Campus de São Carlos

*INFLUÊNCIA DOS VEÍCULOS PESADOS NA CAPACIDADE E NÍVEL
DE SERVIÇO DE RODOVIAS DE PISTA DUPLA*

SERGIO HENRIQUE DEMARCHI

ORIENTADOR: PROF. ASSOC. JOSÉ REYNALDO ANSELMO SETTI

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP
EXEMPLAR REVISADO
Data de entrada no Serviço: 26 / 10 / 00
Ass.: Danilo

INFLUÊNCIA DOS VEÍCULOS PESADOS NA CAPACIDADE E
NÍVEL DE SERVIÇO DE RODOVIAS DE PISTA DUPLA

SERGIO HENRIQUE DEMARCHI

DEDALUS - Acervo - EESC

31100016764

Tese apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos, da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do
Título de Doutor em Engenharia Civil -
Transportes.

Orientador: Prof. Dr. José Reynaldo A. Setti

São Carlos – SP
Junho – 2000

Class.	TESE-EESC
Ger.	LJ864
Tombo	T024100

at 112123

D372i

Demarchi, Sergio Henrique

Influência dos veículos pesados na capacidade e nível de serviço de rodovias de pista dupla / Sergio Henrique Demarchi. - São Carlos, 2000.

Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 2000.

Área: Transportes.

Orientador: Prof. Dr. José Reynaldo A. Setti.

1. Caminhões. 2. Capacidade. 3. Fator de equivalência. 4. Rodovias de pista dupla. I. Título.

No fim tudo dá certo. Se não deu certo,
é porque ainda não chegou ao fim.

Fernando Sabino

Are you happy with that?

Era o que Michel Van Aerde me perguntava
após fazer alguma modificação no INTEGRATION.

Não desista nunca!!

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. José Reynaldo A. Setti, pela orientação desta tese. Seu constante incentivo permitiu que eu acumulasse uma grande quantidade de conhecimentos durante os anos em que trabalhamos juntos, e seu espírito crítico foi importante para que eu fosse, pouco a pouco, lapidando as idéias apresentadas neste texto.

Ao Prof. Dr. Michel Van Aerde, pela oportunidade que tive em trabalhar com alguém tão dedicado como ele era. Talvez por viver a vida em um ritmo muito mais veloz do que maioria das pessoas vive, ele não está mais por aqui. Onde quer que ele esteja, espero que ainda possa inspirar, de alguma forma, todos aqueles que dedicam-se às pesquisas na área de Transportes.

Ao Prof. Dr. John Morrall, por seus comentários e sugestões.

Aos engenheiros Fausto A. Cabral, Carlos Eduardo Costa e Fábio Abrita, da concessionária Autoban, por autorizarem a realização das coletas de dados e disponibilizarem pessoal e viaturas para apoio desta atividade.

Ao CNPq, por conceder-me bolsas de estudo no Brasil e no exterior. Agradeço também à FINEP, que através do projeto RECOPE-Transportes, concedeu os recursos para a aquisição de equipamentos utilizados nas coletas de dados.

Aos colegas do STT, especialmente à Cintia, ao Ricardinho e ao Rodrigo, que me auxiliaram nas coletas de dados.

Ao Prof. Dr. Hesham Rahka e ao Francis Martin, da Virginia Tech, pela amizade e pela oportunidade que tivemos em trabalhar juntos.

Ao Departamento de Transportes da Queen's University, no Canadá e ao Center for Transportation Research, na Virginia Tech, nos Estados Unidos, onde estive por ocasião de meu estágio no exterior. Sou grato também aos funcionários do Departamento de Transportes da EESC.

Agradeço também aos professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Maringá: Sandra Oda, Hélio Ideki Arita, Roberto Lopez Ferraz, José Kiyinha Yshiba, Claudio Emanuel Pietrobbon e Francisco J. T. C. Ladaga, pelo apoio e incentivo.

Aos meus pais, José Sergio e Maria Augusta, por me apoiarem sempre. E à Nair Gusson, que nos últimos anos tem sido muito importante, pelo apoio em todos os sentidos.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE TABELAS.....	xi
RESUMO	xiii
ABSTRACT	xiv
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. O Uso de Caminhões no Brasil	2
1.2. Objetivo	3
1.3. Contexto da Pesquisa	4
1.4. Estrutura da Tese	4
2. ASPECTOS DO TRANSPORTE RODOVIÁRIO DE CARGA NO BRASIL.....	7
2.1. Composição do Tráfego	7
2.2. Limites Legais de Massa.....	9
2.3. Desempenho dos Caminhões.....	12
2.4. Comentários Finais	15
3. EQUIVALÊNCIA VEICULAR.....	17
3.1. Análise de Capacidade e Nível de Serviço.....	17
3.1.1. Condições Ideais de Tráfego	18
3.1.2. Ajuste para Condições Diferentes das Ideais	19
3.2. Fatores de Equivalência Veicular	22
3.3. Métodos de Determinação da Equivalência Veicular	25
3.3.1. Método de Huber	25
3.3.2. Generalização do Método de Huber	29
3.3.3. Relação entre Headways de Automóveis e Caminhões	30
3.3.4. Modelos de regressão linear múltipla.....	32
3.4. Métodos Utilizados nas Versões do HCM	33
3.4.1. HCM 1965	33
3.4.2. HCM 1985	34
3.4.3. HCM 1994 e 1998	39
3.5. Metodologia.....	39
3.5.1. Variável Escolhida como Critério de Equivalência.....	40
3.5.2. Método de Determinação da Equivalência Veicular.....	41
3.5.3. Determinação da Relação entre Fluxo e Densidade.....	46

3.6. Considerações Finais	46
4. SIMULAÇÃO	47
4.1. INTEGRATION.....	47
4.2. Estrutura Básica	48
4.3. Lógicas Fundamentais	50
4.3.1. Relação Interveicular	50
4.3.2. Mudança de Faixas	53
4.3.3. Aceleração em Função do Desempenho	55
4.4. Críticas ao Simulador	56
5. DESEMPENHO DE CAMINHÕES	57
5.1. Métodos Empíricos	58
5.1.1. Críticas aos Métodos Empíricos.....	60
5.2. Modelos Analíticos.....	61
5.2.1. Determinação Empírica × Analítica das Forças.....	62
5.2.2. Método de Determinação da Resistência Básica.....	63
5.2.3. Método de Determinação da Força Tratora.....	64
5.2.4. Porcentagem da Potência Utilizada	66
5.2.5. Troca de Marchas.....	66
5.2.6. Inércia das Partes Giratórias	67
5.2.7. Efeito das Curvas Verticais no Cálculo da Resistência de Greide.....	70
5.3. Desenvolvimento do Modelo	71
6. MODELO DE DESEMPENHO	73
6.1. Formulação Básica do Modelo	73
6.2. Coleta de Dados.....	75
6.2.1. Massa Veicular	75
6.2.2. Potência Nominal	77
6.2.3. Relação Massa/Potência	77
6.3. Resultados do Levantamento de Dados	77
6.3.1. Composição Veicular.....	78
6.3.2. Distribuição Acumulada da Massa Bruta Total.....	79
6.3.3. Distribuição Acumulada da Massa/Potência	80
6.4. Comparação da Relação Massa/Potência de Caminhões Paulistas e Americanos	81
6.5. Definição das Categorias Simuladas.....	82
6.6. Parâmetros do Modelo de Desempenho	83

6.6.1. Massa e Potência	84
6.6.2. Eficiência da Transmissão	85
6.6.3. Coeficientes de Rolamento	85
6.6.4. Coeficiente Aerodinâmico e Área Frontal	87
6.6.5. Resumo dos Parâmetros Utilizados	88
6.7. Curvas de Desempenho	89
7. RELAÇÃO FLUXO-VELOCIDADE	93
7.1. Aspectos Genéricos sobre a Relação Fluxo-Velocidade	94
7.2. Coleta de Dados	97
7.2.1. Equipamento Utilizado	98
7.2.2. Locais de Coleta	99
7.3. Redução dos Dados	102
7.3.1. Recuperação dos Dados dos Sensores	103
7.3.2. Eliminação de Dados Inconsistentes	104
7.4. Agregação dos Dados	105
7.4.1. Método de Agregação dos Dados	105
7.4.2. Substituição de Velocidades Inconsistentes com o Intervalo de Variação	106
7.4.3. Cálculo do Fluxo, Velocidade e Densidade	109
7.4.4. Análise dos Dados de Fluxo Congestionado	110
7.5. Calibração da Curva Fluxo-Velocidade	113
7.6. Equivalência entre Espaçamentos no Congestionamento	116
8. DETERMINAÇÃO DOS EQUIVALENTES VEICULARES	119
8.1. Calibração e Validação	119
8.1.1. Introdução de Variabilidade nas Simulações	120
8.1.2. Validação do Comportamento da Corrente de Tráfego	122
8.2. Características do Trecho Simulado	125
8.2.1. Geometria do Trecho	125
8.2.2. Volume e Composição do Tráfego	126
8.2.3. Tempo de Simulação e Intervalo de Medição das Variáveis de Tráfego	127
8.3. Resultados das Simulações	128
8.3.1. Cálculo das Variáveis de Tráfego	128
8.3.2. Determinação dos Fluxos Básico e Composto	129
8.4. Análise da Relação entre Fluxo/Capacidade e Velocidade	130
8.5. Análise do Efeito de Interação entre Caminhões	131

8.6. Determinação dos Equivalentes Veiculares Médios.....	134
8.7. Tabela de Fluxos Máximos por Nível de Serviço.....	139
8.8. Análise Comparativa com o HCM	139
8.9. Considerações Finais	142
9. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	145
9.1. Conclusões.....	146
9.1.1. Caracterização da Massa e Massa/Potência dos Caminhões.....	146
9.1.2. Calibração da Relação Fluxo-Velocidade	147
9.1.3. Determinação dos Fatores de Equivalência Veicular.....	147
9.2. Recomendações.....	149
ANEXO A – ARQUIVOS DO INTEGRATION	151
A.1. Arquivo Mestre	151
A.2. Arquivo de Nós	152
A.3. Arquivo de Tramos.....	153
A.4. Arquivo de Semáforos	154
A.5. Arquivo de Demandas	154
A.6. Arquivo de Incidentes.....	155
A.7. Arquivo de Parâmetros Veiculares (maxi_acc.dat)	155
A.8. Arquivo de Greides (lnkgrade.dat)	155
A.9. Arquivo de Resultados.....	156
A.10. Arquivo de Estatísticas da Simulação (Runerr.out).....	157
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	159

LISTA DE FIGURAS

2.1: VDM e porcentagem de caminhões em rodovias paulistas	8
2.2: Relação massa/potência de caminhões argentinos e americanos [Archilla & de Cieza, 1996].....	14
3.1: Relação fluxo-velocidade e níveis de serviço do HCM [TRB, 1997]	19
3.2: Exemplo de determinação da equivalência veicular	23
3.3: Equivalência veicular para fluxos com mesma velocidade [Huber, 1982]	27
3.4: Equivalência veicular quando o fluxo básico possui velocidade igual à dos automóveis no fluxo composto (adaptado de Huber, [1982]).....	27
3.5: Equivalência veicular para fluxos com mesma densidade	29
3.6: Nomenclatura dos headways entre diferentes tipos de veículos	31
3.7: Normalização da curva velocidade $\times q/C$ [Huber, 1982].....	35
3.8: Relação entre fluxos, porcentagens de caminhões e greides [St. John & Glauz, 1976]	35
3.9: Procedimento para determinação de greides equivalentes	37
3.10: Determinação da equivalência veicular para um único tipo de caminhão	42
3.11: Determinação da equivalência veicular para mais de um tipo de caminhão [Sumner et al., 1984].....	43
3.12: Determinação de equivalentes veiculares médios	45
4.1: Relações entre as variáveis de tráfego [Van Aerde, 1997].....	51
4.2: Relação entre espaçamentos de um caminhão e de um automóvel.....	53
4.3: Lógica de mudança de faixa e ultrapassagens	54
4.4: Efeito da ultrapassagem na redução da capacidade	55
4.5: Relação linear entre aceleração e velocidade.....	55
5.1: Curvas de desempenho de um caminhão típico americano [TRB, 1997].....	58
5.2: Método empírico de elaboração de curvas de desempenho [Willey, 1949]	59
5.3: Diagrama de forças atuantes em um veículo em movimento.....	61
5.4: Representação da curva velocidade $\times$ aceleração por segmentos de reta	63
5.5: Diferença entre modelos de desempenho	65
5.6: Variação do fator de massa em função da marcha (elaborado a partir de dados de Olson et al. [1984])	68

5.7: Efeito da inércia na curva velocidade × aceleração	68
5.8: Efeito da inércia na curva de aceleração	69
5.9: Efeito da inércia na curva de desaceleração	69
5.10: Perfil geométrico da simulação.....	71
6.1: Diagrama de forças que atuam em um veículo em movimento numa rampa	73
6.2: Tipos de caminhões observados	78
6.3: Distribuição acumulada de massas.....	79
6.4: Distribuição acumulada da relação massa/potência	81
6.5: Comparação de curvas de distribuição massa/potência de caminhões paulistas e americanos.....	82
6.6: Distribuição acumulada de massas - categorias simuladas	84
6.7: Distribuição acumulada da relação massa/potência - categorias simuladas	84
6.8: Análise de sensibilidade da variação dos coeficientes do tipo de pneu	87
6.9: Curvas de desempenho para caminhões rígidos leves (101 kg/kW).....	90
6.10: Curvas de desempenho para caminhões rígidos pesados (197 kg/kW).....	90
6.11: Curvas de desempenho para caminhões articulados leves (141 kg/kW).....	91
6.12: Curvas de desempenho para caminhões articulados pesados (174 kg/kW)	91
7.1: Relação fluxo-velocidade (a) contínua e (b) descontínua [Drake et. all, 1967]	95
7.2: Relação fluxo-velocidade para freeways [HCM, 1985]	96
7.3: (a) Sensor NC-97; (b) Sensores instalados no pavimento.....	99
7.4: Efeito do local de coleta nos dados obtidos (baseado em figura de Hall [1992]) ..	100
7.5: Dados obtidos em cada local de coleta	101
7.6: Seções de coleta. (a) km 126, fluxo livre; (b) km 141, fluxo congestionado	102
7.7: Dados eliminados da análise.....	104
7.8: Agregação de dados e substituição de pontos fora do intervalo $v_m \pm 1,5s_v$	108
7.9: Pontos obtidos pela agregação dos dados.....	109
7.10: Identificação de regimes utilizando um valor limite de densidade	111
7.11: Identificação gráfica de pontos pertencentes a diferentes regimes	112
7.12: Classificação final dos pontos.....	113
7.13: Pontos utilizados na calibração.....	113

7.14: Curva calibrada. (a) Fluxo-velocidade; (b) Densidade-velocidade; (c) Fluxo-densidade	115
7.15: Determinação do espaçamento de congestionamento para caminhões	117
8.1: Distribuições teóricas e observada de headways	122
8.2: Exemplo da animação do INTEGRATION	122
8.3: Cores utilizadas para representar veículos com diferentes velocidades	123
8.4: Ultrapassagens pela direita	123
8.5: Pelotão de caminhões na faixa da direita	124
8.6: Ultrapassagens de caminhões sobre caminhões	124
8.7: Esquema do trecho simulado	125
8.8: Relação entre Fluxo/Capacidade e Velocidade	130
8.9: Fatores de equivalência para diferentes composições de tráfego	132
8.10: Diferença entre q_b e q_b^*	133
8.11: Variação do fator de equivalência em função do comprimento da rampa, para o nível de serviço C	135
8.12: Variação do fator de equivalência em função da magnitude do greide, para nível de serviço C	136
8.13: Variação do fator de equivalência em função da porcentagem de caminhões, para uma rampa de 1,25 km	137
8.14: Variação do fator de equivalência em função da densidade, para uma rampa de 1,25 km e 20% de caminhões	138
8.15: Variação de q_b/q_m para correntes de tráfego básica e composta	138

LISTA DE TABELAS

2.1: Divisão modal do transporte de carga no Brasil [GEIPOT, 1998].....	9
2.2: Divisão modal do transporte de carga nos Estados Unidos [BTS, 1998].....	9
2.3: Limites legais de massa por eixo ou conjunto de eixos [baseado nas regulamentações do CONTRAN, 1998a]	10
2.4: Comparação dos limites legais de massa adotados no Brasil e nos Estados Unidos.....	11
3.1: Fator de ajuste para número de faixas de tráfego Tab. 3-7 do HCM [TRB, 1997, p. 24]	20
3.2: Fatores de equivalência para caminhões e ônibus em aclives. Tab. 3-3 do HCM [TRB, 1997, p. 22]	21
3.3: População de caminhões utilizada como referência [St. John & Glauz, 1976]	37
3.4: Critério para definição dos níveis de serviço [TRB, 1997]	41
5.1: Aspectos do modelo de simulação.....	71
6.1: Exemplo de listagem da balança	76
6.2: Variação da massa bruta total dos caminhões	80
6.3: Variação da relação massa/potência	81
6.4: Massa e massa/potência das categorias simuladas.....	83
6.5: Massas e potências representativas.....	85
6.6: Massa sobre o eixo trator.....	85
6.7: Valores típicos dos coeficientes para tipo de pneu	86
6.8: Distribuição dos tipos de carroceria por categoria	88
6.9: Valores de área frontal e coeficiente aerodinâmico	88
6.10: Parâmetros da simulação	89
7.1: Locais e horários das coleta de dados.....	102
7.2: Dados obtidos pelos sensores.....	103
7.3: Parâmetros e constantes da relação fluxo-velocidade-densidade	114
7.4: Comprimentos, espaçamentos de congestionamento e equivalência entre espaçamentos.....	117
8.1: Testes de aderência da distribuição exponencial negativa aos headways observados.....	121

8.2: Composição de caminhões simulada	126
8.3: Porcentagens de caminhões utilizadas na análise de interação	131
8.4: Equivalentes médios dos caminhões típicos	134
8.5: Fluxos máximos por faixa de tráfego em função do nível de serviço.....	140
8.6: Análise comparativa de densidades estimadas pelo método do HCM e obtidas da Tabela 8.5	141
8.7: Diferença percentual relativa entre densidades estimadas pelo HCM e pelas densidades da Tabela 8.5	142
A.1: Descrição dos dados do arquivo mestre	152
A.2: Descrição dos dados contidos no arquivo de nós	153
A.3: Descrição dos dados contidos no arquivo de tramos	153
A.4: Descrição dos dados contidos no arquivo de demandas	154
A.5: Descrição dos dados do arquivo de parâmetros veiculares	155
A.6: Descrição dos dados do arquivo de greides.....	156
A.7: Descrição dos resultados gerados a cada intervalo de tempo.....	157
A.8: Descrição das estatísticas apresentadas no arquivo "Runerr.out"	158

RESUMO

Demarchi, S. H. *Influência dos Veículos Pesados na Capacidade e Nível de Serviço de Rodovias de Pista Dupla*. São Carlos, 2000. 166 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O objetivo desta tese de doutorado é avaliar o impacto de caminhões na capacidade e nível de serviço de rodovias de pista dupla, a partir de fatores de equivalência veicular. São determinados equivalentes para diversas combinações de comprimentos e magnitudes de greides, volumes de tráfego e porcentagens de caminhões. Os equivalentes são calculados supondo que um fluxo formado só por automóveis é equivalente a um fluxo composto por automóveis e caminhões quando ambos possuem a mesma densidade. A partir de observações de campo, supõe-se que o fluxo de caminhões seja formado por proporções fixas de quatro tipos de caminhões.

