralmente implantado em conjunto com harmonização da velocidade. Usa-se harmonização da velocidade para reduzir as velocidades praticadas antes da liberação do uso do acostamento (Kuhn, 2008).

No Brasil, estratégias de gerenciamento ativo de tráfego não são empregadas. Particularidades no comportamento do tráfego nas autoestradas brasileiras fazem do país um bom candidato a receber estas estratégias inovadoras. O comportamento não é homogêneo, e cada faixa de tráfego possui médias de velocidades, intensidades de fluxo e composições de tráfego diferentes. Portanto, o gerenciamento ativo de tráfego pode oferecer benefícios ao harmonizar as velocidades entre as faixas e assim retardar o aparecimento de colapso no fluxo, reduzir o número de ultrapassagens e o risco de colisões. Com o uso temporário do acostamento é possível oferecer uma capacidade adicional em períodos congestionados.

Este artigo tem como objetivo modelar estratégias de gerenciamento ativo de tráfego para uma autoestrada brasileira, a fim de avaliar e quantificar a eficácia destas estratégias. A estratégia de harmonização da velocidade foi modelada para analisar os efeitos que as reduções dos limites de velocidade causam no trecho, em especial nos pontos onde ocorrem colapsos no fluxo de tráfego. A estratégia do uso do acostamento foi modelada para avaliar o impacto que uma faixa adicional de rolamento tem sobre o trecho. O software de micro simulação VISSIM foi utilizado para modelagem do trecho em estudo, que corresponde a um segmento da rodovia BR-290/RS, situada no estado do Rio Grande do Sul.

A seção 2 deste artigo apresenta uma caracterização do trecho em estudo, trazendo uma análise das condições operacionais da autoestrada em estudo. Na seção 3 é apresentado o trecho modelado, e o algoritmo de controle do sistema de gerenciamento ativo de tráfego usado na modelagem. Na seção 4 é apresentada uma análise dos resultados de simulação e seus impactos no trecho modelado. Conclusões são apresentadas na seção 5.

2. CARACTERIZAÇÃO DO TRECHO EM ESTUDO

Foi selecionado para modelagem um trecho da rodovia BR290, situada no estado do Rio Grande do Sul. O trecho em estudo possui 10 km de extensão, e uma rampa de acesso no km 04 do trecho. Todo o trecho possui três faixas de rolamento, com exceção de um segmento de 600 metros localizado após a rampa de acesso, que possui quatro faixas. A rodovia possui faixas de rolamento com 3,75 metros cada. Os limites de velocidade para o trecho em estudo são de 110 km/h para veículos leves e 90 km/h para veículos pesados.

Uma análise das condições operacionais do trecho em estudo foi realizada a partir de um conjunto de dados coletados na autoestrada através de laços indutivos. Esta caracterização

do trecho em estudo é importante para compreender o comportamento do tráfego e as condições da via em períodos críticos que precedem a ocorrência de colapsos no fluxo. São nestes períodos críticos que as estratégias de gerenciamento ativo de tráfego atuam.

2.1 Condições Operacionais do Trecho em Estudo

A rodovia recebe elevados fluxos no período do verão e em feriados importantes e, com isso, acontecem as maiores variabilidades de velocidades e intensidades de fluxo. Portanto, neste período as ocorrências de congestionamentos e colapsos no fluxo são maiores. A Figura 1 apresenta a relação fluxo x velocidade para uma coleta de dados feita no mês de Janeiro de 2013. A composição de dados está agrupada em intervalos de 5 minutos.

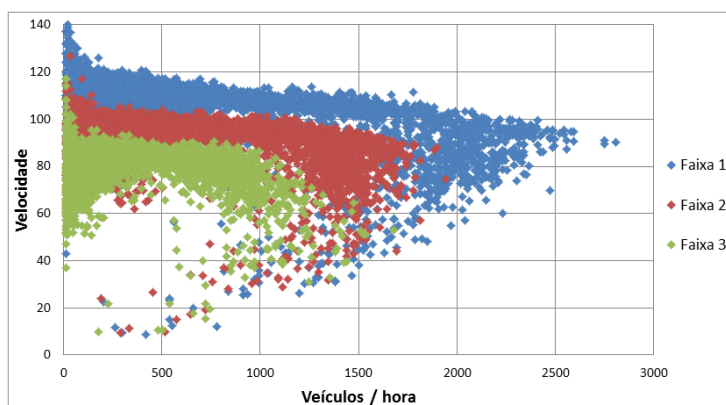


Figura 1: Relação fluxo x velocidade para observações do mês de Janeiro de 2013

Existe uma diferença significativa entre as velocidades e intensidades de fluxo das três faixas. A primeira faixa da esquerda – Faixa 1, apresenta as maiores velocidades e volumes, enquanto a faixa da direita – Faixa 3, apresenta as menores velocidades e volumes. Um ponto importante é o fato de que a Faixa 3 recebe grande parte do tráfego de caminhões e ônibus, o que influencia na redução da intensidade de fluxo e das velocidades, uma vez que os limites de velocidade são diferentes para veículos leves e pesados. Nesta faixa também predominam o tráfego de veículos leves lentos que trafegam com velocidades muito inferiores às máximas regulamentadas.