A relação entre fluxo e densidade para os cenários analisados é obtida através de simulação, utilizando o INTEGRATION. A calibração deste simulador foi feita em duas etapas. Na primeira, um modelo de desempenho, até então inexistente no simulador, foi implementado e, em seguida, calibrado com as características dos caminhões observados em uma balança da rodovia SP 330 (Via Anhanguera). Na segunda etapa, a relação fluxo-velocidade foi calibrada a partir de dados coletados com sensores portáteis instalados também na rodovia SP 330.

Os equivalentes são utilizados para a análise de capacidade e nível de serviço dos cenários escolhidos e, em seguida, os resultados desta análise são comparados com os resultados similares obtidos através do método do *Highway Capacity Manual* – HCM. A comparação mostra que o uso dos fatores de equivalência do HCM superestima o nível de serviço para volumes de tráfego leves e subestima o nível de serviço para volumes de tráfego pesados.

Palavras-chave: caminhões, capacidade, fator de equivalência, rodovias de pista dupla

ABSTRACT

Demarchi, S. H. *Influence of Trucks on Capacity and Level-of-Service of Rural Multilane Highways*. São Carlos, 2000. 166 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This research evaluates the impact of trucks on capacity and level of service of divided multilane highways by means of truck equivalent factors. The equivalent factors are determined for different combinations of grade length and magnitude, traffic flow and truck percentage. Equivalent factors are computed based on the assumption that a basic flow, formed only by passenger cars, is equivalent to a mixed flow, formed by passenger cars and trucks, when both flows have the same density.

Density-flow relationships for each scenario are obtained through simulation. The simulator used, INTEGRATION, was calibrated in two steps. First, a truck performance model was implemented in the simulator and then calibrated with parameters of trucks observed on a weigh station located on SP 330 (Via Anhanguera). Further on, a speed-flow relationship was calibrated to data collected by portable traffic detectors installed on SP 330.

A comparative analysis of capacity and level of service, using the equivalent factors determined in this research and the Highway Capacity Manual factors, indicates that the use of HCM truck equivalents overestimates the level of service for light flows and underestimates the level of service for heavy flows.

Keywords: trucks, capacity, equivalent factor, multilane highways

1. INTRODUÇÃO

Embora as rodovias de pista dupla constituam uma parcela pequena da malha rodoviária brasileira, elas representam importantes elementos de ligação entre as principais cidades no país, sendo utilizadas de forma significativa tanto para o transporte de passageiros como para o transporte de carga.

Vários trechos das principais rodovias de pista dupla no estado de São Paulo apresentam elevados volumes de tráfego, sendo que parcela significativa do volume total é composta por caminhões cujas características são bastante variadas. A presença de volumes significativos de caminhões, associada à topografia tipicamente ondulada de boa parte do relevo paulista, ocasiona uma grande interação entre caminhões e automóveis, redução na velocidade operacional e, conseqüentemente, redução na capacidade e na qualidade de operação da rodovia.

O impacto de caminhões na capacidade e nível de serviço de rodovias é um aspecto bastante conhecido dos engenheiros rodoviários que fazem uso de manuais para análise de capacidade ou projeto de rodovias. Dentre os manuais existentes, o mais difundido é o *Highway Capacity Manual – HCM*, o manual americano para análise de capacidade e nível de serviço dos diversos componentes do sistema viário (rodovias, interseções, vias arteriais, etc.).

Para quantificar o efeito dos caminhões na capacidade de rodovias de pista dupla, o método do HCM [TRB, 1998] utiliza *fatores de equivalência veicular* para caminhões, ônibus e veículos recreacionais. A função do fator de equivalência é converter um fluxo de tráfego real, formado por diferentes tipos de veículos, em um fluxo hipotético, composto apenas por carros de passeio equivalentes, de forma que a análise de capacidade e nível de serviço pode ser padronizada em função de um único tipo de veículo.

No Brasil, os poucos estudos de capacidade viária [GEIPOT, 1971; IPR, 1977] foram feitos para rodovias de pista simples. Como não existe um manual de capacidade brasileiro, uma opção para análise de capacidade e nível de serviço de rodovias de pista dupla nacionais seria a utilização do método do HCM. Considerando-se, entretanto, que os fatores de equivalência deste manual foram determinados para os caminhões típicos americanos, e que alguns estudos já realizados no Brasil [IPR, 1977; DNER, 1979b; Ka-

bbach, 1992] demonstram que caminhões brasileiros e americanos possuem características diferentes, fica claro que os equivalentes veiculares do HCM devem ser adaptados para levar em consideração as peculiaridades dos caminhões nacionais. Daí, justifica-se a importância de estudos que visem determinar a melhor forma de adaptar os métodos e procedimentos do HCM para as rodovias brasileiras [Setti, 1997].

1.1. O Uso de Caminhões no Brasil

Desde o surgimento da indústria automobilística no Brasil, a malha rodoviária brasileira desenvolveu-se de forma significativa e o uso do modo rodoviário vem sendo incentivado em detrimento de outros modos de transporte. As características do sistema nacional de transportes, aliado à maior flexibilidade e confiabilidade do transporte rodoviário de carga no Brasil, fazem com que esse modo seja fundamental nos dias atuais para o escoamento da produção industrial no país e para o transporte de insumos para as manufaturas [Setti, 1997].

Para se ter uma idéia da importância do transporte rodoviário para o Brasil, existem setores econômicos importantes cujos insumos e produtos são transportados exclusivamente por rodovia, tais como a agroindústria de cítricos, cuja produção no estado de São Paulo supera 1,2 milhões de toneladas de frutas (safra 1997/98), transportadas a um custo de cerca de US\$ 570 milhões [Setti, 1997].

Dessa forma, várias rodovias brasileiras apresentam um tráfego intenso de caminhões dos mais diversos pesos e dimensões durante todo o ano e principalmente em épocas de safra de produtos agrícolas. O transporte de cana e madeira faz uso de veículos pesados e extra-pesados, como caminhões semi-reboque, e de composições rodoviárias, tais como treminhão, rodotrem e “romeu-e-julieta”. O transporte de sucos, combustíveis e outros produtos líquidos utiliza caminhões semi-reboque ou duplos semi-reboques.

A adoção de caminhões articulados e composições rodoviárias para o transporte de carga, tendência observada já há vários anos nos Estados Unidos e na Europa, e que nos últimos anos vem sendo presenciada também no Brasil, tem como meta principal a redução dos custos unitários de transporte. Entretanto, o aumento das dimensões e do peso bruto total combinado desses caminhões geram impactos na operação e na capacidade rodoviária, pois estes veículos ocupam maior espaço na rodovia e trafegam com velocidades menores que automóveis, principalmente em rampas ascendentes.

Mesmo os caminhões unitários, geralmente mais leves e menores que os articulados, também provocam impactos operacionais consideráveis, pois seu desempenho é

inferior ao desempenho dos caminhões articulados, como indicam alguns estudos nacionais sobre o assunto [Demarchi & Setti, 1997; Machado Neto & Setti, 1998]. Tal aspecto pode ainda ser agravado se forem considerados outros aspectos, como a sobrecarga dos caminhões, a idade avançada dos veículos e o mau estado de conservação de parte dos veículos da frota. Segundo a NTC [1992], a idade média da frota nacional de caminhões passou, no período de 10 anos, de 8,62 para 10,09 anos. Nesse período, a frota cresceu 13,69%.

De um modo geral, a quantidade de informações disponíveis sobre as características da frota de caminhões é muito pequena. A maioria dos dados disponíveis são bastante agregados, insuficientes para que o impacto dos caminhões na operação das rodovias possa ser devidamente avaliado. Em geral, a base de informações disponível limita-se a volumes diários médios (VDM), compilados pelos Departamentos de Estradas de Rodagem, tais como o DER-SP [DER, 1994], ou a distribuição modal do transporte de carga, fornecida pelos anuários da Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes [GEIPOT, 1998].

Dados mais específicos, tais como a distribuição da massa dos caminhões e o desempenho de caminhões em rampas, são pouco conhecidos, tanto em função do pequeno número de balanças rodoviárias em operação como da falta de uma coleta sistemática de dados pelos órgãos públicos, o que ocorre devido às dificuldades e custos associados a essa atividade. Parâmetros como a massa e a potência dos caminhões são necessários para se determinar o desempenho de caminhões em rampas ascendentes e os fatores de equivalência veicular.

Embora em alguns trabalhos [DNER, 1979b; Kabbach, 1992] parâmetros como massa e potência tenham sido estimados a partir de valores nominais obtidos de catálogos de fabricantes ou publicações especializadas, seria desejável obter informações a partir de condições efetivamente encontradas nas rodovias, de maneira que o desempenho dos caminhões correspondesse o mais próximo possível ao desempenho observado na prática.

1.2. Objetivo

O objetivo desta tese é avaliar o impacto de caminhões na capacidade e nível de serviço de rodovias de pista dupla, para condições de tráfego tipicamente observadas em rodovias paulistas. Este objetivo será alcançado, basicamente, através da realização de cinco etapas, listadas a seguir:

- Análise crítica dos métodos de determinação da equivalência veicular, visando a

identificação das deficiências dos métodos existentes;

- Definição de um método de equivalência adequado;
- Definição das características dos caminhões típicos nas rodovias de pista dupla do estado de São Paulo;
- Elaboração de um modelo de desempenho de caminhões em rampas ascendentes; e
- Determinação de equivalentes veiculares para os caminhões típicos.

1.3. Contexto da Pesquisa

Este trabalho insere-se em uma linha de pesquisa mais ampla, desenvolvida no Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos pelo Prof. José Reynaldo A. Setti, visando a avaliação do impacto dos caminhões na operação dos elementos rodoviários. Nesta linha de pesquisa já foram investigados os aspectos relativos ao impacto de veículos pesados na capacidade de rodovias de pista simples [Machado Neto, 1995] e a influência dos veículos pesados no cruzamento de interseções rurais em nível controladas por sinal PARE [Demarchi, 1995]. Dando continuidade à linha de pesquisa, o trabalho aqui apresentado pretende analisar a influência dos veículos pesados na capacidade e nível de serviço de rodovias de pista dupla.

A linha de pesquisa em questão procura também realizar um levantamento bibliográfico de trabalhos realizados no exterior e estabelecer contatos com pesquisadores de outros países. Procura-se, dessa forma, evitar a repetição de pesquisas já realizadas, cujos resultados possam ser aplicados às condições nacionais, além de permitir um melhor direcionamento de esforços e recursos de pesquisa em aspectos do tráfego nacional que difiram de forma significativa das condições de tráfego existentes em outros países.

1.4. Estrutura da Tese

Esta tese é dividida em nove capítulos, dentre os quais este capítulo introdutório, no qual é exposto o objetivo principal da pesquisa.

O capítulo 2 traz uma descrição comparativa das características do transporte rodoviário de carga no Brasil e nos Estados Unidos, enfocando aspectos como a participação percentual dos caminhões nas rodovias, a relação entre massa e potência dos caminhões brasileiros e nacionais e os limites legais de massa por eixo e total adotados em ambos os países.

O capítulo 3 apresenta o método de análise de capacidade e nível de serviço do HCM e uma análise crítica de métodos desenvolvidos para determinação da equivalência

veicular. Após uma discussão sobre as limitações dos modelos analisados, o capítulo descreve o método utilizado nesta tese para determinação dos equivalentes veiculares dos caminhões observados em rodovias de pista dupla paulistas.

Como o método de determinação da equivalência veicular inclui o uso de simulação, o capítulo 4 discute a utilização desta técnica, dando ênfase à descrição de diversos aspectos relacionados ao uso do simulador INTEGRATION na simulação de rodovias de pista dupla.

Os capítulos 5 e 6 relatam o desenvolvimento de um modelo de desempenho, incorporado ao simulador INTEGRATION, com o propósito de representar a redução de velocidade dos caminhões em rampas ascendentes. O capítulo 5, de abordagem mais teórica, apresenta uma discussão sobre os principais fatores considerados pelos modelos de desempenho existentes, e que são tomados como base para o desenvolvimento do modelo de desempenho descrito no capítulo 6. O capítulo 6 também descreve como os parâmetros e variáveis utilizadas no modelo proposto foram obtidos.

O capítulo 7 relata o processo de coleta, análise e agregação de dados para a recalibração da relação fluxo-velocidade, utilizada pelo INTEGRATION para representar as interações entre veículos na corrente de tráfego.

O capítulo 8 apresenta detalhes sobre as simulações e realiza, em seguida, uma análise dos resultados obtidos. O capítulo apresenta tabelas com equivalentes veiculares médios para a composição típica de caminhões, para diferentes condições geométricas e de tráfego.

O capítulo 9 traz conclusões e recomendações para futuras pesquisas, com o propósito de aprofundar ainda mais a análise do impacto de caminhões na operação de rodovias de pista dupla. Por fim, o anexo A apresenta exemplos de arquivos texto, contendo os dados necessários para rodar o INTEGRATION e os resultados das simulações.

2. ASPECTOS DO TRANSPORTE RODOVIÁRIO DE CARGA NO BRASIL

O veículo é um dos elementos mais importantes a ser considerado no projeto de rodovias. Para a definição de parâmetros de projeto, tais como a inclinação, o comprimento das rampas e o número de faixas, são necessárias estimativas do volume e da composição do tráfego, bem como a definição de características dos veículos mais representativos da frota e que mais influem no projeto.

Por possuírem maiores dimensões e desempenho inferior, quando comparados aos automóveis, os caminhões são os veículos que mais causam impacto na operação das rodovias e, conseqüentemente, suas características devem ser consideradas não só no projeto de novas rodovias, mas também na avaliação da qualidade operacional ou projetos de ampliação de rodovias já existentes.

Considerando-se que a frota de caminhões brasileira é bastante diversificada, seria desejável que houvesse informações sobre as características dos caminhões típicos, que pudessem servir de subsídio para a análise de capacidade e nível de serviço de rodovias. As informações disponíveis, associadas à inexistência de um manual de capacidade nacional, não permitem que esta análise seja conduzida de maneira adequada.

A utilização do método americano na análise de capacidade e qualidade da operação de rodovias brasileiras é questionável, pois existem indícios de diferenças no tráfego e nas características dos caminhões brasileiros e americanos. De uma forma geral, pode-se dizer que:

- a composição do tráfego nas rodovias brasileiras é mais diversificada, apresentando uma maior porcentagem de caminhões;
- os limites legais de massa dos caminhões brasileiros são maiores; e
- o desempenho dos caminhões brasileiros é inferior.

Tais aspectos são analisados em maior detalhe nos itens seguintes.

2.1. Composição do Tráfego

Contagens de tráfego realizadas pelo DER-SP em 1993 [DER, 1994] mostram que a composição do tráfego nas rodovias paulistas é bastante diversificada, e em alguns tre-

chos a porcentagem de caminhões é bastante significativa.

A Figura 2.1, elaborada a partir dos dados do DER-SP, mostra como o volume diário médio e a porcentagem de caminhões variam ao longo de duas rodovias de pista dupla do estado de São Paulo. Num trecho de 500 km da Via Washington Luiz (SP 310), entre a cidade de Cordeirópolis e a divisa dos estados de São Paulo e Mato Grosso do Sul, a porcentagem de caminhões observada variou entre 23% e 59%. Na Via Anhanguera (SP 330), num trecho de 350 km entre Campinas e Igarapava, a porcentagem de caminhões variou entre 26% e 49%.

Figura 2.1: VDM e porcentagem de caminhões em rodovias paulistas

Cabe lembrar que a maioria dos trechos apresentados na Figura 2.1 não poderiam ser analisados pelo método do HCM [TRB, 1998], cuja análise restringe-se a cenários onde a porcentagem de caminhões em uma rodovia de pista dupla é menor ou igual a 25%.

O elevado volume de tráfego de caminhões em rodovias paulistas é um reflexo da divisão modal no transporte de carga no país. Dados do GEIPOT [1998] indicam que a participação percentual do modo rodoviário, estimada a partir da quantidade de carga transportada por modo, expressa em toneladas-quilômetro, entre os anos de 1993 e 1997, variou entre 62% e 64%. A Tabela 2.1 mostra a distribuição modal do ano de 1997, indicando a tendência de maior utilização do transporte rodoviário.

Tabela 2.1: Divisão modal do transporte de carga no Brasil [GEIPOT, 1998]

Modo	Totais transportados	
	t.km ($\times 10^6$)	%
Aéreo	2.034	0,3
Aquaviário	77.402	11,7
Dutoviário	25.423	3,9
Ferrovário	138.724	21,0
Rodoviário	416.715	63,1
Total	660.298	100,0

Nos Estados Unidos, a divisão modal é relativamente distinta. O percentual de participação do modo rodoviário, segundo dados de 1996, é menor que o brasileiro (Tabela 2.2). A ferrovia tem maior participação na quantidade de carga transportada, expressa em toneladas-quilômetro. O modo rodoviário é mais utilizado no transporte de mercadorias a menores distâncias, enquanto que o modo ferroviário prevalece no transporte de longa distância e mercadorias de menor valor [BTS, 1998].

Tabela 2.2: Divisão modal do transporte de carga nos Estados Unidos [BTS, 1998]

Modo	Totais transportados*	
	ton.km ($\times 10^6$)	%
Aéreo	18.777	0,3
Aquaviário	1.116.422	20,4
Dutoviário	904.015	16,6
Ferrovário	1.979.686	36,3
Rodoviário	1.439.533	26,4
Total	5.458.836	100,0

* dados de 1996

2.2. Limites Legais de Massa

Os limites legais de massa dos caminhões brasileiros são definidos pela resolução 12/98 do CONTRAN [1998a], em função do número de eixos, do espaçamento entre eles e do número de pneus (Tabela 2.3). O limite legal de massa bruta total é 45.000 kg, mas admite-se uma tolerância de 5% acima desse valor devido à imprecisão dos equipamentos

utilizados para a pesagem dos caminhões. Além disso, a resolução 102/99 do CONTRAN [1999] estabelece uma tolerância de 7,5% acima do limites legais por eixo estabelecidos pela resolução 12/98.

Tabela 2.3: Limites legais de massa por eixo ou conjunto de eixos
[baseado nas regulamentações do CONTRAN, 1998a]

Configuração		Distância entre eixos – d_e (m)	Limite legal de massa (kg)
Eixo isolado com 2 pneus		—	6.000
Eixo isolado com 4 pneus		—	10.000
Dois eixos conjugados com 6 pneus		$d_e \leq 1,20$	9.000
		$1,20 < d_e \leq 2,40$	13.500
Dois eixos conjugados com 8 pneus		$1,20 < d_e \leq 2,40$	17.000
		$d_e > 2,40$	20.000
Dois eixos não conjugados com 8 pneus		$1,20 < d_e \leq 2,40$	15.000
		$d_e > 2,40$	20.000
Três eixos conjugados com 12 pneus		$1,20 < d_e \leq 2,40$	25.500
		$d_e > 2,40$	30.000

Nos Estados Unidos, os limites legais de massa são definidos em dois níveis: federal e estadual. Segundo o FHWA [1997], a legislação federal vigente estabelece os seguintes limites:

- Eixo isolado: 9.080 kg;
- Dois eixos conjugados (em tandem): 15.430 kg;
- Massa bruta total : 36.330 kg; e
- Distribuição das massas nos eixos e espaçamento entre eixos concordante com a *Bridge Formula*.

Os limites por eixo nos Estados Unidos são os menores dentre os adotados nas principais rodovias de vários países, refletindo as diferenças na metodologia empregada

no projeto de pavimento das rodovias americanas [FHWA, 1995]. Os limites federais foram propostos em 1982 pelo governo através do *Surface Transportation Assistance Act* (STAA – 1982), que tinha o objetivo de garantir o livre tráfego, em nível interestadual, de caminhões cujas massas estivessem dentro dos limites mencionados. A adoção desta medida obrigou os Estados cujos limites de massa eram menores a adotar os novos limites propostos.

Entretanto, como a constituição americana delega aos governos estaduais e locais a jurisdição das rodovias, a maioria dos Estados norte-americanos já permitia, antes que o STTA – 1982 entrasse em vigor, o tráfego de caminhões com massa bruta total combinada maior que os limites federais. Existem 14 Estados americanos nos quais os caminhões podem exceder o limite federal de massa por eixo ou massa bruta total nas rodovias interestaduais, sem a necessidade de permissões especiais, e 30 Estados que permitem que os limites legais sejam excedidos através de permissões especiais. [FHWA, 1997].

No Brasil, vários tipos de caminhões articulados, os chamados veículos combinados longos, podem trafegar com massa maior do que 45.000 kg, utilizando autorizações especiais de tráfego (AET), previstas pela resolução 68/98 do CONTRAN (1998b). Como exemplos de veículos combinados longos, podem ser mencionadas as composições do tipo caminhão + dois reboques (treminhão) ou composições formadas por um cavalo mecânico tracionando um semi-reboque e um reboque (rodotrem). As duas composições mencionadas têm um limite legal de massa bruta total de 63.000 kg e 74.000 kg, respectivamente.

Em função da diversidade de limites legais de massa por eixo e massa bruta total dos caminhões americanos, somente os limites federais americanos podem ser comparados aos limites brasileiros, como mostra a Tabela 2.4. Os limites legais de massa por eixo isolado e por eixos conjugados (em tandem) estabelecidos para os caminhões brasileiros são entre 10% e 30% maiores que os limites definidos para os caminhões americanos. O limite de massa bruta total dos caminhões brasileiros, por sua vez, é cerca de 24% maior que o limite federal americano.

Tabela 2.4: Comparação dos limites legais de massa adotados no Brasil e nos Estados Unidos

Configuração	Massa (kg)	
	Brasil	Estados Unidos
eixo isolado	10.000	9.080
2 eixos em tandem	17.000 – 20.000	15.430
Total	45.000	36.330

2.3. Desempenho dos Caminhões

O principal aspecto a ser considerado na análise das características dos caminhões no Brasil e nos Estados Unidos é o desempenho inferior dos caminhões brasileiros, reflexo da relação *massa/potência*, ou seja, a razão entre a massa bruta total do caminhão e a potência nominal do motor. A relação massa/potência é um parâmetro utilizado na elaboração das curvas de desempenho e no estudo da necessidade de implantação de faixas adicionais para tráfego de veículos lentos. Quanto maior o valor, pior o desempenho esperado.

Em praticamente todas suas versões, desde 1965 até hoje, a relação massa/potência adotada pelo HCM para a elaboração de curvas de desempenho é 122 kg/kW (essas curvas expressam a redução da velocidade em função da distância percorrida em um greide). Na segunda edição do HCM [HRB, 1965], além das curvas para o caminhão de 122 kg/kW, existem outras curvas para um caminhão de 198 kg/kW, considerado como típico de rodovias de pista simples na época. Os caminhões de 122 kg/kW eram considerados como sendo típicos de rodovias de pista dupla.

A terceira edição do HCM [TRB, 1985] considera, além dos caminhões com massa/potência de 122 kg/kW, outros dois tipos de caminhão: tipo leve, com relação massa/potência média igual a 61 kg/kW e caminhões pesados, com massa/potência de 182 kg/kW.

Nas versões mais recentes do HCM [TRB, 1994; TRB 1998], somente a curva de 122 kg/kW foi mantida para rodovias de pista dupla. Segundo o HCM, esse valor é ainda maior que os valores típicos dos caminhões encontrados nas “freeways” e nas “multilane highways”. Nas “freeways”, a relação massa/potência típica dos caminhões gira em torno de 76 kg/kW e 91 kg/kW, e nas “multilane highways” em torno de 102 kg/kW. Segundo o manual, o uso de um valor maior procura representar o impacto mais acentuado dos veículos com desempenho inferior à média em greides ascendentes.

Em um estudo do impacto dos greides no desempenho de caminhões, St. John & Kobett [1978] utilizaram 3 diferentes categorias de caminhões a partir de dados obtidos anteriormente por Wright & Tignor [1965]. Assim, os autores adotaram 76 kg/kW para caminhões leves, de desempenho superior, 182 kg/kW para caminhões médios e 243 kg/kW para caminhões pesados, com desempenho inferior.

St. John [1979] estimou a distribuição massa/potência em rodovias de pista dupla, através de uma pesquisa em âmbito nacional, atualizada em seguida por estudos de campo realizados na Califórnia [Ching & Rooney, 1979]. Os valores obtidos são iguais a

91 kg/kW e 148 kg/kW para o 50º e 85º percentis, respectivamente. Messer [1983] obteve distribuição similar à de St. John, através da coleta de dados em balanças rodoviárias, em vários estados americanos. Os valores obtidos são 103 kg/kW e 145 kg/kW, respectivamente para o 50º e 85º percentis.

Os maiores valores de relação massa/potência de caminhões americanos foram citados por Walton & Lee [1977], para caminhões articulados, e por Safwat & Walton [1986] para veículos combinados longos. No primeiro estudo, foi estimado que a relação massa/potência variava entre 200 e 230 kg/kW. No segundo estudo, foram obtidos valores variando entre 156 kg/kW e 255 kg/kW, embora na maioria dos modelos analisados a relação massa/potência situava-se em torno de 200 kg/kW. Cabe lembrar, porém, que os valores mencionados por Safwat & Walton [1986] foram estimados a partir dos limites legais de massa, e não de massas efetivamente transportadas, enquanto que os resultados obtidos por Walton & Lee [1977] não refletem as características dos caminhões atuais.

Uma pesquisa realizada na Argentina [Archilla & de Cieza, 1996] mostra que a distribuição da massa/potência de caminhões articulados argentinos difere das distribuições americanas mencionadas, indicando que os caminhões argentinos têm desempenho inferior. Os valores correspondentes ao 50º e ao 85º percentis são, respectivamente, 130 kg/kW e 175 kg/kW. Para propósito de comparação, a Figura 2.2 mostra a distribuição acumulada de massa/potência, elaborada a partir dos dados americanos e argentinos.

Em outros países sul-americanos, a relação massa/potência dos caminhões é maior que a dos caminhões típicos americanos, o que motivou a elaboração, na Colômbia, de um manual de capacidade mais adequado às condições de tráfego nacionais [Alaix, 1998]. A relação massa/potência colombiana, estimada por [Alaix *et al.*, 1997] a partir da velocidade de equilíbrio dos caminhões trafegando em rampas ascendentes, é alta se comparada aos valores encontrados nos estudos americanos: o valor para o 50º percentil é igual a 174 kg/kW, enquanto que o valor correspondente ao 85º percentil é 223 kg/kW. Da mesma forma, Alaix [1998] menciona que a relação massa/potência dos caminhões na Venezuela, correspondentes ao 50º e 85º são, respectivamente, 144 e 287 kg/KW.

Nos trabalhos realizados no Brasil, a relação massa/potência foi estimada a partir de valores nominais da massa bruta total do veículo, e não a partir de condições reais de carregamento. Apesar disso, esses estudos indicam que, também no Brasil, existem diferenças entre o desempenho de caminhões brasileiros e americanos.

Silveira [1974], após levantamento dos veículos mais representativos da frota

brasileira na época, desenvolveu curvas de desempenho para caminhões leves (95 kg/kW), caminhões médios (115 kg/kW), caminhões pesados (208 kg/kW) e semi-reboques (244 kg/kW). As estimativas tomaram como base os valores nominais de massa e potência dos caminhões escolhidos como representativos da categoria.

Em um estudo de capacidade de rodovias de pista dupla, o IPR [1977] determinou que a relação massa/potência representativa dos caminhões brasileiros era igual a 166 kg/kW. O DNER [1979b] desenvolveu testes de desempenho de caminhões em rampas ascendentes na rodovia BR 277/PR, com o propósito de desenvolver curvas de desempenho. Baseado em valores nominais de massa e potência obtidas da revista *Transporte Moderno*, ponderados pela quantidade de veículos de cada modelo observados durante a realização dos testes, foram obtidos os seguintes valores médios: 107 kg/kW para caminhões médios (rígidos de 2 eixos), 169 kg/kW para caminhões pesados (rígidos de 3 eixos) e 189 kg/kW para caminhões do tipo semi-reboque. O valor médio para todos os tipos de caminhão, adotado pelo DNER, foi 175 kg/kW.

Kabbach [1992] realizou nova estimativa da relação massa/potência, com o objetivo de atualizar os valores obtidos pelo DNER. O autor também utilizou massas e potências nominais obtidos na revista *Transporte Moderno* para os caminhões comercializados na época da pesquisa, e concluiu que, apesar da introdução de caminhões de maior potência, o valor de 175 kg/kW, estimado anteriormente pelo DNER, ainda era representativo da massa/potência da frota nacional de caminhões.

Figura 2.2: Relação massa/potência de caminhões argentinos e americanos [Archilla & de Cieza, 1996]

Machado Neto [1995] determinou curvas de desempenho para caminhões com massa/potência de 227 kg/kW e 340 kg/kW. A determinação desses valores, no entanto, não foi baseada em características da frota nacional ou em pesagens. O primeiro valor segue a resolução 40-75 do Conselho de Desenvolvimento Industrial (CDI) e o segundo valor é uma suposição sobre um caminhão sobrecarregado, com relação massa/potência maior que a recomendada.

2.4. Comentários Finais

Os aspectos discutidos neste capítulo sugerem que a utilização do método de análise de capacidade do HCM provavelmente não é adequada às condições de tráfego brasileiras, já que as características dos caminhões e do tráfego variam de um país para outro.

Para investigar tal hipótese, é necessário estimar a distribuição das massas dos caminhões brasileiros a partir de dados obtidos em balanças rodoviárias. Da mesma forma, é desejável estimar a distribuição da relação massa/potência que caracterize os caminhões brasileiros. A descrição detalhada da coleta de dados e da determinação das distribuições é apresentada no capítulo 6.

3. EQUIVALÊNCIA VEICULAR

A avaliação das condições operacionais de uma rodovia baseia-se na estimativa do número de veículos que podem transitar por ela, em um certo período de tempo, de forma que um determinado nível de qualidade da operação seja mantido. As estimativas do número de veículos e da qualidade da operação são obtidas através do uso de um método de análise de capacidade e nível de serviço de rodovias. Este método permite avaliar como a capacidade e o nível de serviço de uma rodovia variam em função das características do tráfego e da via. Dentre as características do tráfego relevantes para a análise, destacam-se o volume e porcentagem de caminhões e, dentre as características da via, são importantes a largura da faixa de tráfego, o comprimento e magnitude de rampas ascendentes ou descendentes.

Neste capítulo, são inicialmente apresentados os princípios básicos adotados no método de análise de capacidade e nível de serviço de rodovias de pista dupla (freeways) da edição mais recente do HCM [TRB, 1998], mostrando como os fatores de equivalência para caminhões são utilizados no método. Em seguida, o capítulo apresenta uma análise de vários métodos para a determinação dos fatores de equivalência para caminhões desenvolvidos nas últimas três décadas, dentre os quais o método usado para a determinação dos equivalentes do HCM. O propósito desta análise é identificar as limitações dos métodos existentes e fornecer subsídios para elaboração de um método de equivalência veicular que seja coerente sob o ponto de vista conceitual, e que forneça resultados mais adequados às características dos caminhões brasileiros.

3.1. Análise de Capacidade e Nível de Serviço

A *capacidade* de uma rodovia é definida pelo HCM [TRB, 1998] como a quantidade máxima de veículos que cruzam uma determinada seção da rodovia durante um período de tempo em que as condições de tráfego, de controle e as características geométricas da via não se alteram significativamente. A capacidade é dada pela razão entre o número de veículos que cruzam a seção em análise num período de tempo (normalmente 15 minutos, de acordo com o HCM), expressa em veículos por hora.

Para propósito de análise da operação da rodovia, não é suficiente apenas de-

terminar sua capacidade, pois nesta situação a rodovia encontra-se numa condição em que a interação entre veículos é grande, a mobilidade de cada veículo é comprometida e o fluxo é instável. Em outras palavras, dificilmente uma rodovia seria projetada para operar nessas condições, mas sim para operar em condições que atendam a um determinado nível de qualidade.

Para identificar qual o volume de tráfego que pode transitar pela rodovia de forma que um certo nível de qualidade da operação seja mantido, o HCM utiliza o conceito de *nível de serviço*, uma medida da qualidade das condições operacionais na rodovia, que procura refletir a percepção dos usuários em função de diversos fatores, tais como velocidade e tempo de viagem, liberdade de manobras, interrupções do tráfego, segurança, conforto e conveniência [TRB, 1998]. Um mesmo nível de serviço é mantido até que um volume máximo, denominado *volume de serviço*, seja atingido.

Segundo o HCM, os níveis de serviço em uma rodovia de pista dupla variam de A a F, sendo que o nível A representa as melhores condições de tráfego e o nível F representa situações de congestionamento. O limite entre os níveis E e F representa a situação correspondente à capacidade da via.

A variação dos níveis e volumes de serviço é acompanhada por variações também na velocidade da corrente de tráfego, conforme ilustrado no diagrama fluxo-velocidade da Figura 3.1. Nesta figura, existem quatro diferentes curvas, para velocidades de fluxo livre variando entre 90 e 120 km/h, embora outras curvas, para diferentes velocidades de fluxo livre no intervalo, possam ser obtidas por interpolação.

Os limites entre os níveis de serviço são definidos em função da densidade da corrente de tráfego, por ser ela sensível à variação do volume de tráfego, enquanto que a velocidade é praticamente constante para uma ampla faixa de volumes. Os valores das densidades máximas para cada nível de serviço são também mostradas na Figura 3.1.

3.1.1. Condições Ideais de Tráfego

O HCM define a capacidade, os volumes e níveis de serviço e estabelece a relação entre fluxo velocidade e densidade para *condições ideais* de tráfego. Estas condições são estabelecidas considerando-se que:

- A largura das faixas de tráfego deve ser no mínimo de 3,6 m;
- Qualquer tipo de obstrução nas laterais da pista não pode estar localizada a menos de 1,8 m no lado direito e 0,6 m no lado esquerdo;
- Devem existir no mínimo 10 faixas de tráfego (5 em cada sentido);

- Os dispositivos de acesso devem estar espaçados por distâncias superiores a 3 km;
- O trecho da rodovia em análise deve ser reto e com perfil vertical plano, sem greides de magnitude maior que 2%;
- O tráfego deve ser composto apenas por automóveis; e
- A maioria dos usuários deve estar familiarizada com a rodovia.

Figura 3.1: Relação fluxo-velocidade e níveis de serviço do HCM [TRB, 1997]

3.1.2. Ajuste para Condições Diferentes das Ideais

Sempre que as condições de tráfego ou as características da rodovias diferem das condições que o HCM estipula como ideais, é necessário utilizar fatores de ajuste para a velocidade de fluxo livre e para o volume de tráfego. O ajuste na velocidade de fluxo livre é feito em função das características da rodovia, enquanto que o ajuste no volume de tráfego é função das características da corrente de tráfego.

O HCM sugere que, caso a velocidade de fluxo livre não possa ser medida diretamente na rodovia, ela deve ser determinada a partir da velocidade de fluxo livre, estabelecida para condições ideais, e fatores de ajuste, de acordo com a equação:

$$v_f = v_f^i - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} \quad (3.1)$$

em que v_f : velocidade de fluxo livre (km/h);

v_f^i : velocidade de fluxo livre para condições ideais (120 ou 130 km/h);

f_{LW} : ajuste para a largura das faixas de tráfego (Tabela 3-6 do HCM)

f_{LC} : ajuste para a largura dos acostamentos (Tabela 3-7 do HCM);

f_N : ajuste para o número de faixas de tráfego (Tabela 3-8 do HCM); e

f_{ID} : ajuste para densidade de dispositivos de entroncamento (Tabela 3-9 do HCM)

Os ajustes, tabelados no manual, são subtraídos da velocidade de fluxo livre ideal que, conforme sugestão do HCM, é igual a 120 km/h para freeways urbanas e 130 km/h para freeways rurais. Dessa maneira, uma nova curva fluxo-velocidade, semelhante às mostradas na Figura 3.1, deve ser traçada a partir da velocidade de fluxo livre estimada pela equação (3.1). A Tabela 3.1 mostra, apenas como exemplo, as reduções na velocidade de fluxo livre ideal em função do número de faixas de tráfego por sentido.

Tabela 3.1: Fator de ajuste para número de faixas de tráfego
Tab. 3-7 do HCM [TRB, 1997, p. 24]

Número de faixas por sentido	Fator de ajuste f_N (km/h)
5	0,0
4	2,4
3	4,8
2	7,3

Além disso, o volume de tráfego deve ser ajustado para refletir o efeito dos caminhões e ônibus na corrente de tráfego, a variação temporal do tráfego dentro da hora pico e as características dos motoristas. Assim, os volumes horários obtidos através de contagens são convertidos para volumes equivalentes, expressos em carros de passeio equivalentes por hora (cpe/h), através da seguinte equação:

$$q_b = \frac{q_m}{FHP \times N \times f_{HV} \times f_p} \quad (3.2)$$

em que q_b : fluxo equivalente (cpe.h⁻¹faixa⁻¹);
 q_m : volume horário (veíc/h);
 FHP : fator de hora-pico;
 N : número de faixas de tráfego;
 f_{HV} : fator de ajuste para veículos pesados; e
 f_p : fator de ajuste para tipo de motorista.

Deve-se notar, na equação (3.2), que o valor de q_b é expresso em cpe/(h.faixa), por coerência com a relação fluxo-velocidade, expressa também em cpe/(h.faixa). Por outro lado, q_m é expresso em veíc/h e refere-se ao volume de tráfego total observado na rodovia, incluindo automóveis e caminhões. O fator de ajuste para veículos pesados é obtido a partir de equivalentes veiculares, definidos para diferentes tipos de caminhão,

ônibus e veículos recreacionais. De uma forma geral, ele pode ser expresso por:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + \sum_i p_i (E_i - 1)} \quad (3.3)$$

em que p_i : porcentagem de veículos do tipo i na corrente de tráfego; e

E_i : fator de equivalência veicular do veículo tipo i .