Como apontado por Caleffi et. al. (2012), o tráfego na rodovia BR290 não é homogêneo. Cada faixa de tráfego possui médias de velocidades, intensidades de fluxo e composições de tráfego diferentes. Assim, as estratégias de gerenciamento ativo de tráfego podem minorar o aparecimento de colapsos no fluxo nesta rodovia ao harmonizar as velocidades das faixas de tráfego, além de oferecer uma capacidade adicional com o uso temporário do acostamento.

3. MODELAGEM DO TRECHO EM ESTUDO

A micro simulação é uma ferramenta capaz de reproduzir diversos cenários reais de tráfego, e é amplamente usada na elaboração de estudos e desenvolvimento de projetos em engenharia de transportes. Os modelos de simulação são especialmente úteis quando as estratégias em análise exigem novas construções ou investimentos onerosos, como é o caso do gerenciamento ativo de tráfego (Park e Qi, 2006).

O software de micro simulação VISSIM foi utilizado para modelagem do trecho em estudo. O VISSIM fornece ferramentas e funcionalidades que possibilitam implementar

estratégias de gerenciamento ativo de tráfego no modelo de simulação. Além disso, o VISSIM possui o *vehicle actuated programming* (VAP), que é uma ferramenta de programação que torna possível a implementação de estratégias de controle de tráfego em resposta as condições do trânsito em tempo real (PTV, 2010). Dados coletados através de laços indutivos na rodovia BR290 foram usados para calibrar e validar o modelo de simulação.

Foram feitos três conjuntos (A, B e C) de simulações – cada conjunto com seis replicações. As replicações foram feitas, pois o VISSIM é um modelo de simulação microscópico e estocástico. Na simulação A, o trecho foi modelado sem nenhuma estratégia de gerenciamento ativo de tráfego, a fim de representar o comportamento deste trecho em condições normais de tráfego. Na simulação B, foi modelada apenas a estratégia de harmonização da velocidade, usando limites de velocidade variável (L.V.V.). Na simulação C, foram modeladas a harmonização da velocidade e o uso temporário do acostamento. O modelo representa 8 horas de simulação, correspondentes ao período de 14:00 a 22:00 horas.

3.1 Layout do Trecho em Estudo

Para a simulação da harmonização da velocidade e do uso temporário do acostamento, foram criados no modelo de simulação onze pórticos. Estes pórticos são responsáveis por: indicar aos veículos uma eventual mudança nos limites de velocidade; e indicar quando o acostamento está disponível para uso. Em cada um dos onze pórticos há também detectores responsáveis pela coleta de informações de velocidade, volume e ocupação da via. Os pórticos possuem um espaçamento de 800 metros, que é indicado por Federal Highway Administration (2011) como sendo o espaçamento médio em rodovias onde o gerenciamento ativo de tráfego foi implantado. O segmento que possui quatro faixas de tráfego acaba no ponto onde está localizado o pórtico 5. A Figura 2 apresenta o trecho em estudo modelado no software VISSIM, com os onze pórticos. Estes pórticos são chamados de P1 a P11, respectivamente.

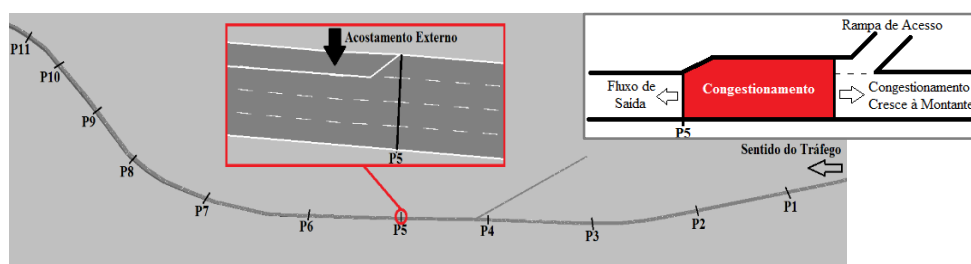


Figura 2: Trecho em estudo

O segmento, do pórtico 5 até o final do trecho, foi selecionado para receber a estratégia do uso temporário do acostamento, uma vez que o tráfego adicional do acesso e a redução do número de faixas de quatro para três faixas no pórtico 5 caracterizam um gargalo na via – Figura 3.

Um gargalo se torna ativo quando o fluxo que chega nele excede a capacidade a jusante. Nesta situação um congestionamento se forma no gargalo, e este congestionamento cresce à montante, tornando o fluxo de saída menor do que a capacidade nominal da via. Portanto, o fluxo de saída em um gargalo diminui mesmo com a demanda sendo suficiente para alimentar um fluxo maior (Chung et. al., 2007). O segmento entre o acesso e o pórtico 5, onde acontecem o aumento e posterior redução do número de faixas, é o segmento mais

crítico do trecho em estudo. Neste ponto do trecho a incidência de congestionamentos é maior devido ao gargalo e o tráfego adicional do acesso, e as médias de velocidade reduzem significativamente quando acontecem colapsos no fluxo do tráfego.

3.2 Algoritmo de Controle do Gerenciamento Ativo de Tráfego

O algoritmo de controle do gerenciamento ativo de tráfego foi desenvolvido através da ferramenta *vehicle actuated programming* (VAP) do VISSIM. As estratégias de controle usadas para determinar os limites de velocidade variável (L.V.V.) na operação da harmonização da velocidade são fundamentais para o sucesso do funcionamento do sistema. Estas estratégias são aplicadas através de um algoritmo que determina indicadores e limites que acionam a harmonização da velocidade e/ou uso temporário do acostamento. Através das informações provenientes de detectores é possível fazer o controle destas estratégias em tempo real, otimizando o processo (Nezamuddin et al., 2011).

O algoritmo de controle foi projetado para selecionar os limites de velocidade e o uso temporário do acostamento com base em medidas médias de volume, velocidade e ocupação da via durante um período de 2 minutos. Estes limites são selecionados através de informações provenientes dos detectores que estão posicionados em cada um dos onze pórticos. Este design incorpora o estado da prática dos primeiros sistemas de gerenciamento ativo de tráfego. Exemplos de algoritmos e seus limites podem ser encontradas em Allaby et al. (2007) e Papageorgiou et. al. (2008).

Os valores dos parâmetros para o algoritmo de controle modelado foram selecionados com base em um estudo de caracterização das condições operacionais do trecho em períodos críticos que precedem a ocorrência de colapso no fluxo. Um limiar de volume de 4000 veículos por hora foi selecionado, pois este é o volume da via que precede a ocorrência de *breakdown*. Para a ocupação, foi selecionado um limiar de 15%, pois dados revelaram que este limite se aproxima do período de ocupação crítico em que ocorrem colapsos no fluxo. A ocupação é determinada pelo percentual de tempo que um detector localizado, em cada faixa de tráfego, está ocupado. Maiores volume de veículos e baixas velocidades contribuem para elevar a ocupação. Foram usados três limites de velocidade na modelagem. A velocidade limite da via (110 km/h); a primeira redução de velocidade (90 km/h); e a segunda redução de velocidade (70 km/h).

Uma vez que o sistema de gerenciamento ativo de tráfego é ativado no pórtico onde há a detecção dos limiares do algoritmo de controle, as velocidades indicadas nos pórticos a montante são determinadas com base em uma *zona de atuação* e uma *zona de transição*, as quais são descritas a seguir:

- *Zona de atuação* – Harmonização da velocidade e/ou uso temporário do acostamento são ativados no pórtico de detecção e nos dois pórticos mais próximos a montante. Os pórticos a montante exibem os mesmos limites de velocidade do pórtico de detecção;
- *Zona de transição* – Se o limite de velocidade ativado for reduzido de 110 para 70 km/h, o último pórtico da zona de atuação (segundo pórtico a montante) deve exibir o limite de velocidade de 90 km/h, para proporcionar uma transição gradual de redução de velocidade para os condutores.

O primeiro passo do algoritmo de controle é fazer a leitura dos detectores a cada dois minutos. As médias das leituras a cada dois minutos são então comparadas com os

limitares de volume, ocupação e velocidades selecionados no estudo de caracterização do trecho, para então determinar se o sistema de gerenciamento ativo de tráfego entrará em operação. Após a ativação do gerenciamento ativo de tráfego, o sistema se encerra quando: o volume da via for menor que 4000 veic./hora e; a ocupação menor que 15%. A Figura 3 apresenta o fluxograma do algoritmo de controle usado na modelagem.