Os fatores de equivalência são também tabelados no manual. A Tabela 3.2 mostra os fatores de equivalência de caminhões e ônibus para rampas ascendentes de vários comprimentos e inclinações. Os fatores de equivalência não variam com o volume de tráfego.

Tabela 3.2: Fatores de equivalência para caminhões e ônibus em aclives.

Tab. 3-3 do HCM [TRB, 1997, p. 22]

Rampa (%)	Extensão (km)	Porcentagem de caminhões e ônibus					
		2	5	10	15	20	25
2	< 2	qualquer	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
		0,0 – 1,2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
		1,2 – 1,6	2,5	2,0	1,5	1,5	1,5
		1,6 – 2,4	4,0	3,0	2,5	2,0	2,0
		> 2,4	4,5	3,0	2,5	2,0	2,0
3		0,0 – 0,4	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
		0,4 – 0,8	3,0	2,5	2,0	1,5	1,5
		0,8 – 1,2	6,0	4,0	3,0	2,5	2,0
		1,2 – 1,6	7,5	5,0	4,0	3,5	3,0
		1,6 – 2,4	8,0	5,5	4,0	4,0	3,5
		> 2,4	8,5	5,5	4,5	4,0	3,5
4		0,0 – 0,4	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
		0,4 – 0,8	5,5	4,0	3,0	3,0	2,5
		0,8 – 1,2	9,5	6,5	5,0	5,0	4,5
		1,2 – 1,6	10,5	7,0	5,5	5,5	5,0
		> 1,6	11,0	7,5	6,0	6,0	5,0
5		0,0 – 0,4	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5
		0,4 – 0,5	6,0	4,0	3,0	3,0	2,5
		0,5 – 0,8	9,0	6,0	5,0	4,5	4,0
		0,8 – 1,2	12,5	8,5	7,0	6,0	6,0
		1,2 – 1,6	13,0	9,0	7,0	6,5	6,0
		> 1,6	13,0	9,0	7,0	6,5	6,0
6		0,0 – 0,4	4,5	3,0	2,5	2,5	2,0
		0,4 – 0,5	9,0	6,0	5,0	4,0	3,5
		0,5 – 0,8	12,5	8,5	6,5	6,0	6,0
		0,8 – 1,2	15,0	10,0	8,0	8,0	7,5
		1,2 – 1,6	15,0	10,0	8,5	8,0	7,5
		> 1,6	15,0	10,0	8,5	8,0	7,5

O nível de serviço de um trecho de rodovia é determinado a partir das seguintes etapas:

- determina-se a relação fluxo-velocidade a partir da velocidade de fluxo livre, estimada pela equação ou medida diretamente no local de análise;
- determina-se o volume de tráfego equivalente q_b a partir da equação (3.2);
- utilizando a relação fluxo-velocidade e o volume de tráfego equivalente q_b , determina-se a velocidade correspondente v e, em seguida, a densidade k , a partir da relação:

$$k = \frac{q_b}{v} \quad (3.4)$$

- A partir da densidade k , determina-se o nível de serviço que qualifica a operação do trecho de rodovia analisado.

3.2. Fatores de Equivalência Veicular

O fator de equivalência veicular é o número de automóveis que afetam da mesma forma que o veículo pesado a operação e a capacidade de uma rodovia. No HCM, o termo usado para referir-se aos automóveis é “passenger car equivalents”, que foi traduzido para o português como *carros de passeio equivalentes* (cpe). O HCM considera que o fator de equivalência é função do tipo de veículo, da porcentagem de veículos pesados na corrente de tráfego, da magnitude e do comprimento do greide.

A relação básica de equivalência entre um *fluxo composto* q_m , formado por automóveis e caminhões, e um *fluxo básico* q_b , formado somente por automóveis, pode ser expressa como:

$$q_b = q_m(1 - p) + Epq_m \quad (3.5)$$

em que E : fator de equivalência veicular do caminhão; e

p : porcentagem de caminhões no fluxo composto.

sendo que $(1-p)$ corresponde à porcentagem de automóveis no fluxo composto;

A equação (3.5) corresponde à equação (3.2) quando apenas o efeito dos veículos pesados é levado em conta ($FHP = 1$, $N = 1$ e $f_p = 1$). Rearranjando-se os termos da equação (3.5), pode-se expressar E em função dos fluxos básico e composto:

$$E = \frac{1}{p} \left(\frac{q_b}{q_m} - 1 \right) + 1 \quad (3.6)$$

Considerando que os fluxos da Figura 3.2 são equivalentes, verifica-se que

$q_m = 4$, $q_b = 5$ e $p = 0,25$. O fator de equivalência E é dado por:

$$E = \frac{5 - 4 \times (1 - 0,25)}{0,25 \times 4} \Rightarrow E = 2 \text{ cpe}$$

Além do propósito básico de conversão de uma corrente de tráfego qualquer em uma corrente formada só por automóveis, os fatores de equivalência permitem também analisar de forma quantitativa o impacto de um veículo pesado na operação de uma rodovia. Quanto maior o fator de equivalência de um caminhão, maior é o impacto deste veículo na capacidade e nível de serviço.

Figura 3.2: Exemplo de determinação da equivalência veicular

Estudos realizados na Tailândia [Tanaboriboon & Aryal, 1990] e em Cingapura [Fan, 1990], mostram que os fatores de equivalência e valores de capacidade adotados na terceira edição do HCM [TRB, 1985] diferem dos valores obtidos nestes países, principalmente em função de diferenças encontradas no comportamento dos motoristas e nas condições de tráfego.

Não existem no Brasil trabalhos com o propósito de determinar fatores de equivalência em rodovias de pista dupla. Os únicos trabalhos em que se avalia o impacto de caminhões na operação de rodovias aplicam-se a rodovias de pista simples. O GEIPOT [1971] e o IPR [1977] determinaram fatores de equivalência para rodovias de pista simples, utilizando o método de Walker ou variações deste. Este método, descrito em mais detalhes no item 3.4.1, baseia-se no número relativo de ultrapassagens de automóveis sobre um caminhão e de automóveis sobre automóveis, em um trecho de rodovia.

Mais recentemente, um estudo [Machado Neto, 1995; Machado Neto & Setti, 1998] determinou equivalentes veiculares para caminhões em rampas ascendentes de rodovias de pista simples no estado de São Paulo, utilizando uma variação do método dos atrasos equivalentes [Craus *et al.*, 1980]. O método é similar ao método de Walker, mas utiliza o atraso relativo ao invés de número relativo de ultrapassagens. O atraso relativo é obtido pelos atrasos decorrentes do processo de ultrapassagem de automóveis sobre caminhões e de automóveis sobre automóveis.

Como não existem fatores de equivalência desenvolvidos para os veículos na-

cionais, uma alternativa para análise de capacidade das rodovias brasileiras de pista dupla seria utilizar os equivalentes veiculares tabelados no HCM. Entretanto, existem dois aspectos, um prático e outro metodológico, que colocam em dúvida o uso dos equivalentes do HCM aos caminhões brasileiros.

O aspecto prático refere-se ao uso direto dos equivalentes veiculares do manual americano para caminhões brasileiros. Como os caminhões brasileiros possuem normalmente uma relação massa/potência maior que a dos caminhões americanos e existem diferenças nas condições de tráfego destes dois países, não se sabe se os fatores de equivalência do HCM representam adequadamente o efeito dos caminhões brasileiros na corrente de tráfego.

O aspecto metodológico diz respeito ao embasamento teórico do método do HCM. Nos últimos 35 anos, no período correspondente ao lançamento da segunda edição do manual [TRB, 1965] e o lançamento da versão mais recente [TRB, 1998], os fatores de equivalência do HCM foram atualizados três vezes, devido às mudanças no método de cálculo utilizado, e em função das inovações tecnológicas e mudanças nas características dos caminhões adotados como típicos para a análise de capacidade.

Durante esse mesmo período, ocorreram mudanças significativas no procedimento para determinação do nível de serviço, mas que não baseiam-se nos mesmos conceitos utilizados no método de determinação da equivalência veicular. Tal aspecto, questionado por Roess *et al.* [1979] e Webster & Elefteriadou [1999], ainda não foi devidamente investigado, de forma que não se sabe se o nível de serviço referente ao fluxo composto q_m é igual ao nível de serviço relacionado ao fluxo hipotético q_b , quando q_m é convertido em q_b através da equação (3.5), utilizando os equivalentes do HCM.

Roess *et al.* [1979] ilustram esta questão com um exemplo hipotético. Supondo que, para condições ideais de tráfego e nível de serviço C, o volume de serviço fosse igual a 2.500 cpe/h e a velocidade média 80 km/h, enquanto que, para uma corrente de tráfego composta por automóveis e caminhões e mesmo nível de serviço, o volume de serviço, determinado a partir dos equivalentes veiculares, fosse 2.000 veíc/h. Para esse segundo cenário, a velocidade também seria 80 km/h? Se os equivalentes veiculares foram determinados a partir do critério de equivalência de fluxos com mesma velocidade, a resposta seria afirmativa. Caso contrário, os equivalentes poderiam refletir diferentes níveis de serviço.

Como o HCM de 1985 e, provavelmente, as versões mais recentes de 1994 e 1998 baseiam-se em critérios diferentes para determinar os equivalentes veiculares e ní-

veis de serviço, é importante fazer uma análise dos conceitos adotados e métodos de determinação da equivalência veicular utilizados nas versões do HCM de 1965, 1985, 1994 e 1998. Esta análise é feita no item 3.4, mas antes disso, o item 3.3 apresenta uma descrição de outros métodos de determinação da equivalência encontrados na literatura. A análise desses métodos e de sua conceituação teórica são importantes para a análise subsequente dos métodos empregados no HCM.

3.3. Métodos de Determinação da Equivalência Veicular

Existem vários métodos para determinação da equivalência veicular, todos fundamentados no conceito básico de equivalência veicular mencionado anteriormente e baseados na equação (3.6). Entretanto, as hipóteses e abordagens utilizadas no desenvolvimento de cada modelo são distintas, o que resulta em fatores de equivalência cujos valores são diferentes, e impossibilita a tentativa de comparação de valores obtidos por métodos distintos [Roess & Messer, 1984].

Os próximos itens apresentam uma descrição detalhada de quatro métodos de determinação dos fatores de equivalência, acompanhada de uma análise crítica de cada um deles. Os métodos analisados são:

- Método de Huber [1982];
- Generalização do método de Huber para mais de uma categoria de caminhão [Sumner *et al.*, 1984].
- Relação entre headways de automóveis e caminhões [Krammes & Crowley, 1986; Tanaboriboon & Aryal, 1990]; e
- Regressão linear [Fan, 1990].

3.3.1. Método de Huber

O método desenvolvido por Huber [1982] adota como pressuposto básico a hipótese de que um fluxo básico, constituído somente por automóveis, e um fluxo composto, formado por automóveis e caminhões, são equivalentes quando o nível de impedância da corrente de tráfego e, conseqüentemente, o nível de serviço, forem iguais para ambos os fluxos. Huber determinou fatores de equivalência adotando três diferentes variáveis como medidas de impedância:

- o tempo médio de viagem em um trecho de rodovia, medida que equivale numericamente à velocidade média espacial da corrente de tráfego;
- o tempo médio de viagem dos automóveis somente; e

- o tempo de ocupação ou tempo total de viagem, igual ao produto do fluxo e do tempo médio de viagem. Essa medida equivale numericamente à densidade da corrente de tráfego.

As variáveis acima mencionadas são determinadas utilizando-se a relação linear entre velocidade e densidade expressa pelo modelo de Greenshields.

Quando se utiliza o tempo médio de viagem como critério de cálculo, a equivalência veicular é obtida quando os fluxos básico e composto têm a mesma velocidade média v . Utilizando-se a relação de Greenshields entre a velocidade v e a densidade k (Figura 3.3a), e a partir de relações trigonométricas, é possível expressar a relação entre as densidades da corrente básica e da corrente composta (k_b/k_m) em função das velocidades de fluxo livre (v_{fb} , v_{fm}) e densidades de congestionamento (k_{jb} , k_{jm}) dos fluxos básico e composto:

$$\frac{k_b}{k_m} = \frac{k_{jb}v_{fm}(v_{fb} - v)}{k_{jm}v_{fb}(v_{fm} - v)} \quad (3.7)$$

Como a velocidade dos dois fluxos é igual, verifica-se, a partir da relação fundamental de tráfego, que:

$$\frac{q_b}{q_m} = \frac{k_b}{k_m} \quad (3.8)$$

Substituindo-se (3.7) em (3.8) e esta, por sua vez, em (3.6), o fator de equivalência E passa a ser calculado por:

$$E = \frac{1}{p} \left[\frac{k_{jb}v_{fm}(v_{fb} - v)}{k_{jm}v_{fb}(v_{fm} - v)} - 1 \right] + 1 \quad (3.9)$$

Quando os equivalentes calculados por (3.9) são plotados em função do fluxo básico q_b (Figura 3.3b), os valores obtidos são máximos para pequenos volumes de tráfego, decrescem com o aumento do volume, até a capacidade q_{cb} e crescem com o aumento da porcentagem p de caminhões.

Os fatores de equivalência tendem a infinito quando a velocidade média v aproxima-se da velocidade de fluxo livre v_{fm} , o que pode ser verificado na equação (3.9), e não são definidos para velocidades maiores que v_{fm} , já que os valores obtidos seriam negativos e, portanto, de nenhuma utilidade para propósitos práticos.

Figura 3.3: Equivalência veicular para fluxos com mesma velocidade [Huber, 1982]

Outra forma de cálculo dos fatores de equivalência utilizada por Huber baseia-se na igualdade entre a velocidade média somente dos automóveis que fazem parte do fluxo composto e a velocidade média do fluxo básico (Figura 3.4a). Tal suposição implica também na igualdade entre as velocidades de fluxo livre v_{fb} do fluxo básico e dos automóveis no fluxo composto (Figura 3.4b). Neste caso, o fator de equivalência é calculado por:

$$E = \frac{v_{fb}}{v_{ft}} \frac{k_{jb}}{k_{jt}} \quad (3.10)$$

sendo v_{ft} a velocidade de fluxo livre dos caminhões e k_{jt} a densidade de congestionamento de uma corrente de tráfego composta somente por caminhões. O equivalente obtido nesse caso é constante para quaisquer porcentagens de caminhões e quaisquer volumes de tráfego.

Figura 3.4: Equivalência veicular quando o fluxo básico possui velocidade igual à dos automóveis no fluxo composto (adaptado de Huber, [1982])

De acordo com St. John [em discussão no artigo de Huber, 1982] é preferível

utilizar a segunda forma de cálculo, pois quando se utiliza a curva densidade-velocidade para todos os veículos do fluxo composto, a redução de velocidade seria maior e o equivalente veicular obtido seria superestimado para pequenos fluxos de tráfego. Se, por exemplo, um fluxo composto por poucos veículos trafega em um greide ascendente, somente os caminhões teriam redução de velocidade, enquanto que os automóveis seriam capazes de manter a velocidade graças ao seu melhor desempenho. Os equivalentes obtidos pelo primeiro método refletem a redução da velocidade média de todos os veículos, enquanto que no segundo os equivalentes refletem apenas a redução de velocidade dos automóveis.

A vantagem em se utilizar a relação entre densidade e velocidade somente dos automóveis em vez da relação para todos os veículos é que o fator de equivalência obtido não varia com o fluxo, simplificando a análise. Entretanto, é necessário dividir o fluxo de tráfego composto em duas correntes distintas, uma contendo só automóveis e outra contendo caminhões e, em seguida, determinar uma relação velocidade-densidade referente à corrente de tráfego contendo só automóveis. No modelo de Greenshields essa tarefa é simples, bastando a determinação da velocidade de fluxo livre v_f e da densidade de congestionamento k_{jmb} . Cabe lembrar, porém, que a relação velocidade-densidade é determinada, dessa maneira, a partir de dois pontos nos quais a interação entre automóveis e caminhões seria, em princípio, nula, ou seja, quando $v = v_f$, o fluxo é zero e não existe interação e, quando $k = k_{jmb}$, também não existe interação porque todos os veículos estão parados. Quaisquer outros pontos da relação velocidade-densidade representam condições em que pode ocorrer interação entre veículos, o que coloca dúvidas quanto à simplicidade em determinar uma relação entre as variáveis de tráfego somente para automóveis na corrente de tráfego composta.

Huber não concorda muito com os altos valores de equivalentes obtidos para baixos volumes de tráfego, já que, pelo menos intuitivamente, haveria menor interação entre caminhões e automóveis nestas condições e o fator de equivalência deveria ser menor. Huber dá preferência ao cálculo dos fatores de equivalência para fluxos com mesmo tempo total de viagem, ou seja, quando o fluxo básico e o fluxo composto têm mesma densidade k . Utilizando-se relações trigonométricas entre as variáveis da Figura 3.5a, o fator de equivalência pode ser expresso da seguinte maneira:

$$E = \frac{1}{P} \left[\frac{v_{jb} k_{jm} (k_{jb} - k)}{v_{jm} k_{jb} (k_{jm} - k)} - 1 \right] + 1 \quad (3.11)$$

A Figura 3.5b mostra a variação dos fatores de equivalência em função do flu-

o básico q_b . Os valores são mínimos para baixos volumes de tráfego e aumentam com o volume e com a porcentagem de caminhões p no fluxo composto. Os valores obtidos são, neste caso, coerentes com a idéia de que quanto maior o volume de tráfego e maior a porcentagem de caminhões, maior a interação entre os veículos e, portanto, maior o valor do equivalente veicular.

Figura 3.5: Equivalência veicular para fluxos com mesma densidade

3.3.2. Generalização do Método de Huber

A aplicação do método inicialmente proposto por Huber [1982] é restrita a condições onde o fluxo composto é formado por automóveis e somente um tipo de caminhão. Como na prática é pouco provável a existência de situações como essa, Huber modificou a formulação original, permitindo o cálculo de equivalentes para caminhões em um fluxo composto por diversos tipos de veículos [Sumner *et al.*, 1984]:

$$E = \frac{1}{\Delta p} \left(\frac{q_b}{q_s} - \frac{q_b}{q_m} \right) + 1 \quad (3.12)$$

O método é similar ao seu predecessor, mas o cálculo é baseado em três fluxos. Além dos fluxos básico q_b , composto só por automóveis, e um fluxo composto q_m , formado por automóveis e um ou mais tipos de caminhões, é necessário determinar um fluxo q_s , que é o fluxo para o qual deseja-se determinar os fatores de equivalência. O fluxo q_s é obtido pela adição de uma porcentagem Δp do veículo analisado no fluxo q_m e retirada da mesma porcentagem Δp de automóveis. Os fluxos q_b , q_m e q_s são obtidos a partir de curvas que expressam a variável adotada como critério de equivalência (velocidade ou densidade, conforme já explicado no item 3.3.1) em função do fluxo correspondente.

Os critérios utilizados na definição da equivalência variam conforme o caso, principalmente em função do propósito da pesquisa. Sumner *et al.* [1984] determinaram

fatores de equivalência para fluxos com mesmo tempo de percurso. Elefteriadou *et al.* [1997] determinaram equivalentes utilizando a velocidade como critério de equivalência, para propósitos de alocação de custos. Webster & Elefteriadou [1999] calcularam equivalentes para fluxos com mesma densidade, tendo por objetivo final a análise de capacidade e nível de serviço de rodovias.