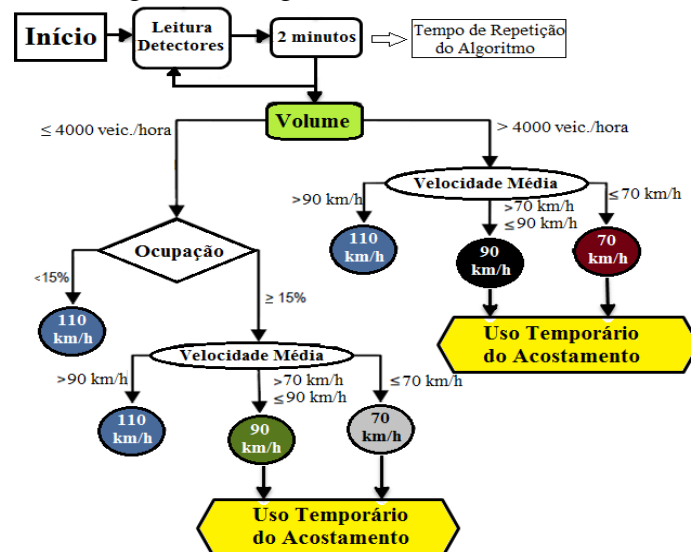


Figura 3: Fluxograma do algoritmo de controle

A Figura 4 apresenta a relação fluxo x velocidade da rodovia para a coleta de dados feita no mês de Janeiro de 2013, apontando o conjunto de dados onde o sistema de gerenciamento ativo de tráfego estaria ativado, de acordo com os limitares do algoritmo de controle.

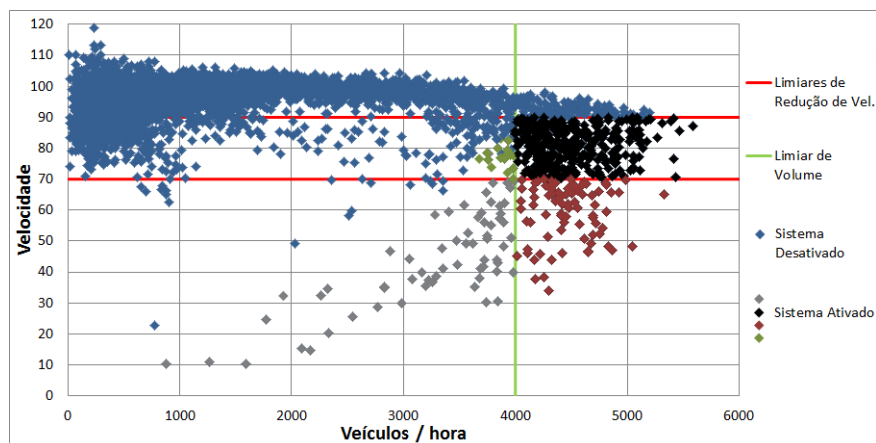


Figura 4: Relação fluxo x velocidade da rodovia

As linhas vermelhas indicam os dois limitares de velocidade que ativam o sistema, e a linha verde indica o limiar de volume que ativa o sistema. Os pontos azuis indicam o estado da rodovia em que o sistema de gerenciamento ativo de tráfego estaria desativado, e operando com o limite de velocidade da via de 110 km/h. Os pontos pretos, marrons, verdes e cinzas indicam o estado da rodovia em que o sistema estaria ativado.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE SIMULAÇÃO

A análise dos resultados de simulação foca nos efeitos que as estratégias de gerenciamento ativo de tráfego têm sobre o trecho em estudo. Ao dividir a modelagem em três simulações (A – sem controle, B – com a estratégia de harmonização da velocidade e C – harmonização da velocidade e uso temporário do acostamento), é possível analisar separadamente os efeitos de apenas uma estratégia, e das estratégias implantadas em conjunto. Os impactos da modelagem nas velocidades médias, no tempo de viagem e nas trocas de faixa foram analisados. Resultados destas análises apontam que o gerenciamento ativo de tráfego apresenta impactos positivos na operação do tráfego. Com as estratégias sendo implantadas em conjunto, estes impactos possuem uma maior relevância.

4.1 Impacto nas Velocidades Médias

No pórtico 5, é onde o trecho tem as menores médias de velocidades quando a via atinge sua capacidade. Neste ponto as velocidades caem devido à perturbação gerada pelo acesso e pela redução de quatro para três faixas. Portanto, é neste ponto que as estratégias de gerenciamento ativo de tráfego têm seu maior impacto no tráfego.

A Figura 5 apresenta os resultados das simulações A e B para o pórtico 5. Nesta Figura são apresentados: uma comparação das velocidades médias entre o modelo de simulação sem controle, e com o controle de harmonização da velocidade; e uma comparação entre os volumes dos modelos. Cada ponto corresponde à média dos veículos a cada 2 minutos.

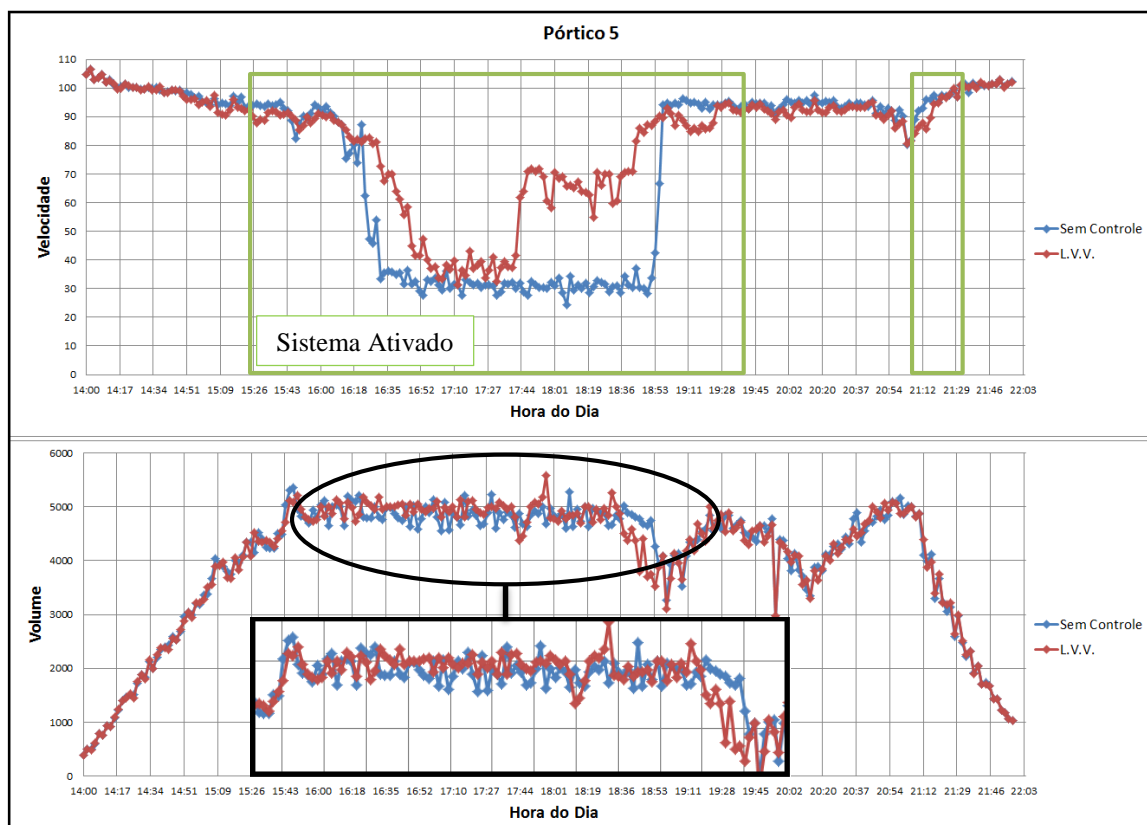


Figura 5: Comparação das velocidades médias e volume das simulações A e B, para o pórtico 5

Pode-se notar na Figura 5 que quando os limites de velocidade variável (L.V.V.) passam a ser empregados, há um retardo no aparecimento de colapso no fluxo de tráfego. É possível notar também que com o uso de L.V.V., o período em que a via permanece em

estado de *breakdown* é menor. Com o uso de L.V.V. é possível ter um maior controle quando o gargalo no pórtico 5 está ativo. Ao harmonizar as velocidades a montante deste gargalo, os *headways* entre os veículos, as trocas de faixa e as ultrapassagens diminuem, reduzindo a probabilidade de conflitos e de colapsos, fazendo o fluxo de tráfego fluir de uma forma mais controlada.

Usando a estratégia de harmonização da velocidade, é possível apenas reduzir os efeitos de *breakdown* no fluxo de tráfego, como vistos na Figura 5. Porém, ao acrescentar a estratégia do uso temporário do acostamento (simulação C) neste sistema de gerenciamento ativo de tráfego, os colapsos no fluxo são completamente eliminados, como se pode notar na Figura 6.



Figura 6: Comparação das velocidades médias e volume das simulações A e C, para o pórtico 5

O uso temporário do acostamento permite fornecer o uso de uma faixa adicional de rolamento em períodos congestionados, fazendo com que não haja mais um ponto de redução no número de faixas no pórtico 5. Ao eliminar o gargalo neste ponto, as médias de velocidade se mantêm elevadas, mesmo nos períodos em que a via opera na sua capacidade. Para que se tenham efeitos positivos no ponto onde há colapsos no fluxo, o sistema deve ser ativado a montante, pois assim é possível harmonizar o comportamento do tráfego antes do ponto de início do *breakdown*. Assim é possível ter um fluxo mais regular e com menos conflitos ao se aproximar do ponto de *breakdown*. Quando a rodovia está operando na sua capacidade, é possível notar que com o uso das estratégias de gerenciamento ativo de tráfego o volume da via tem uma menor oscilação, se mantendo em níveis mais elevados.

O uso temporário do acostamento é utilizado a partir do pórtico 5. Portanto, os impactos positivos do sistema nos pórticos anteriores ao acesso se deve principalmente a estratégia

de harmonização da velocidade. Quanto mais próximo da região de conflito onde acontecem os colapsos no fluxo, maiores são os impactos do sistema. No pórtico 4, posicionado logo antes do acesso, também é possível notar os efeitos do gargalo ativo, e os efeitos positivos que o sistema tem nos períodos de colapso. Ao harmonizar as velocidades a montante e não só no ponto onde foi detectado colapso, o sistema pode minimizar as ondas de choque que se propagam a montante e evitar que ocorram colapsos em outros pontos da via.