Uma vantagem deste método é que a relação entre fluxo, velocidade e densidade não necessita ser expressa exclusivamente pela relação de Greenshields. Qualquer tipo de relação pode ser utilizada. Em todos os estudos mencionados neste item, os valores de fluxos e das variáveis utilizadas como critério de equivalência foram obtidos a partir de simulação, dado que a inclusão de vários tipos de veículo na análise e a quantidade de combinações possíveis entre fluxos, magnitudes e comprimentos de greides tornaria impraticável o uso de técnicas puramente analíticas.

3.3.3. Relação entre Headways de Automóveis e Caminhões

Alguns estudos mostram que os headways entre diferentes tipos de veículos trafegando em pelotões variam em função da combinação dos pares de veículos, ou seja, automóvel seguindo automóvel, automóvel seguindo caminhão, caminhão seguindo automóvel e caminhão seguindo caminhão. Cunagin & Chang [1982] mostram que os headways entre dois automóveis são menores que os headways entre um automóvel seguindo um caminhão ou um caminhão seguindo um automóvel, e estes, por sua vez, são menores que os headways entre dois caminhões. Os headways entre dois veículos de tipos diferentes (automóvel-caminhão ou caminhão-automóvel) são aproximadamente iguais, segundo essa pesquisa.

Krammes & Crowley [1986] e Tanaboriboon & Aryal [1990] utilizam um método de cálculo dos fatores de equivalência baseando-se na diferença entre os headways de diferentes pares de veículos trafegando em pelotões. A formulação utilizada consiste na substituição de q_m e q_b na equação (3.6) por h_m e h_b , que são respectivamente, os headways médios nos fluxos de tráfego composto e básico:

$$E = \frac{1}{p} \left(\frac{h_m - h_b}{h_b} \right) + 1 \quad (3.13)$$

O headway h_m do fluxo composto é calculado a partir dos headways entre diferentes pares de veículos (Figura 3.6), multiplicados pela probabilidade de sua ocorrência na corrente de tráfego, supondo-se que haja completa aleatoriedade na formação dos pares de veículos consecutivos:

$$h_m = (1-p)^2 h_{m_{aa}} + p(1-p)h_{m_{at}} + p(1-p)h_{m_{ta}} + p^2 h_{m_{tt}} \quad (3.14)$$

Figura 3.6: Nomenclatura dos headways entre diferentes tipos de veículos

Deve-se notar que os headways nesta pesquisa foram obtidos pela diferença entre os instantes de passagem das traseiras dos veículos por uma seção. Substituindo-se (3.14) em (3.13) e levando-se em conta que o headway entre dois automóveis é igual tanto no fluxo básico como no fluxo composto ($h_b = h_{m_{aa}}$), o equivalente veicular em função dos headways é expresso por:

$$E = \frac{(1-p)(h_{m_a} + h_{m_{ta}} - h_{m_{aa}}) + ph_{m_{tt}}}{h_{m_{aa}}} + 1 \quad (3.15)$$

Krammes & Crowley [1986] verificaram que os automóveis trafegam espaçados com headways significativamente iguais, cuja duração independe do tipo de veículo que trafega à sua frente. Portanto, é possível considerar que $h_{m_a} = h_{m_{aa}} = h_{m_{at}}$, sendo h_{m_a} o headway formado por um automóvel ou caminhão, seguido por um automóvel. Por outro lado, caminhões seguem caminhões com headways significativamente menores do que os headways formados por automóveis seguidos por caminhões. Apesar disso, os autores sugerem uma simplificação, admitindo também que $h_{m_t} = h_{m_{ta}} = h_{m_{tt}}$, sendo h_{m_t} o headway formado por um caminhão ou automóvel, seguido por um caminhão. Considerando as duas simplificações, a equação (3.15) é reduzida para:

$$E = \frac{h_{m_t}}{h_{m_a}} \quad (3.16)$$

O método não leva em conta, entretanto, se existem diferenças de velocidade entre caminhões e automóveis, além do que não permite identificar se os headways são realmente o resultado da interação entre dois veículos consecutivos, ou se, ao contrário, são função do desempenho do veículo. É comum observar grandes espaçamentos a frente de caminhões em rampas ascendentes por causa de seu desempenho limitado.

Outra limitação deste método é que, segundo os autores, os headways devem ser coletados em situações de equilíbrio do fluxo de tráfego, ou seja, quando os veículos mantêm headways constantes, não mudam de velocidade e não realizam mudanças de faixa para realizar manobras de ultrapassagem. Entretanto, é pouco provável que todas estas condições sejam observadas quando existem caminhões com diferentes características na corrente de tráfego, a não ser quando o volume de tráfego é elevado. Neste caso, automóveis e caminhões tenderiam a manter velocidades similares e permaneceriam em uma mesma faixa de tráfego, pois as oportunidades para realizar manobras de ultrapassagem seriam menores.

3.3.4. Modelos de regressão linear múltipla

Modelos de regressão linear múltipla podem ser utilizados para verificar como diferentes porcentagens de caminhões afetam a capacidade de uma rodovia. Fan [1990], a partir da observação de volumes de tráfego q_m e porcentagens respectivas de caminhões (p_k) e automóveis (p_{auto}) em uma rodovia em Cingapura, utilizou um modelo de regressão linear, onde o produto entre a capacidade C_b , expressa em cpe's, e a relação q/C é a variável dependente e as porcentagens p_i de cada tipo de veículo observado representam as variáveis independentes:

$$C_b \frac{q}{C} = q_m \left(X_{auto} p_{auto} + \sum_i X_i p_i \right) \quad (3.17)$$

Os coeficientes obtidos para os caminhões (X_i), divididos pelo coeficiente relativo ao automóvel (X_{auto}) fornecem os fatores de equivalência veicular:

$$E_i = \frac{X_i}{X_{auto}} \quad (3.18)$$

Fan [1990] estimou os valores de q/C em função das velocidades observadas, utilizando-se para isso a relação entre velocidade e volume/capacidade da edição de 1985 HCM. Entretanto, é de se questionar se a relação fluxo $\times$ velocidade do manual americano seja válida para as condições de tráfego de Cingapura.

Uma desvantagem deste método é a necessidade de se coletar uma grande

quantidade de dados cobrindo uma faixa bastante ampla de volumes de tráfego, que nem sempre é possível de ser observada na prática, além de que as condições observadas podem variar de um local para outro. Assim, os resultados obtidos por este método poderiam não ser aplicados em locais com características diferentes do local de coleta.

3.4. Métodos Utilizados nas Versões do HCM

Aparentemente, dois métodos distintos foram utilizados para encontrar os valores dos equivalentes veiculares para rodovias de pista dupla nas quatro últimas versões do HCM [HRB 1965; TRB 1985, 1994 e 1998]. Os equivalentes da versão de 1965 foram calculados a partir do método de Walker e, em 1985, com o lançamento da terceira edição do manual, houve a mudança para outro método [Linzer *et al.*, 1979]. As atualizações subsequentes da terceira edição (1994 e 1998) utilizam, aparentemente, o mesmo método da versão de 1985.

O nível de serviço na edição de 1965 do HCM é definido em função da relação volume/capacidade e em função da velocidade, enquanto que nas versões seguintes, a variável principal utilizada na definição do nível de serviço é a densidade.

3.4.1. HCM 1965

Os equivalentes veiculares da versão de 1965 do HCM foram determinados através do método de Walker, cujo propósito original de aplicação era somente para rodovias de pista simples [Roess *et al.*, 1980]. No método de Walker, os equivalentes são obtidos a partir do número relativo de ultrapassagens de automóveis sobre um caminhão e de automóveis sobre automóveis, que ocorreriam hipoteticamente no intervalo de uma hora, em um quilômetro de rodovia, supondo que os veículos mantêm suas velocidades inalteradas durante todo o trecho. As ultrapassagens são determinadas a partir da distribuição de velocidades dos veículos mais rápidos e dos mais lentos e o número de ultrapassagens N pode ser calculado a partir da seguinte equação:

$$N = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m X_i Y_j \left(\frac{1}{v_{2i}} - \frac{1}{v_{1j}} \right) \quad (3.19)$$

em que v_{2i} e v_{1j} : velocidades do veículo lento i e do veículo rápido j , respectivamente;

X_i : fluxo de veículos lentos trafegando à velocidade v_{2i} ; e

Y_j : fluxo de veículos rápidos trafegando à velocidade v_{1j} ;

A equação (3.19) é utilizada para a situação em que a) os veículos rápidos são os automóveis e os lentos são caminhões; b) os veículos rápidos e os lentos são automóveis. O fator de equivalência E é determinado por:

$$E = \frac{N_{at}}{N_{aa}} \quad (3.20)$$

em que N_{at} : número de ultrapassagens de automóveis sobre caminhões; e

N_{aa} : número de ultrapassagens de automóveis sobre automóveis.

Os autores do HCM de 1965 reconhecem, entretanto, que este método é mais adequado para rodovias de pista simples. Em rodovias de pista dupla, o impacto de caminhões em rampas ascendentes é mais complexo, e envolve outras variáveis não presentes em rodovias de pista simples, tais como a distribuição do tráfego em cada faixa de rolamento, o número de ultrapassagens de caminhões sobre caminhões e o efeito de caminhões em uma faixa sobre os veículos em faixas adjacentes. Os equivalentes apresentados no manual foram desenvolvidos principalmente a partir de dados obtidos em rodovias com nível de serviço B e, adaptados para o nível de serviço E, a partir da suposição de que o número de ultrapassagens nessa condição é praticamente nulo, de tal forma que a operação da rodovia de pista dupla seria semelhante à operação de uma rodovia de pista simples.

O comitê responsável pelo desenvolvimento da edição de 1965 do HCM reconheceu também a necessidade de se realizar outras pesquisas, de forma que outro método pudesse ser desenvolvido para avaliar de maneira mais adequada o impacto dos caminhões em rodovias de pista dupla [HRB, 1965, p. 103].

3.4.2. HCM 1985

A terceira edição do HCM [TRB, 1985] define o fator de equivalência veicular como o número de carros de passeio que consomem a mesma porcentagem da capacidade de uma rodovia que um veículo pesado, dadas as condições geométricas e de tráfego da rodovia em questão. Esta definição é a mantida nas atualizações subsequentes [TRB, 1994; TRB, 1998].

O método é descrito, em linhas gerais, por Linzer *et al.* [1979] e por Roess *et al.* [1980], e baseia-se no pressuposto de que a curva fluxo-velocidade não muda de forma quando é normalizada [St. John & Glauz, 1976; Linzer *et al.*, 1979], ou seja, a composição de caminhões na corrente de tráfego não alteraria o formato da curva fluxo-velocidade se esta última for expressa em função da relação q/C , ao invés do fluxo,

conforme mostra a Figura 3.7. Dessa forma, o fluxo composto possuiria a mesma relação q/C que um fluxo básico quando ambos os fluxos apresentassem velocidades iguais.

Figura 3.7: Normalização da curva velocidade $\times q/C$ [Huber, 1982]

Velocidades e respectivos valores de q/C foram obtidos através do uso de um simulador de rodovias de pista dupla, desenvolvido pelo Midwest Research Institute [St. John & Glauz, 1976]. Os resultados da simulação de diversos cenários, obtidos a partir da combinação de vários níveis de fluxo, porcentagens de caminhões, comprimentos e magnitudes de greides, foram então utilizados na elaboração de gráficos semelhantes ao mostrado na Figura 3.8.

Figura 3.8: Relação entre fluxos, porcentagens de caminhões e greides [St. John & Glauz, 1976]

No gráfico da Figura 3.8, as linhas inclinadas definem tanto as diferentes relações volume/capacidade como a porcentagem p de caminhões. Na horizontal, tem-se a variação do nível de serviço. Quanto maior a magnitude do greide, mais rápida é a variação do nível de serviço e menor a correspondente faixa de variação dos fluxos.

A equivalência dos fluxos básico e composto é dado pela equação (3.5), sendo que q_b é calculado através do produto entre a capacidade básica C_b e a relação q/C , obtida de gráficos semelhantes aos da Figura 3.8:

$$C_b \frac{q}{C} = q_m (1 - p + E \cdot p) \quad (3.21)$$

Os fatores de equivalência E são determinados a partir dos gráficos obtidos, conforme ilustra o exemplo da Figura 3.8, para uma porcentagem de caminhões $p = 10\%$, greide de 2% , e uma relação $q/C = 50\%$. A partir do cruzamento entre as curvas de greide 2% e $p = 10\%$, traça-se uma linha horizontal (a) até que esta cruze a linha inclinada (b) correspondente à $q/C = 50\%$. A partir do ponto obtido, traça-se uma linha vertical (c), encontrando $q_m = 1600$ veíc/h. A capacidade para um fluxo básico C_b é determinada como sendo igual a 5.250 cpe/h (canto direito superior do gráfico na Figura 3.8), supondo que $p = 0\%$, greide $= 0\%$ e $q/C = 100\%$. Dessa forma:

$$E = \frac{5250 \times 0,5 - 1600 \times (1 - 0,1)}{1600 \times 0,1} = 7,4 \text{ cpe}$$

É importante mencionar que os gráficos como o da Figura 3.8 são utilizados somente para greides em que a velocidade de equilíbrio é atingida (“sustained grades”), o que justifica a não inclusão do comprimento dos greides nesses gráficos. Para greides em que a velocidade de equilíbrio não é atingida, são utilizadas curvas que expressam a redução de velocidade em função da distância percorrida no greide. O procedimento consiste em se determinar a velocidade do caminhão no final da rampa e encontrar a magnitude de um greide equivalente, para o qual a velocidade do caminhão é igual à velocidade de equilíbrio do greide equivalente (Figura 3.9). O fator de equivalência é então determinado, na Figura 3.8, para o greide equivalente.

St. John & Glauz mencionam também que os gráficos como o da Figura 3.8 foram desenvolvidos para uma composição de tráfego padrão, denominada população de referência. Esta população contém quatro tipos de caminhões, sendo que a relação massa/potência de cada categoria e as respectivas porcentagem de cada uma delas são mostradas na Tabela 3.3.

Figura 3.9: Procedimento para determinação de greides equivalentes

Tabela 3.3: População de caminhões utilizada como referência [St. John & Glauz, 1976]

Categoria	Massa/potência (kg/kW)	Porcentagem	Comprimento (m)
7	56	13,5	7,6
8	112	36,5	12,2
9	187 – 261	36,5	15,2
10	> 261	13,5	18,3

Para populações cuja composição difere da população de referência, St. John & Glauz [1976] sugerem o uso de uma equação, determinada a partir dos resultados das simulações, e que converte a porcentagem total observada de caminhões p_t em uma porcentagem de referência p_r :

$$p_r = p_t(0,06p_7 + 0,14p_8 + 1,41p_9 + 3,16p_{10}) \quad (3.22)$$

na qual p_7 , p_8 , p_9 e p_{10} são as respectivas porcentagens de caminhões de cada uma das categorias listadas na Tabela 3.3, e a porcentagem p_r é então utilizada para determinar o fator de equivalência. Deve-se notar que p_r é maior que p_t se a porcentagem de veículos de maior relação massa/potência for maior do que a porcentagem da população de referência, e menor, caso contrário.

O HCM de 1985 fornece três tabelas de equivalentes, para caminhões leves (61 kg/kW), médios (122 kg/kW) e pesados (182 kg/kW), de forma que não existe nenhuma menção no manual sobre o procedimento de conversão da porcentagem de caminhões em uma porcentagem de referência.

O método tem vantagens e desvantagens. Uma vantagem é que, quando se considera que a relação q/C é igual para os fluxos composto e básico, os fatores de equivalência não variam com o fluxo de tráfego, simplificando o cálculo da equivalência para

uma série de cenários. Entretanto, a suposição de que as velocidades de ambos os fluxos são iguais para mesmos valores de q/C , implica que a velocidade de fluxo livre (quando $q = 0$) e a velocidade na capacidade (quando $q = C$) são iguais para ambos os fluxos. Essas duas suposições são questionáveis, especialmente a segunda – a presença de caminhões na corrente de tráfego faria com que a velocidade na capacidade fosse menor que a velocidade na capacidade do fluxo básico, especialmente em greides ascendentes. Logo, a relação entre q/C e velocidade dos fluxos básico e misto não teria a mesma forma. Roess & Messer [1984] suportam essa afirmação, questionando a hipótese de que velocidades e densidades dos fluxos composto e básico sejam iguais quando a relação q/C é a mesma.

O aspecto mais questionável do HCM de 1985, entretanto, é que as variáveis utilizadas como critério de determinação da equivalência veicular são a relação volume/capacidade e a velocidade, enquanto que a variável que define o nível de serviço é a densidade. O uso da relação volume/capacidade e da velocidade reflete, talvez, o fato que a relação volume/capacidade e a velocidade eram utilizadas no HCM de 1965 para determinação do nível de serviço de rodovias de pista dupla. Dessa forma, o método de determinação da equivalência seria consistente com os conceitos de nível de serviço empregados antes do lançamento da versão de 1985 do manual.

Apesar dessa constatação Roess *et al.* [1979] sugerem que o nível de serviço de rodovias seja definido pela velocidade e pela densidade, sendo a densidade a principal variável, já que a velocidade não varia, ou varia muito pouco, para uma grande faixa de fluxos nos níveis de serviço A e B. Huber [1982] mostra que os fatores de equivalência aumentam proporcionalmente com fluxo quando se utiliza o critério de equivalência baseado na densidade. Não se sabe, dessa forma, se o uso dos equivalentes veiculares do HCM convertem o fluxo composto em um fluxo básico equivalente, de tal forma que o nível de serviço seja mantido igual.

Verifica-se ainda outra inconsistência quando se compara os fatores de equivalência obtidos através deste método e os fatores de equivalência para trechos planos na edição de 1985 do HCM: o equivalente calculado pelo gráfico da Figura 3.8 para rampas com inclinação de 0% tem valor próximo a 1,0 cpe, enquanto que o fator do HCM para trechos planos é 1,7 cpe. Roess & Messer [1984] mencionam que os fatores de equivalência para segmentos genéricos de rodovia, em que não existem greides longos com magnitude maior que 2% ou 3%, foram obtidos a partir de outro estudo [Seguin *et al.*, 1982]. Nesse estudo, os fatores de equivalência correspondem à relação entre os espaçamentos entre caminhões e automóveis e os espaçamentos entre dois automóveis, de

forma semelhante ao método dos headways. Como os segmentos genéricos incluem também trechos planos, e considerando que nos trechos planos o greide é igual ou próximo a 0%, haveria uma diferença de 70% nos fatores de equivalência determinados através da simulação e estimados pelo método dos espaçamentos.

3.4.3. HCM 1994 e 1998

Embora não tenha sido possível obter qualquer documento que relate os procedimentos utilizados na atualização dos equivalentes nas versões mais recentes do HCM [TRB, 1994 e 1998], os valores, mostrados na Tabela 3.2, foram aparentemente adaptados a partir dos valores da edição de 1985 de forma a refletir as inovações tecnológicas dos caminhões atuais.