4.2 Impacto nos Tempos de Viagem

Um dos benefícios dos sistemas de gerenciamento ativo de tráfego, apontados por Sisiopiku et. Al. (2009) e Federal Highway Administration (2007), é o aumento da confiabilidade no tempo de viagem. Como apontam Fontaine e Miller (2012), diversas rodovias com implantação do gerenciamento ativo de tráfego tiveram redução nos tempos de viagem, bem como uma redução na variabilidade destes tempos de viagem.

Os impactos dos tempos de viagem modelados foram medidos comparando, a cada 2 minutos, as médias dos tempos de viagem dos veículos que percorreram todo o trecho, que possui 10 km de extensão. A Figura 7 apresenta uma comparação dos tempos de viagem para as simulações A, B e C, que representam o modelo sem nenhum controle – simulação A; com controle de harmonização da velocidade (L.V.V.) – simulação B e; com L.V.V. e uso temporário do acostamento – simulação C.

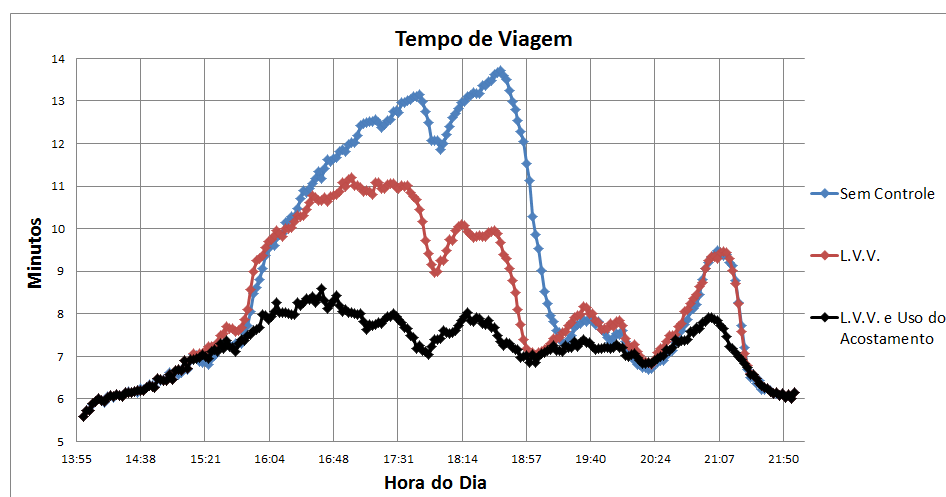


Figura 7: Comparação dos tempos de viagem

Pode-se notar uma significativa redução nos tempos de viagem quando as estratégias de gerenciamento ativo de tráfego são empregadas. No período entre 16:00 e 20:00 horas, período este em que a rodovia estava operando na sua capacidade, é possível perceber a maior diferença entre os tempos de viagem para as três simulações.

No período das 21:00 horas, o volume da rodovia chega a sua capacidade, porém por um curto intervalo de tempo. Quando a rodovia opera na sua capacidade por um período de tempo pequeno, as velocidades não sofrem uma grande variação, e não há o aparecimento de colapsos no fluxo de tráfego. Em consequência, os tempos de viagem do sistema com apenas L.V.V. permanecem os mesmos do modelo sem nenhum controle. A harmonização da velocidade só tem impacto nos tempos de viagem quando ocorrem colapsos no fluxo.

Usando as duas estratégias – L.V.V. e uso do acostamento, nota-se uma grande redução na variabilidade do tempo de viagem, o que representa um tempo de viagem mais confiável. A Tabela 1 apresenta, para o período entre 16:00 e 20:00 horas, uma comparação entre: os picos máximos e mínimos; a variabilidade nos tempos de viagem e; o tempo médio de viagem.

Tabela 1: Comparações do tempo de viagem para a rodovia operando na capacidade

16:00 a 20:00 horas			
Tempo de Viagem	Sem Controle (min)	L.V.V. (min)	L.V.V. e Uso do Acostamento (min)
Pico Máximo	13:43	11:11	08:35
Pico Mínimo	07:17	07:01	06:51
Variabilidade	06:26	04:10	01:44
Tempo Médio	11:51	09:49	07:40

Com a rodovia operando com a estratégia de L.V.V., o tempo médio de viagem reduz 17,05%, e a variabilidade do tempo de viagem reduz 35,25%. Já com a rodovia operando com as duas estratégias – L.V.V. e uso do acostamento, o tempo médio de viagem reduz 35,19%, e a variabilidade reduz 73,03%. Estes resultados apontam que o gerenciamento ativo de tráfego tem um grande e positivo impacto nos tempos de viagem do trecho modelado, reduzindo significativamente o pico máximo, a variabilidade e o tempo médio das viagens.