O HCM não fornece maiores detalhes a respeito dos novos equivalentes, apenas mencionando que os fatores de equivalência foram determinados supondo-se uma composição típica de caminhões e ônibus com relação massa/potência média entre 76 kg/kW e 91 kg/kW nas “freeways” (autoestradas de acesso controlado) e 102 kg/kW nas “multilane highways”, rodovias de pista dupla sem controle de acesso. Apesar da diferença na relação massa/potência típica nos dois tipos de rodovia, os fatores de equivalência fornecidos são idênticos. Não se sabe, dessa forma, qual foi realmente a relação massa/potência típica adotada para calibração dos equivalentes veiculares.

Apesar da ausência de informações sobre a calibração dos fatores de equivalência, suspeita-se que eles foram determinados pelo mesmo método utilizado no HCM de 1985, dado que a forma de apresentação dos fatores de equivalência e o padrão de variação dos equivalentes é semelhante nas versões de 1985 e 1998.

3.5. Metodologia

A análise dos métodos de determinação de equivalência nos itens 3.3 e 3.4 mostrou determinados aspectos que podem ser questionados. Existem limitações dos modelos, devido à forma como foram concebidos e devido ao propósito original de sua aplicação. Além disso, questiona-se a aplicação dos equivalentes veiculares do HCM aos caminhões brasileiros, dado que:

- os critérios utilizados como base para a determinação da equivalência veicular não são os mesmos utilizados na determinação do nível de serviço; e
- as características dos caminhões brasileiros e americanos, bem como a composição veicular de tráfego nos dois países, é diferente.

Justifica-se, dessa maneira, a utilização dos conceitos apresentados neste capí-

tulo para a elaboração de um método de determinação de equivalência veicular conceitualmente adequado e que possa ser utilizado para a calibração dos fatores de equivalência dos caminhões brasileiros.

De uma forma básica, o procedimento a ser seguido divide-se em três etapas:

- Definição de uma variável como medida de equivalência de fluxos, ou critério de equivalência;
- Definição do método de determinação da equivalência veicular; e
- Definição da forma de determinação da variável adotada como critério de equivalência.

Os próximos itens fornecem mais detalhes sobre cada uma das etapas. O item 3.5.2, referente à segunda etapa, não apresenta somente a definição do método de determinação da equivalência, mas discute a interação entre caminhões de diferentes tipos, aspecto que não é considerado de forma adequada pelos métodos existentes.

3.5.1. Variável Escolhida como Critério de Equivalência

Como definido anteriormente, o fator de equivalência veicular é o número de carros de passeio equivalentes (cpe) que afetam da mesma forma que o veículo pesado a operação e a capacidade de uma rodovia. Isso equivale a dizer que o fator de equivalência para uma dada condição de tráfego representa o número de automóveis que é necessário retirar da rodovia para que um único veículo pesado seja introduzido na corrente de tráfego, sem que as condições operacionais ou o nível de serviço sejam alterados. Portanto, o critério para determinação da equivalência veicular deve ser compatível com o critério adotado na determinação do nível de serviço das rodovias de pista dupla, conforme sugerem pesquisadores como Roess *et al.* [1979] e Webster & Elefteriadou [1999].

A escolha de uma variável como critério de definição do nível de serviço é normalmente feita por um comitê de especialistas em Engenharia de Tráfego e projeto de rodovias, dado o caráter subjetivo da escolha e a definição das faixas de variação referentes a cada um dos níveis de serviço. Esta tarefa está além dos propósitos desta pesquisa, de forma que a densidade, a variável usada pelo HCM para definir os níveis de serviço, foi adotada nesta pesquisa tanto como a variável de definição do nível de serviço como critério para determinação da equivalência veicular. Da mesma forma, as faixas de densidade adotadas pelo HCM (Tabela 3.4) para caracterização dos níveis de serviço foram adotadas nesta pesquisa sem quaisquer modificações.

Tabela 3.4: Critério para definição dos níveis de serviço [TRB, 1997]

Nível de serviço	Densidade k (cpe/km/faixa)
A	$k \leq 6$
B	$6 < k \leq 10$
C	$10 < k \leq 15$
D	$15 < k \leq 20$
E	$20 < k \leq 28$
F	$k > 28$

3.5.2. Método de Determinação da Equivalência Veicular

Dentre todos os métodos disponíveis para determinação da equivalência veicular, adotou-se o método de Huber [1982] como base para a elaboração do método a ser empregado nesta pesquisa. O método de Huber é mais genérico que os outros, na medida em que permite que diferentes variáveis, tais como densidade, velocidade, ou tempo de percurso, possam ser utilizadas como critério de equivalência de fluxos, além de permitir que a relação entre fluxo e a variável critério possa ser obtida analiticamente ou através de simulação.

A presença de diferentes tipos de caminhões nas rodovias brasileiras sugere a utilização do modelo generalizado de Huber, apresentado no item 3.3.2. Entretanto, foi constatado no desenvolvimento desta pesquisa, que o método apresenta uma falha conceitual, discutida a seguir.

Primeiramente, é interessante caracterizar as etapas do método de Huber para situações em que a corrente de tráfego é composta somente por automóveis e caminhões de um só tipo, e para o caso em que existem mais de dois tipos de veículos na corrente de tráfego. Para o primeiro caso, o procedimento para determinação da equivalência veicular consiste em:

1. Determinar a curva fluxo-densidade básica, somente para automóveis e que satisfaça as condições ideais de tráfego definidas no item 3.1
2. Determinar uma curva fluxo-densidade para a corrente de tráfego composta por uma porcentagem p de caminhões e por $(1 - p)$ automóveis.
3. Determinar um fluxo básico q_b e um fluxo composto q_m para uma mesma densidade, como mostra a Figura 3.10
4. Calcular o equivalente veicular e , em função dos fluxos q_b e q_m e da porcentagem de caminhões p :

$$e = \frac{1}{P} \left(\frac{q_b}{q_m} - 1 \right) + 1 \quad (3.23)$$

Figura 3.10: Determinação da equivalência veicular para um único tipo de caminhão

O método descrito pode ser generalizado para o cálculo da equivalência veicular em situações onde a corrente de tráfego é composta por automóveis e mais de um tipo de caminhão. Por conveniência, todo o procedimento será descrito tomando-se como exemplo uma corrente de tráfego composta por automóveis e dois tipos de caminhão, cujas porcentagens são p_1 e p_2 :

1. Determinar a curva fluxo-densidade básica;
2. Determinar a curva fluxo-densidade da corrente de tráfego composta por uma porcentagem $(1 - p_1)$ de automóveis e uma porcentagem p_1 do caminhão do tipo 1;
3. Determinar outra curva fluxo-densidade para uma corrente de tráfego composta, substituindo-se uma porcentagem p_2 de automóveis por p_2 caminhões do tipo 2. A corrente de tráfego passa então a ser formada por $(1 - p_1 - p_2)$ automóveis, p_1 caminhões tipo 1 e p_2 caminhões tipo 2;
4. Obter os fluxos q_b e q_{m1} da curva básica e da curva composta com caminhões do tipo 1, para uma mesma densidade. Da mesma forma, determinar um fluxo q_s a partir da curva do fluxo composto por caminhões dos tipos 1 e 2 (Figura 3.11);
5. Determinar o equivalente veicular E_2 do caminhão 2 através da equação:

$$E_2 = \frac{1}{P_2} \left(\frac{q_b}{q_s} - \frac{q_b}{q_{m1}} \right) + 1 \quad (3.24)$$

O mesmo procedimento poderia ser utilizado para determinar o equivalente E_1 do caminhão 1, a partir dos fluxos q_b e q_{m2} , sendo este último obtido da curva do fluxo composto por automóveis e caminhões do tipo 2:

$$E_1 = \frac{1}{p_1} \left(\frac{q_b}{q_s} - \frac{q_b}{q_{m2}} \right) + 1 \quad (3.25)$$

Figura 3.11: Determinação da equivalência veicular para mais de um tipo de caminhão [Sumner *et al.*, 1984]

Entretanto, se E_1 e E_2 são substituídos na equação de equivalência, que relaciona os fluxos q_b e q_s :

$$\frac{q_b}{q_s} = 1 - p_1 - p_2 + p_1 E_1 + p_2 E_2 \quad (3.26)$$

não se obtém uma igualdade, pois os valores de E_1 e E_2 refletem não só o impacto isolado de cada caminhão na densidade do tráfego, mas também o efeito de interação entre os dois caminhões. No caso de dois caminhões, o efeito de interação é duplamente considerado.

Esta afirmação pode ser verificada supondo-se que se a interação δ for subtraída do termo à direita da equação (3.26), esta voltaria a ser uma igualdade:

$$\frac{q_b}{q_s} = 1 - p_1 - p_2 + p_1 E_1 + p_2 E_2 - \delta \quad (3.27)$$

Caso $\delta = 0$, não existiria interação. Por outro lado, substituindo-se (3.25) e (3.24) em (3.27), verifica-se que $\delta \neq 0$, ou seja:

$$\delta = \frac{q_b}{q_s} - \frac{q_b}{q_{m1}} - \frac{q_b}{q_{m2}} + 1 \quad (3.28)$$

Se e_1 e e_2 forem definidos como os equivalentes veiculares dos caminhões 1 e 2, quando somente um tipo de caminhão é considerado por vez na corrente de tráfego, os valores de e_1 e e_2 podem ser obtidos através de (3.23):

$$e_1 = \frac{1}{p_1} \left(\frac{q_b}{q_{m1}} - 1 \right) + 1 \quad (3.29)$$

$$e_2 = \frac{1}{p_2} \left(\frac{q_b}{q_{m2}} - 1 \right) + 1 \quad (3.30)$$

e verifica-se, conseqüentemente, que:

$$(E_1 - e_1)p_1 = (E_2 - e_2)p_2 = \delta \quad (3.31)$$

Portanto, a relação de equivalência entre q_b e q_s só é válida se:

$$q_b = q_s(1 - p_1 - p_2 + p_1E_1 + p_2e_2) \quad (3.32)$$

ou se

$$q_b = q_s(1 - p_1 - p_2 + p_2E_2 + p_1e_1) \quad (3.33)$$

ou ainda se

$$E_1 = e_1, \quad E_2 = e_2 \quad (3.34)$$

condição em que não haveria interação entre os caminhões 1 e 2.

Os equivalentes calculados pelo método refletem o impacto marginal da adição de uma porcentagem de caminhões de um tipo e retirada da mesma porcentagem de automóveis do fluxo q_s . Isto implica que é necessário saber qual é o tipo (ou tipos) de caminhão(ões) presente(s) no fluxo q_m , e qual caminhão é adicionado ao fluxo q_s .

Para fins práticos, entretanto, seria mais interessante que, dado um greide de comprimento L e magnitude i e um fluxo q_s composto por p_1 caminhões do tipo 1 e p_2 caminhões do tipo 2, os equivalentes E_1 e E_2 tivessem valores únicos que não variassem em função de qual é o tipo de caminhão “adicionado” na corrente de tráfego e qual é o tipo de caminhão “já existente”. Além do mais, se existe interação, é porque os dois tipos de caminhão estão presentes na corrente de tráfego. Logo, o mais correto seria distribuir, de alguma forma, a interação entre os dois tipos de caminhão, e não somente atribuí-la a um dos caminhões. Este aspecto não é devidamente considerado no método.

O método também não permite a determinação dos equivalentes veiculares dos caminhões no fluxo composto q_m , sempre que q_m for composto por mais de um tipo de caminhão. É possível determinar somente um fator de equivalência médio para os caminhões do fluxo composto, utilizando a equação (3.23), em que p é a porcentagem total de caminhões.

As limitações do método de cálculo da equivalência veicular mostram que é necessário adotar soluções alternativas. Uma das soluções possíveis seria não mais determinar fatores de equivalência, mas sim fatores de veículos pesados f_{HV} , expressos em função do comprimento do greide, da sua magnitude, do fluxo de tráfego e das porcentagens dos diferentes tipos de caminhões na corrente de tráfego, além das interações entre as variáveis, através de um modelo ajustado por métodos de regressão. Entretanto, quanto maior o número de fatores considerados, maior seria o número de termos no modelo, sendo necessário determinar valores de f_{HV} para um número elevado de combinações das variáveis mencionadas.

Dessa forma, optou-se por uma solução mais simples, que consiste na determinação de fatores de equivalência médios E_m , representativos de uma população típica de caminhões (Figura 3.12). A composição de caminhões é mantida fixa, sendo que somente o percentual total de caminhões ($p_1 + p_2$) é variável. É possível então determinar fatores de equivalência para greides de vários comprimentos e magnitudes, para várias porcentagens de caminhões e vários volumes de tráfego, utilizando a equação:

$$E_m = \frac{1}{p_1 + p_2} \left(\frac{q_b}{q_s} - 1 \right) + 1 \quad (3.35)$$

Figura 3.12: Determinação de equivalentes veiculares médios

A composição de caminhões pode ser obtida a partir de contagens de tráfego e verificação dos caminhões mais representativos. A forma de se obter a composição típica é mostrada no capítulo 6, que também descreve a calibração do modelo de desempenho a partir dos pesos dos caminhões obtidos em uma balança rodoviária.

Quanto aos fluxos, é possível determinar fatores de equivalência para qualquer fluxo pré-determinado. Julga-se que seja mais interessante, porém, determinar os fatores de equivalência para fluxos correspondentes às densidades da Tabela 3.4, utilizadas na

definição dos níveis de serviço.

3.5.3. Determinação da Relação entre Fluxo e Densidade

Para determinar a relação entre densidade e fluxo para vários cenários, correspondentes às combinações das variáveis mencionadas no item 3.5.2, optou-se por utilizar simulação, dado que é praticamente impossível observar, na prática, condições de tráfego representativas de todas as combinações de greides, volumes de tráfego e porcentagens de caminhões para as quais deseja-se estimar os fatores de equivalência.

O simulador escolhido para a realização desse trabalho é o INTEGRATION. Detalhes sobre sua estrutura básica, entrada de dados e lógicas envolvidas na simulação serão discutidos no capítulo 4.

3.6. Considerações Finais

A análise dos procedimentos utilizados na determinação dos fatores de equivalência de caminhões mostra que alguns deles possuem falhas em sua concepção ou seu uso é limitado a determinadas condições. Isso é reflexo da falta de consenso a respeito da melhor forma de cálculo dos equivalentes e qual a variável adotada como critério na definição da equivalência entre fluxos básico e composto. Apesar da falta de consenso sobre qual método utilizar, é importante que uma mesma variável seja utilizada, por questão de coerência, na determinação da equivalência e na definição dos níveis de serviço.

Outro aspecto importante discutido neste capítulo refere-se à interação entre veículos pesados, não considerada explicitamente pelos modelos de cálculo de equivalentes. A forma como os métodos são desenvolvidos permite determinar fatores de equivalência para um único tipo de caminhão apenas quando a corrente de tráfego é composta por automóveis e o caminhão analisado. Quando existe mais de um tipo de caminhão, só é possível determinar fatores médios para uma composição de caminhões.

A determinação dos fatores de equivalência para uma composição de caminhões típica de rodovias de pista dupla paulistas é feita no capítulo 8.

4. SIMULAÇÃO

Simulação é uma técnica numérica cujo objetivo é a representação do funcionamento de um sistema real de forma simplificada e idealizada. Com essa técnica, o funcionamento de sistemas complexos, tais como os sistemas de tráfego, podem ser representados por meio de modelos matemáticos integrados em um programa computacional [May, 1990].

Vários fenômenos que ocorrem em um fluxo de tráfego em vias de múltiplas faixas – tais como o comportamento dos veículos em uma mesma faixa e na mudança de faixas, a forma como os veículos aceleram ou desaceleram e o impacto da geometria da via no desempenho veicular – podem ser representados de forma detalhada por um único modelo composto por outros sub-modelos, integrados entre si.

Quando devidamente calibrado e validado, o simulador é capaz de representar situações ainda inexistentes ou que seriam dificilmente observadas na prática, tais como uma composição de tráfego diferente da real; um tipo de caminhão com características diferentes; um volume de tráfego muito maior que o observado; ou uma rodovia com uma faixa de tráfego adicional. A simulação permite a análise dos fenômenos sem a intervenção direta no sistema real, sendo possível, dessa forma, simular diversos cenários e analisar o impacto de diferentes composições e volumes de tráfego em diferentes configurações geométricas.

O propósito deste capítulo é analisar os elementos principais do simulador INTEGRATION, escolhido para as simulações desenvolvidas neste trabalho. Deve-se ressaltar que a opção por utilizá-lo não foi baseada na análise de diversos simuladores e a escolha do simulador que melhor se adequasse aos propósitos desta pesquisa. Na verdade, a escolha deu-se em função da oportunidade que o autor teve de trabalhar com o criador do INTEGRATION no desenvolvimento, calibração e validação de um modelo de desempenho de caminhões, posteriormente incorporado ao simulador.

4.1. INTEGRATION

INTEGRATION é um modelo de simulação e alocação de tráfego, utilizado na representação dos diversos elementos componentes de uma rede de tráfego, tais como vias expressas, vias arteriais, interseções semaforizadas ou não, trechos de convergência, divergên-

cia e entrelaçamento de fluxos, entre outros. Esse simulador, desenvolvido por Michel Van Aerde, no Canadá, em meados da década de 80, é reconhecido mundialmente como um dos líderes no estado da arte de modelagem de sistemas de tráfego, sendo utilizado atualmente na avaliação de sistemas inteligentes de tráfego (IVHS) em freeways [May, 1994].

Embora sua abordagem seja essencialmente microscópica, pois o movimento de cada veículo é modelado individualmente, o modelo é calibrado de forma que o comportamento emergente do fluxo de veículos como um todo, em condições de equilíbrio, satisfaça também as relações macroscópicas de tráfego, tal como a relação fluxo-velocidade [Van Aerde, 1997].

Uma característica que torna bastante atrativo o seu uso é a possibilidade de visualizar, durante a simulação, o fluxo de tráfego e identificar mais facilmente os fenômenos que nele ocorrem, tais como manobras de ultrapassagem e formação de filas dinâmicas causadas por veículos lentos. Esta característica permite que o usuário detecte mais facilmente eventuais erros de modelagem do sistema.

A análise detalhada do INTEGRATION não é um dos propósitos deste capítulo. Serão descritos a seguir apenas os aspectos julgados necessários para o entendimento dos princípios da simulação de vias de pista dupla e fluxo ininterrupto. Assim, será analisada a forma como INTEGRATION trata o sistema simulado, quais os dados necessários para a calibração do modelo e quais as lógicas fundamentais utilizadas na simulação de rodovias de pista dupla.

Recomenda-se que o leitor interessado nos aspectos envolvidos na simulação de outros elementos de tráfego consulte o manual [Van Aerde, 1997] ou trabalhos que mostram sua aplicação, tais como Hellinga & Van Aerde [1994], Stewart *et al.* [1995] e Rakha & Van Aerde [1996], entre outros. Os aspectos do INTEGRATION discutidos nos itens subsequentes deste capítulo são discutidos em maior detalhe no INTEGRATION User's Manual [Van Aerde, 1997].

4.2. Estrutura Básica

Um sistema de tráfego é composto de vários elementos relacionados à via e aos veículos. No INTEGRATION, uma rede de tráfego é modelada através de *nós* e *tramos*. Os nós podem representar interseções entre duas vias ou quaisquer outros pontos onde ocorra mudança nas características das vias, tais como redução ou aumento no número de faixas ou mudança na magnitude do greide.