4.3 Impacto nas Trocas de Faixa

Outro benefício dos sistemas de gerenciamento ativo de tráfego é o aumento da segurança no tráfego. Uma das formas de mensurar o aumento da segurança é através da avaliação do número de trocas de faixa que acontecem durante uma viagem. Ao utilizar a estratégia de harmonização da velocidade, as trocas de faixa diminuem, pois uma vez que os veículos trafegam com uma menor variabilidade de velocidades, acontecem menos ultrapassagens e consequentemente menos trocas de faixa. Ao reduzir o número de trocas de faixa, a probabilidade de ocorrer incidentes também reduz (Federal Highway Administration, 2007).

Nas autoestradas brasileiras os condutores são mais agressivos, e o número de trocas de faixa é maior. Com isso, o simulador foi calibrado para que as trocas de faixa no modelo representem a realidade brasileira, e garantam que as trocas contabilizadas na modelagem coincidam com a realidade.

Os impactos das trocas de faixa foram medidos comparando, a cada 2 minutos, o número de trocas de faixa que ocorreram nos 10 km do trecho modelado. A Figura 8 apresenta uma comparação das trocas de faixa para as simulações modeladas. Com o uso da estratégia de L.V.V., o número de trocas de faixa reduziu 30,69%. Já com as estratégias de L.V.V. e uso do acostamento, o número de trocas de faixa reduziu 43,78%.

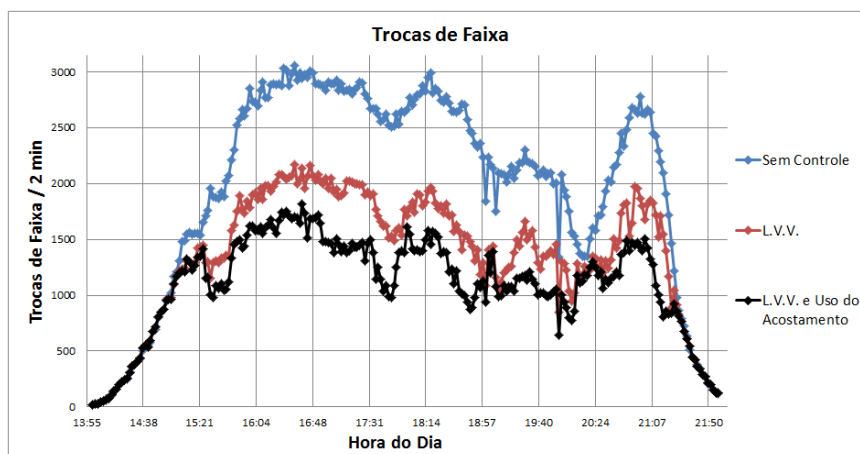


Figura 8: Comparação das trocas de faixa

Mesmo com uma faixa de rolamento adicional com o uso temporário do acostamento o número de trocas de faixa é menor. Isto se deve ao fato de que usando as duas estratégias em conjunto, o colapso no tráfego que acontece nas mediações do pórtico 5 é eliminado, como mostra a Figura 6. Eliminando os efeitos deste colapso, os veículos trafegam livremente neste trecho, evitando os conflitos que poderiam levar os veículos a trocarem de faixa devido às reduções de velocidade.

5. CONCLUSÕES

Este artigo apresentou a modelagem de estratégias de gerenciamento ativo de tráfego para um trecho de uma autoestrada brasileira. As estratégias modeladas foram a de harmonização da velocidade e a de uso temporário do acostamento. A modelagem demonstrou que o gerenciamento ativo de tráfego tem impactos positivos na operação do tráfego.

O uso do sistema de gerenciamento ativo de tráfego reduziu os tempos médios das viagens e a variabilidade dos tempos destas viagens, e reduziu as trocas de faixa, o que implica em uma redução dos conflitos e da probabilidade de ocorrer incidentes. Com o uso do sistema houve também redução do tempo em que o fluxo da via permanece em colapso, aumentando a eficiência do trecho.

A modelagem indicou os seguintes resultados para a estratégia de harmonização da velocidade, que utiliza o uso de limites de velocidade variável (L.V.V.):

- Redução visual dos *headways*;
- Redução de 17,05% no tempo médio das viagens;
- Redução de 32,25% na variabilidade do tempo de viagem;
- Redução de 30,69% nas trocas de faixa.

O uso conjunto das estratégias de gerenciamento ativo de tráfego leva a um melhor aperfeiçoamento das condições operacionais da via. Para este uso conjunto de harmonização da velocidade e uso temporário do acostamento a modelagem indicou os seguintes resultados:

- Redução visual dos *headways*;
- Redução de 35,19% no tempo médio das viagens;
- Redução de 73,03% na variabilidade do tempo de viagem;
- Redução de 43,78% nas trocas de faixa.