Os tramos promovem a ligação entre os nós e representam as vias por onde os veículos trafegam. A cada tramo, associa-se uma relação fluxo-velocidade, que determina o padrão de velocidades dos veículos quando presentes nesse ramo.

O tráfego nos tramos da rede é gerado a partir de *demandas*, originadas em um ou mais nós da rede, e que têm como destino um ou mais nós, diferentes dos nós de origem. A demanda é caracterizada por uma distribuição temporal de viagens, que define os instantes de entrada dos veículos na rede e o tipo de veículo gerado.

A modelagem da rede baseia-se em informações provenientes de arquivos de entrada do tipo texto. Para simular uma via de fluxo ininterrupto de múltiplas faixas, são utilizados obrigatoriamente cinco arquivos com dados de entrada, relacionados abaixo:

- *arquivo de nós*: contém as coordenadas cartesianas dos nós da rede;
- *arquivo de tramos*: contém os comprimentos dos tramos, o número de faixas de cada tramo e os parâmetros que definem a relação entre fluxo, velocidade e densidade, ou seja, a velocidade de fluxo livre, a velocidade na capacidade, a capacidade e a densidade de congestionamento;
- *arquivo de demandas*: contém a matriz origem/destino, indicando a magnitude de cada demanda, o instante de início e fim de sua geração, o padrão de geração das viagens e a composição veicular;
- *arquivo de semáforos*: contém informações sobre a programação semafórica, mas na simulação de vias de fluxo ininterrupto, não deve conter nenhum tipo de dado. Entretanto, é necessário que esse arquivo exista para a execução das simulações.
- *arquivo de incidentes*: contém informações que permitem simular a ocorrência de incidentes, tais como o fechamento temporário de uma faixa de tráfego. Mesmo que nenhum incidente seja simulado, um arquivo vazio é necessário para rodar o simulador.

Para simular o impacto de caminhões na corrente de tráfego, é necessário utilizar dois arquivos opcionais¹:

- *arquivo de greides*: o arquivo de greides traz informações sobre a magnitude dos greides dos ramos codificados no arquivo de tramos;
- *arquivo de parâmetros veiculares*: este arquivo contém os parâmetros relacionados

¹ Estes dois arquivos só passaram a ser utilizados depois que o modelo de desempenho foi implementado no INTEGRATION.

ao desempenho dos caminhões, tais como peso, potência, área frontal e outros coeficientes.

Além dos arquivos mencionados, é necessário um arquivo de controle, ou arquivo mestre, que contém as informações sobre os nomes dos arquivos de dados, sua localização, e o tempo de simulação.

Exemplos de arquivos de dados podem ser vistos no Anexo A.

4.3. Lógicas Fundamentais

O movimento dos veículos em uma rodovia de pista dupla com fluxo ininterrupto é governado por três lógicas distintas, listadas abaixo:

- relação interveicular (“car-following”);
- mudança de faixas; e
- aceleração em função do desempenho.

A velocidade, a aceleração, e o posicionamento longitudinal e transversal de cada veículo presente na rede são analisados e atualizados a cada décimo de segundo, de acordo com as três lógicas, analisadas a seguir.

4.3.1. Relação Interveicular

Em cada tramo da rede, veículos em uma mesma faixa de tráfego movem-se segundo um padrão definido através de um modelo combinado de fluxo e “car-following” [Van Aerde, 1995]. O modelo é microscópico na medida em que o comportamento de cada veículo é modelado individualmente. Porém, os parâmetros do modelo são calibrados macroscopicamente, de forma que o comportamento agregado do fluxo de tráfego, em condições de equilíbrio, possa ser representado através da relação entre fluxo, velocidade e densidade definida para o tramo.

Nesse modelo, a velocidade de cada veículo é função do espaçamento entre ele e o veículo que trafega à sua frente. A equação que relaciona essas duas variáveis é dada a seguir:

$$s = c_1 + \frac{c_2}{v_f - v} + c_3 v \quad (4.1)$$

em que:

s : espaçamento entre veículos consecutivos, na mesma faixa de tráfego (km)

v : velocidade (km/h)

v_f : velocidade do fluxo livre (km/h)

c_1 : constante de calibração 1 (km)

c_2 : constante de calibração 2 (km²/h)

c_3 : constante de calibração 3 (h)

A Figura 4.1a representa a relação microscópica entre velocidade e espaçamento que governa o movimento dos veículos individualmente. As Figuras 4.1b, 4.1c e 4.1d mostram, respectivamente, as relações macroscópicas entre densidade e velocidade, fluxo e velocidade, fluxo e densidade. A densidade k pode ser calculada pela equação (4.2) e o fluxo q calculado pela relação fundamental de tráfego, expressa na equação (4.3):

$$k = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_f - v} + c_3 v} \quad (4.2)$$

$$q = vk \quad (4.3)$$

Figura 4.1: Relações entre as variáveis de tráfego [Van Aerde, 1997]

As constantes c_1 , c_2 e c_3 , representam relações entre os parâmetros característicos obtidos através de calibração macroscópica da curva fluxo $\times$ velocidade e o coeficiente c_{vc} é utilizado para ajustar a velocidade na capacidade:

$$c_{vc} = \frac{2v_c - v_f}{(v_f - v_c)^2} \quad (4.4)$$

$$c_2 = \frac{1}{k_j \left(c_{vc} + \frac{1}{v_f} \right)} \quad (4.5)$$

$$c_1 = c_{vc} c_2 \quad (4.6)$$

$$c_3 = \frac{1}{v_c} \left(\frac{v_c}{q_c} - c_1 - \frac{c_2}{v_f - v_c} \right) \quad (4.7)$$

sendo:

v_f : velocidade de fluxo livre (km/h)

v_c : velocidade correspondente à capacidade (km/h)

q_c : fluxo máximo, ou simplesmente capacidade da via (veíc/h)

k_j : densidade de congestionamento (veíc/km)

O modelo de fluxo proposto por Van Aerde [1995] consiste numa generalização do modelo proposto por Greenshields [1935], que corresponde ao caso em que constantes c_1 e c_3 são iguais a zero. De fato, uma das críticas ao modelo de Greenshields é a impossibilidade de modelar a relação entre fluxo e velocidade de forma que a parte superior da curva apresente pequena redução na velocidade, aspecto que, nos últimos anos, foi confirmado empiricamente no Canadá [Hurdle & Datta, 1983; Hall, 1987] e Estados Unidos [Payne, 1984; Banks, 1989; Chin & May, 1991]. A introdução de mais parâmetros no modelo torna a modelagem mais flexível, permitindo que o modelo se adapte de melhor maneira aos dados coletados nas rodovias.

Durante a simulação, a velocidade de cada veículo é atualizada, a cada décimo de segundo, a partir do espaçamento existente entre ele e o veículo que trafega imediatamente à sua frente. Rearranjando os termos da equação (4.1), obtém-se uma equação quadrática:

$$c_3 v^2 + (c_1 - c_3 v_f - s) v + (s - c_1) v_f - c_2 = 0 \quad (4.8)$$

A velocidade pode então ser determinada calculando-se as raízes da equação (4.8). Entretanto, somente a raiz onde $0 \leq v \leq v_f$ interessa, sendo calculada conforme a seguinte equação:

$$v = \frac{-b - \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (4.9)$$

e os valores de a , b e c são:

$$a = c_3 \quad (4.10)$$

$$b = c_1 - c_3 v_f - s \quad (4.11)$$

$$c = (s - c_1) v_f - c_2 \quad (4.12)$$

A relação interveicular também leva em conta situações como a ilustrada pela Figura 4.2. O fato do espaçamento s_{12} ser maior que o espaçamento s_{23} não significa necessariamente que a velocidade do veículo 1 seja maior que a velocidade do veículo 2, pois o veículo 1 ocupa mais espaço que os outros veículos e, portanto, a relação entre velocidade e espaçamento deve ser modificada para compensar o fato do veículo 1 ser mais longo.

Figura 4.2: Relação entre espaçamentos de um caminhão e de um automóvel

Para calcular corretamente a velocidade dos veículos mais longos, os valores da densidade de congestionamento e da capacidade são divididos por um fator de equivalência entre espaçamentos e_s :

$$e_s = \frac{s_{j12}}{s_{j23}} \quad (4.13)$$

sendo s_{j12} e s_{j23} os espaçamentos entre os veículos quando a densidade é igual à densidade de congestionamento.

Os fatores de equivalência entre espaçamentos devem ser especificados no arquivo de demandas, para cada categoria de veículo simulada.

4.3.2. Mudança de Faixas

A existência de mais de uma faixa de tráfego em uma rodovia permite que os veículos escolham em qual faixa desejam trafegar e qual o momento em que a mudança de faixa ocorre. As mudanças de faixa podem ser de dois tipos: obrigatórias ou desejáveis. As mudanças obrigatórias são condicionadas pela geometria de via e pela rota utilizada pelo veículo, e ocorrem em locais próximos à rampas de saída ou pontos de entrelaçamento.

As mudanças desejáveis são aquelas que ocorrem com o simples propósito de

aumentar a velocidade do veículo. Basicamente, todo veículo procura ocupar a faixa de tráfego onde existe o maior espaçamento, de forma a poder trafegar com maior velocidade, conforme previsto pela relação entre espaçamento e velocidade, ilustrada na Figura 4.1a

A Figura 4.3 ilustra como se dá a escolha: a cada intervalo de um décimo de segundo, o simulador calcula as velocidades v_d e v_e que o veículo I poderia desenvolver, respectivamente, nas faixas da direita ou da esquerda. As velocidades são calculadas a partir dos espaçamentos s_{12} e s_{13} , respectivamente, utilizando-se a equação (4.9). O veículo I decide mudar de faixa se $v_e > v_d$; caso contrário, ele continua na mesma faixa. Outro aspecto verificado no processo de escolha da faixa é o espaçamento s_{41} : se seu tamanho for insuficiente para a manobra, o veículo I permanece na faixa em que está.

Figura 4.3: Lógica de mudança de faixa e ultrapassagens

Se existir outra faixa mais à direita da faixa onde o veículo I se encontra, uma outra velocidade é calculada para essa faixa e levada em conta no processo decisório. Não existe nenhum tipo de distinção entre a faixa da esquerda e da direita, de forma que ultrapassagens podem ser realizadas pela direita, caso a velocidade possível de se desenvolver nessa faixa for maior que as velocidades nas outras faixas.

De forma a impedir que várias mudanças de faixa sejam realizadas num intervalo de tempo muito curto, o que seria um comportamento irreal, outra manobra só é permitida após transcorrido um certo tempo. O manual do INTEGRATION não fornece maiores detalhes sobre o valor desse tempo, mas menciona que, a princípio, ele é suficiente para que a manobra de ultrapassagem possa ser completada e uma nova ultrapassagem não seja imediatamente iniciada.

Para modelar o efeito da mudança de faixas na redução na capacidade, o simulador considera que durante a mudança de faixa, o veículo “ocupa” temporariamente as duas faixas de tráfego, como mostra a Figura 4.4.

4.3.3. Aceleração em Função do Desempenho

Certos eventos, como mudanças de faixa, ultrapassagens ou o aumento do espaçamento interveicular fazem com que a velocidade dos veículos aumente. A cada intervalo de tempo, a aceleração dos veículos é calculada de forma que a transição de velocidades possa ser realizada sem variações súbitas.

Figura 4.4: Efeito da ultrapassagem na redução da capacidade

Na maioria das situações, o espaçamento interveicular é suficiente para determinar a aceleração dos veículos. Em outras situações, como a de um veículo trafegando a baixa velocidade que se defronta com um espaçamento grande, a transição de velocidades não pode ser feita de forma instantânea, já que sua aceleração seria demasiadamente alta.

Nessas situações, admite-se que a aceleração é uma função linear da velocidade, como mostra a Figura 4.5. A aceleração é máxima (a_m) quando a velocidade $v = 0$, diminui com o aumento da velocidade e torna-se zero quando a velocidade máxima (v_m) é atingida.

Figura 4.5: Relação linear entre aceleração e velocidade

Os valores padrão para automóveis são $a_m = 2,0 \text{ m/s}^2$ e $V_m = 144 \text{ km/h}$. Outros veículos com capacidade de aceleração limitada (como os caminhões), podem ser modelados da mesma forma, considerando porém que a aceleração máxima é e_s vezes menor que a aceleração máxima padrão, sendo e_s o fator de equivalência entre os espaçamentos de um caminhão e de um automóvel já mencionado no item 4.3.1. A velocidade v_m inde-

pende do tipo de veículo.

4.4. Críticas ao Simulador

Das lógicas mencionadas, a lógica de aceleração mostra-se inadequada para a modelagem de caminhões, devido aos aspectos mencionados a seguir:

- a hipótese de que o espaço ocupado por um veículo e sua capacidade de aceleração sejam relacionadas não é necessariamente verdadeira, na medida em que um caminhão longo pode ter desempenho superior a um caminhão de menor comprimento;
- as velocidades máximas de automóveis e caminhões não são iguais, pois o desempenho de alguns tipos de caminhão pode ser inferior ao desempenho dos automóveis, mesmo num trecho plano;
- a relação que expressa a aceleração em função da velocidade pode não ser linear; e
- o modelo em questão não permite representar a desaceleração de caminhões em rampas ascendentes.

Em função das críticas, é preciso modificar o simulador de maneira que o desempenho de caminhões possa ser representado adequadamente. Os próximos dois capítulos discutem o desenvolvimento de um modelo de desempenho, que permite determinar a aceleração em função da velocidade, levando em consideração o efeito dos greides ascendentes. Este modelo de desempenho ainda permitirá que automóveis e caminhões tenham acelerações diferentes, mesmo em trechos planos, refletindo de forma mais realista o efeito da maior relação massa/potência dos caminhões em seu desempenho.

5. DESEMPENHO DE CAMINHÕES

O desempenho de caminhões em greides é um fator de grande importância no projeto geométrico e análise da capacidade e nível de serviço de rodovias. As pesquisas sobre o assunto iniciaram-se na década de 1940, sendo que os primeiros estudos de desempenho foram realizados pelo Bureau of Public Roads, nos Estados Unidos. Estes estudos tinham o propósito de determinar velocidades de equilíbrio em rampas [Saal, 1941] e o efeito do comprimento, da declividade e do peso dos veículos na velocidade dos caminhões em rampas [Taragin, 1945].

Como o propósito destas pesquisas pioneiras era fornecer subsídios para o projeto de implantação de faixas adicionais para veículos lentos, os estudos limitavam-se, a princípio, em obter o perfil de velocidades de automóveis e veículos em toda a extensão dos greides. Com isso, era possível determinar os locais onde o diferencial de velocidade entre automóveis e caminhões era significativo, indicando a necessidade de construção de faixa adicional para tráfego de caminhões.

O levantamento do perfil de velocidades consistia em seguir, em um automóvel, um caminhão selecionado aleatoriamente da corrente de tráfego [Dunn, 1955] ou um caminhão utilizado exclusivamente para o teste de desempenho [Schwender *et. al.*, 1957]. Os ocupantes do automóvel anotavam as velocidades dos veículos observados a intervalos de tempo e distância pré-definidos, ou nos instantes em que ocorriam trocas de marcha [Schwender *et. al.*, 1957].

Dada a ênfase em se verificar a redução de velocidade dos caminhões em função do comprimento das rampas, é prática comum desde os primeiros trabalhos que o desempenho de caminhões seja representado graficamente através de curvas que expressam a variação da velocidade em função da distância percorrida e da declividade da rampa. A Figura 5.1 mostra como exemplo as curvas do HCM, para um caminhão típico com relação massa/potência igual a 122 kg/kW (200 lb/hp).

A geração dessas curvas envolve o uso de métodos empíricos ou analíticos, validados em alguns casos através de testes de campo. Esses métodos são descritos e comentados a seguir.

Figura 5.1: Curvas de desempenho de um caminhão típico americano [TRB, 1997]

5.1. Métodos Empíricos

Os métodos empíricos consistem na elaboração de curvas de desempenho com dados obtidos pela simples monitorização de velocidades e distâncias percorridas por veículos em rampas de diferentes inclinações.

Wiley [1949] monitorou o desempenho de diversos caminhões, seguindo-os em rampas ascendentes com um automóvel. As curvas de cada veículo foram desenhadas em um gráfico como o da Figura 5.2. Embora existam variações nas velocidades iniciais, a variação da velocidade à medida que o veículo move-se no greide é praticamente constante para todos os veículos, pois a inclinação das retas é similar. Além disso, a velocidade dos caminhões tende, em greides longos ou se a velocidade de entrada no greide é baixa, a uma velocidade constante, que é a velocidade de equilíbrio. Portanto, é possível traçar uma sequência de retas, partindo de uma velocidade inicial, adotada pelo autor como sendo igual a 76 km/h (47 mph), até sua velocidade de equilíbrio. A partir daí traça-se outra reta, paralela ao eixo das distâncias, indicando a velocidade de equilíbrio.

Huff & Scrivner [1955] realizaram testes de aceleração e de desaceleração para um caminhão, com o propósito de validar um modelo analítico descrito no item.5.2.1. Nos testes de aceleração, o caminhão iniciava o movimento a partir do repouso, moven-

do-se em um greide ascendente ou descendente e, nos testes de desaceleração, o caminhão entrava em um greide ascendente com uma velocidade próxima a 76 km/h (47 mph). Foram coletados tempos de passagem do caminhão sobre tubos pneumáticos espaçados a uma distância de 33 m (100 pés) e as velocidades entre tubos consecutivos foram obtidas dividindo-se a distância percorrida pelo tempo gasto no trecho.

Figura 5.2: Método empírico de elaboração de curvas de desempenho [Willey, 1949]

Dado que a distância percorrida pelos veículos não era muito longa em função do número de tubos utilizados, foi necessário realizar vários testes de maneira a obter dados em toda a extensão das curvas. Em cada teste, o veículo entrava no greide com a velocidade próxima àquela em que ele estava quando passou pelo último tubo. Os testes para cada greide terminavam quando o caminhão atingia a velocidade de equilíbrio.

Hutton [1970] realizou testes para obter curvas de aceleração de caminhões em trechos planos. As velocidades e distâncias foram obtidas através do uso de um equipamento acoplado à traseira do caminhão, que consistia de uma roda de bicicleta interligada a um dispositivo constituído de um odômetro, um velocímetro e um cronômetro. Uma câmera tipo Super-8 foi utilizada para filmar os instrumentos, e os dados obtidos da filmagem permitiram assim a elaboração de curvas do tipo distância-velocidade e distância-tempo.

Schwender *et al.* [1957] desenvolveram um processo para determinação da equivalência veicular em pistas simples baseando-se no método de Walker. Para isso, foram determinadas as velocidades médias dos caminhões através de testes nos quais um

caminhão trafegava em trechos de uma rodovia com greides de diferentes magnitudes. As velocidades e respectivas distâncias eram anotadas no início de cada greide, em alguns pontos de controle, nos instantes de mudança de marcha e a cada intervalo de variação da velocidade em 5 mph. A massa do caminhão utilizado era aproximadamente 18 t (40.000 lb) e a relação massa/potência igual a 198 kg/kW (325 lb/hp).