O sucesso das estratégias de gerenciamento ativo de tráfego depende principalmente da compreensão e do comportamento dos usuários quanto aos métodos de aplicação destas estratégias. No universo de modelagem, o comportamento dos veículos é pré-determinado pelo simulador de tráfego, e muitas vezes pode não representar a variabilidade de comportamento apresentada pelos usuários num cenário real de tráfego. O mesmo pode ser afirmado quanto à compreensão das estratégias de controle empregadas no simulador. Com isso, numa implantação do gerenciamento ativo de tráfego em rodovias, deve-se levar em consideração questões como a compreensão dos usuários perante novas estratégias de controle. Através de uma boa compreensão por parte dos usuários é possível minimizar a variabilidade de comportamento ao implantar estratégias inovadoras.

Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio da concessionária CONCEPA e da ANTT, que disponibilizaram os dados de tráfego, e agradece o apoio financeiro do CNPq, através de uma bolsa de mestrado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Allaby, P., B. Hellinga e M. Bullock (2007) *Variable Speed Limits: Safety and Operational Impacts of a Candidate Control Strategy for Freeway Applications*. IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems 8, No. 4, pp. 671-680.
- Caleffi, F., Y. Moisan, H. B. B. Cybis, F. D. Michel e F. Hirsh (2012) *Simulação de Alternativas Operacionais de Um Segmento Especial de Autoestrada Através do Software VISSIM*. XXVI ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, v. 1, p. 36-47, Brasil.
- Carlson, R. C., I. Papamichail, M. Papageorgiou e A. Messmer (2010) *Optimal motorway traffic flow control involving variable speed limits and ramp metering*. Transportation Science, Vol. 44, pp. 238-253, USA.
- Chung, K.; J. Rudjanakanoknad, e M. Cassidy (2007) *Relation Between Traffic Density and Capacity Drop at Three Freeway Bottlenecks*. Transportation Research Part B: Methodological, v. 41, n. 1, p. 82-95, USA.
- Federal Highway Administration (2007) *Active Traffic Management: The Next Step in Congestion Management*. Alexandria, VA: American Trade Initiatives. FHWA-PL-07-012, USA.
- Federal Highway Administration (2011) *Freeway Geometric Design for Active Traffic Management in Europe*. Alexandria, VA: American Trade Initiatives. Report FHWA-PL-11-004, USA.
- Fontaine, M. D. e J. S. Miller (2012) *Planning for Active Traffic Management in Virginia: International Best Practices and Implementation Strategies*. Virginia Center for Transportation Innovation and Research, Final Report VCTIR 13-R1, USA.
- Geistefeldt, Justin (2012) *Operational Experience With Temporary Hard Shoulder Running in Germany*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 12-3090, Washington D.C., USA.
- Grant, David (2007) *Case Study: M42 Active Traffic Management*. Highways Agency, Inglaterra.
- Kuhn, B. (2008) *Smart Traffic 2008: Active Congestion Management – Infrastructure and Operations, Session 3: Active Traffic Management*. 5th Conference in The Series, Brisbane, Australia.
- Lin, O. W.; K. P. Kang e G. L. Chang (2004) *Exploring the Effectiveness of Variable Speed Limit Controls on Highway Work-Zone Operations*. IEEE Intelligent Transportation Systems, VOL 8, p. 1-14, USA.

- Nezamuddin, N., N. Jiang, T. Zhang, S. T. Waller e D. Sun (2011) *Traffic Operations and Safety Benefits of Active Traffic Strategies on TxDOT Freeways*. Federal Highways Administration, Publication Number: FHWA/TX-12/0-6576-1, USA.
- Papageorgiou, M., Kosmatopoulos, E., and Papmichail, I. (2008) *Effects of Variable Speed Limits on Motorway Traffic Flow*. In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2047, pp. 47-48, Washington, DC, USA.
- Park, B. e H. Qi (2006) Microscopic Simulation Model Calibration and Validation for Freeway Work Zone Network – A Case Study of Vissim. *IEEE Intelligent Transportation Systems Conference*, Toronto, Canada.
- PTV (2010) *Vissim User Manual – V.5.30*. Karlsruhe, Alemanha.
- Sisiopiku, P. V.; A. Sullivan e G. Fadel (2009) *Implementing Active Traffic Management Strategies in the U.S.*. University Transportation Center for Alabama, Birmingham, Alabama, USA.
- Vadde, R.; D. Sun, J. O. Sai, M. A. Faruqi e P. T. Leelani (2012) *A Simulation Study of Using Active Traffic Management Strategies on Congested Freeways*. Journal of Modern Transportation, Vol. 20, n. 3, p. 178-184, USA.