Walton & Lee [1977] observaram veículos trafegando em greides, utilizando um veículo para seguir os caminhões e anotar velocidades e distâncias percorridas. A pesagem dos veículos foi feita com balanças portáteis, com os veículos em movimento. Os dados obtidos permitiram o ajuste de equações onde a velocidade é função de diversas variáveis, tais como comprimento e magnitude do greide; velocidade inicial; peso, comprimento, áreas frontal e lateral do veículo; experiência e idade do motorista; e idade do veículo. As equações foram utilizadas no desenvolvimento das curvas de desempenho e na determinação do comprimento crítico dos greides.

Kabbach [1992] descreve a realização de diversos testes de campo com caminhões em rampas ascendentes, na rodovia BR 277/PR, com o propósito de elaborar as curvas de desempenho que são utilizadas no método proposto pelo DNER [1979b] para implantação de terceiras faixas. Inicialmente foram obtidas curvas de desempenho para cada um dos veículos observados, subdividindo-as em segmentos, de forma que estes pudessem ser considerados como aproximadamente lineares. A curva final de desempenho para cada greide foi obtida ajustando-se manualmente para cada segmento retas de inclinação dada pela média das inclinações das retas de cada veículo observado.

5.1.1. Críticas aos Métodos Empíricos

As curvas obtidas por métodos empíricos têm aplicação limitada à configuração do caminhão para o qual elas foram desenvolvidas. De fato, as curvas obtidas dessa forma constituem medidas bastante agregadas do desempenho dos caminhões e não permitem uma análise mais detalhada de como a configuração ou modelo do caminhão afeta seu desempenho. Considerando-se que os parâmetros que influem no desempenho variam de um modelo de caminhão para outro, seria inviável em termos de custos e tempo realizar na prática testes de desempenho para cada configuração existente.

Deve-se também levar em conta que a evolução tecnológica dos veículos torna obsoletas as curvas obtidas através de métodos empíricos, criando a necessidade de se repetir o processo periodicamente, para que os dados disponíveis reflitam o desempenho real dos veículos.

A utilização direta das curvas de desempenho em um modelo de simulação im-

plica na entrada dos pares distância $\times$ velocidade para cada greide, processo extremamente trabalhoso e inviável do ponto de vista prático. Além disso, a precisão das curvas é limitada quando aplicada a trechos relativamente curtos (menos de 300 m). A existência de muitas curvas de aceleração na região inicial do gráfico (por ex., Figura 5.1) dificulta a leitura da velocidade no final do trecho percorrido.

O uso de modelos analíticos elimina os inconvenientes mencionados. Sua abordagem essencialmente microscópica torna-os bastante flexíveis na avaliação do efeito dos diversos parâmetros e configurações no desempenho dos caminhões. Tal flexibilidade diz respeito à possibilidade de uso direto de equações para o cálculo das velocidades em função da distância percorrida, bem como das curvas de desempenho, que nesse caso seriam um sub-produto do modelo analítico e não mais a ferramenta principal utilizada na análise.

Embora os modelos empíricos sejam inadequados para a análise do desempenho veicular, as técnicas utilizadas para obter as curvas de desempenho podem, eventualmente, ser utilizadas na validação de curvas obtidas analiticamente.

5.2. Modelos Analíticos

Os modelos analíticos representam a maioria dos modelos de desempenho encontrados na literatura. Todos fundamentam-se, a princípio, na segunda lei de Newton, que estabelece que a resultante das forças aplicada a um corpo é igual à massa m desse corpo multiplicada por sua aceleração α . O veículo acelera caso a resultante das forças é positiva ou desacelera caso ela seja negativa. Quando as forças se igualam, o veículo passa a trafegar com uma velocidade constante, denominada velocidade de equilíbrio. Um esquema representativo das forças atuantes em um veículo em movimento pode ser visualizado na Figura 5.3.

Figura 5.3: Diagrama de forças atuantes em um veículo em movimento

A força tratora F , ou seja, a força que impulsiona o veículo, é função da potên-

cia do motor do caminhão, que é transformada em torque transmitido através da árvore de transmissão ao eixo motriz. Esse eixo, ao girar, faz com que os pneus das rodas motrizes entrem em atrito com o pavimento, gerando a força F que move o veículo. Essa força é limitada por uma força F_{max} que é função do atrito entre os pneu e o pavimento. Caso $F > F_{max}$, as rodas motrizes “patinam”, impedindo que a força tratora seja efetivamente utilizada e que o veículo mova-se.

A força de resistência, oposta à força de tração, pode ser dividida em três parcelas. As duas primeiras compõem a resistência denominada básica, que existe sempre que o veículo encontra-se em movimento:

- *resistência de rolamento R_r* : os principais fatores que geram a resistência de rolamento são a deformação elástica do pneu em contato com o pavimento, a penetração do pneu no solo, o escorregamento parcial do pneu nas direções longitudinal e transversal e o arrasto ocasionado pela circulação do ar dentro e fora do pneu.
- *resistência aerodinâmica R_a* : resistência provocada pelo arrasto ou atrito do ar com a superfície do veículo quando este encontra-se em movimento.

A terceira parcela, a *resistência de greide R_g* , é a componente do peso W na direção paralela ao pavimento; ela somente existe em locais onde a inclinação da rampa é diferente de zero, sendo, portanto, uma resistência propriamente dita somente em greides ascendentes. Em greides descendentes, a componente do peso W tem mesmo sentido que a força F e auxilia o movimento do veículo.

A literatura pesquisada mostra diversas variações no método de cálculo do desempenho, no que diz respeito às hipóteses adotadas e ao número de fatores incluídos no modelo. Nos itens seguintes, será feita uma análise crítica visando identificar quais deles devem ser incluídos no modelo de desempenho proposto nesse trabalho.

5.2.1. Determinação Empírica × Analítica das Forças

Os primeiros modelos analíticos desenvolvidos faziam uso de algumas informações obtidas empiricamente e, por isso mesmo esses modelos eram em geral menos detalhados. No modelo desenvolvido por Taragin [1945], a força tratora é obtida de curvas empíricas e a resistência básica é tabelada para diferentes valores de velocidade. Não é feita distinção alguma entre a resistência aerodinâmica e de rolamento, que são agregadas em um único termo.

Huff & Scrivner [1955] e IPR [1977] utilizaram pares de acelerações e velocidades, obtidos de forma empírica em um trecho plano, e ajustaram retas a esses pontos,

em diferentes intervalos de velocidade, de forma que a aceleração a fosse expressa por uma função linear da velocidade v :

$$a = \alpha_i + \beta_i v, \quad v_{i-1} \leq v \leq v_i \quad (5.1)$$

sendo α_i e β_i os coeficientes de cada reta, no intervalo definido por v_{i-1} e v_i , como mostra a Figura 5.4. O inconveniente deste método é que os intervalos devem ser definidos arbitrariamente.

Figura 5.4: Representação da curva velocidade $\times$ aceleração por segmentos de reta

Na maioria dos modelos encontrados na literatura, principalmente os mais recentes [Olson *et al.*, 1984; Archilla & de Cieza, 1996; Alaix *et al.*, 1997; entre outros], o cálculo da força é função da potência do motor, enquanto que as resistências são calculadas a partir de coeficientes obtidos empiricamente [Smith, 1970; St. John & Kobett, 1978]. Os resultados desses modelos são expressos de forma bem mais desagregada do que nos modelos desenvolvidos por Taragin [1945] e Huff & Scrivner [1955], permitindo assim uma análise mais detalhada dos diversos fatores que influem no desempenho. Além disso, o cálculo analítico da força tratora e das resistências elimina a necessidade de se conhecer a priori a curva velocidade $\times$ aceleração.

A determinação analítica das forças será adotada no desenvolvimento do modelo de desempenho nesta pesquisa, por ser mais simples do que a determinação empírica da curva velocidade $\times$ aceleração.

5.2.2. Método de Determinação da Resistência Básica

A princípio, modelos como o de Firey & Peterson [1962] consideravam que a resistência básica é constante para todos os valores de velocidade, enquanto que Huff & Scrivner [1955] admitem que tanto a força tratora, como a resistência básica são funções lineares

em pequenos intervalos de velocidade (Figura 5.4).

Entretanto, existem indícios que refutam a hipótese de que a resistência é constante ou varia linearmente com a velocidade. Smith [1970] descreve a realização de testes com caminhões trafegando totalmente desengatados (“coasting tests”). O resultado dos testes é uma curva tempo $\times$ velocidade, e a aceleração α pode ser determinada através da inclinação da curva em diferentes intervalos de tempo Δt :

$$\alpha = \frac{\Delta v}{\Delta t} \quad (5.2)$$

sendo Δv o intervalo de velocidade correspondente. A aceleração pode então ser relacionada à resistência básica ($R_a + R_r$) através da equação:

$$\alpha \frac{W}{g} = R_a + R_r = \alpha V^2 + \beta V + \gamma \quad (5.3)$$

na qual α , β e γ são coeficientes de uma equação quadrática. Segundo Smith [1970], o termo quadrático da equação (5.3) expressa a parcela da desaceleração referente à resistência aerodinâmica, e o termo linear e o termo constante representam a parcela referente à resistência de rolamento.

Deve-se mencionar ainda que a maioria dos modelos existentes, bem como a determinação dos coeficientes aerodinâmico e de rolamento (tais como os do método da SAE [1996]), baseiam-se na hipótese de que a resistência aerodinâmica varia proporcionalmente ao quadrado da velocidade. Portanto, esta hipótese também será adotada no cálculo da resistência no modelo de desempenho proposto.

5.2.3. Método de Determinação da Força Tratora

Existem, basicamente, três formas de determinação analítica da força tratora: utilizando modelos simplificados, completos ou modelos que incorporam aspectos dos dois primeiros, denominados aqui, por conveniência, de intermediários.

Nos modelos simplificados, admite-se que potência gerada pelo motor é constante e independente da velocidade do veículo e da rotação do motor. A curva de força tratora em função da velocidade é contínua, como pode ser visto na Figura 5.5. Os modelos simplificados constituem a maioria dos modelos encontrados na literatura, e foram utilizados em trabalhos de Silveira [1974] e Archilla & de Cieza [1996], entre outros.

Modelos completos são aqueles em que considera-se toda a curva de potência, com valores variando em função da rotação do motor. O cálculo da força tratora depen-

de, além da potência, da marcha utilizada e das rotações do motor nas quais as trocas de marcha são feitas. A curva velocidade $\times$ força é, nesse caso, descontínua, conforme mostra a Figura 5.5b. Cada curva refere-se a uma única marcha do caminhão. O modelo completo foi utilizado, por exemplo, por Firey e Peterson [1962]; Smith [1970]; e St. John & Kobett [1978].

Figura 5.5: Diferença entre modelos de desempenho

Khan *et al.* [1990] utilizam, por sua vez, um modelo intermediário. Os autores inicialmente calculam a força tratora para diversos valores de velocidade, como em um modelo completo. Os pares força-velocidade obtidos são utilizados então no ajuste de um polinômio, obtendo-se uma curva contínua, semelhante à do modelo simplificado. A partir daí, o procedimento de cálculo é o mesmo que o utilizado no modelo simplificado, com a vantagem adicional de que as reduções de marcha e a rotação do motor são incorporadas ao modelo, ainda que indiretamente.

O uso de modelos do tipo simplificado ou do tipo intermediário pode, eventualmente, produzir resultados que diferem dos obtidos pelo uso de um modelo completo, pois desconsidera-se a variação da potência em função da rotação do motor. O uso da potência nominal máxima do motor pode superestimar o desempenho do veículo, já que, em regime normal, não se utiliza a potência máxima durante todo o tempo.

Um número limitado de simulações realizadas por Demarchi [1998] mostra, entretanto, que o desempenho do veículo obtido pelo uso dos modelos simplificados é similar ao obtido no modelo completo, para caminhões com motor cuja curva de potência é plana em rotações mais altas. Como o motor trabalha durante a maior parte do tempo em rotações altas (exceto quando entra em movimento), e muitos motores atuais possuem curvas de potência planas ou praticamente planas para rotações altas, pode-se considerar que o uso da potência constante representa uma boa aproximação da realidade e

torna a modelagem do desempenho de caminhões mais simples.

O uso de uma potência que varia em função da rotação do motor requer o conhecimento de como trocas de marchas são realizadas, o que pode ser feito de inúmeras maneiras (veja item 5.2.5.). Percebe-se que o uso de um modelo mais sofisticado exigiria a adoção de outras hipóteses a respeito de trocas de marchas, que infelizmente dependeriam da coleta de uma quantidade maior de dados, além dos obtidos nesta pesquisa. O modelo mais completo, sem os dados que o validem, não seria mais confiável do que o modelo simplificado. Em função do exposto, o modelo a ser desenvolvido será baseado na hipótese de que a potência do motor é constante.

5.2.4. Porcentagem da Potência Utilizada

O uso da potência nominal do motor na determinação do desempenho implica que toda a potência disponível é utilizada da forma mais eficiente possível na movimentação do veículo e, conseqüentemente, a aceleração é a máxima possível durante todo o percurso. Entretanto, veículos de desempenho superior, como automóveis e caminhões mais leves, podem eventualmente não utilizar toda a potência disponível para se manter em uma velocidade desejada, menor que a máxima possível.

É evidente que este aspecto é praticamente impossível de ser modelado, pois envolve a consideração de uma série de fatores ligados ao motorista, ao veículo e à geometria da via, fatores que variam significativamente e interagem entre si, criando uma infinidade de cenários diferentes.

Entretanto, devido à limitação de potência que a maioria dos caminhões encontra em um greide, é bem provável que, nesses casos, toda ou quase toda potência disponível seja utilizada. Dessa forma, pode-se supor, que a velocidade de caminhões seria função, em greides, principalmente das limitações de desempenho, enquanto que a velocidade dos automóveis seria afetada apenas pela proximidade interveicular, ou seja, pela relação $\text{fluxo} \times \text{velocidade da via}$.

5.2.5. Troca de Marchas

A troca de marchas é um processo que depende das condições operacionais e principalmente do tipo de transmissão utilizada. Durante esse processo, o caminhão trafega desengatado e, dependendo do intervalo de tempo necessário para a troca, é possível que ocorra uma redução na velocidade, já que somente as resistências ao movimento estão atuando sobre o veículo.

O processo de troca de marchas é bastante difícil de ser modelado, pois envolve

a adoção de hipóteses sobre o tempo de mudança de marchas, a rotação do motor na qual ocorre a mudança e ainda quais critérios utilizados pelo motorista para decidir trocar marchas ou não.

Certos estudos [Smith, 1970; St. John e Kobett, 1978] destacam a importância do tempo de troca de marcha na previsão do desempenho de caminhões. Os trabalhos mais recentes [Archilla & de Cieza, 1996] desprezam esse efeito, supondo que a evolução tecnológica das transmissões podem reduzir de forma significativa o tempo de troca de marchas.

Na falta de dados ou informações a respeito de como as trocas de marcha são feitas, tal aspecto não será considerado no desenvolvimento do modelo.

5.2.6. Inércia das Partes Giratórias

É comum que alguns modelos do tipo completo considerem no cálculo da aceleração de um caminhão o efeito da inércia rotacional das partes giratórias, tais como motor e rodas, ao passo que a inércia das engrenagens das marchas e da árvore de transmissão é relativamente pequena e pode ser ignorada [Smith, 1970].

St. John e Kobett [1978] ressaltam a importância em se considerar tal aspecto, principalmente nas marchas numericamente menores, ou seja, de maior redução, pois o efeito da inércia é proporcional ao quadrado do valor da redução total da marcha, como pode ser visto na equação:

$$m_e = m + \frac{a_g}{r^2} (I_e g_t^2 + I_p) \quad (5.4)$$

em que:

m_e : massa dinâmica ou equivalente;

m : massa estática;

a_g : aceleração da gravidade;

r : raio da roda;

g_t : redução total da marcha;

I_e : inércia do motor;

I_p : inércia de todas as rodas do caminhão.

O cálculo da aceleração deve fazer uso da massa equivalente m_e ao invés da massa m . Definindo o fator de massa como a razão entre a massa equivalente m_e e a massa estática m , e tomando como exemplo os dados de um caminhão encontrados no tra-

balho de Olson *et al.* [1984], verifica-se que o fator de massa assume valores próximos a 2,00, fazendo com que a aceleração calculada com a inclusão do efeito da inércia seja quase a metade daquela que seria obtida se o efeito fosse desprezado. Para um caminhão com relação massa/potência igual a 182 kg/kW (300 lb/hp), o fator de massa assume valores entre 1,92 para a marcha de maior redução (1ª) e 1,03 para a marcha de menor redução (no caso, a 9ª), como pode ser visto na Figura 5.6.

Figura 5.6: Variação do fator de massa em função da marcha (elaborado a partir de dados de Olson *et al.* [1984])

A Figura 5.7 mostra curvas de velocidade $\times$ aceleração para um caminhão trafegando em um greide ascendente de 3%. As curvas foram elaboradas com o uso de um simulador [Demarchi, 1998] que permite modelar a troca de marchas e a inclusão ou não do efeito da inércia, e as características do caminhão simulado foram obtidas também da publicação de Olson *et al.* [1984]. Pode-se verificar que a aceleração é superestimada quando não se considera o efeito da inércia, principalmente quando o veículo utiliza marchas de maior redução para acelerar e aumentar sua velocidade.

Figura 5.7: Efeito da inércia na curva velocidade $\times$ aceleração

Entretanto, o efeito da inércia na curva distância $\times$ velocidade é pouco significativo, como pode ser visto nas curvas de aceleração elaboradas com e sem o efeito da inércia (Figura 5.8). Como as marchas de maior redução, nas quais a influência da inércia é maior, são utilizadas por um tempo pequeno, as curvas obtidas são semelhantes, sendo que as velocidades são ligeiramente superestimadas quando o efeito da inércia é desprezado.

Figura 5.8: Efeito da inércia na curva de aceleração

As curvas de desaceleração elaboradas com e sem o efeito de inércia, mostradas na Figura 5.9, fornecem resultados semelhantes, sendo que a não consideração do efeito da inércia subestima ligeiramente as velocidades. Deve-se mencionar que os intervalos de distância e velocidade mostrados nas Figuras 5.8 e 5.9 ilustram as maiores diferenças entre as curvas obtidas pela inclusão ou não do efeito da inércia nas simulações. As diferenças para distâncias superiores às mostradas nas duas figuras são ainda menores.

Figura 5.9: Efeito da inércia na curva de desaceleração

A conclusão que pode ser tirada a partir das Figuras 5.8 e 5.9 é que não é necessário considerar o efeito da inércia no modelo de desempenho para situações onde o segmento de rodovia não é muito curto. Porém, caso fosse desejado modelar, por exemplo, a manobra de cruzamento de um caminhão em uma interseção, seria desejável incluir o efeito da inércia nos cálculos, dado que a distância percorrida é pequena e erro causado por não se considerar o efeito da inércia seria proporcionalmente maior.

Como pretende-se simular somente a desaceleração de veículos em greides relativamente longos, o efeito da inércia não será incorporado no modelo de desempenho.

5.2.7. Efeito das Curvas Verticais no Cálculo da Resistência de Greide

Alguns modelos procuram reproduzir também o efeito das curvas verticais no cálculo da resistência de greide, já que em uma curva vertical a magnitude do greide muda com a distância percorrida. Uma forma aproximada de modelar tal aspecto é considerar que a magnitude do greide no trecho em curva é constante, dada pela média da magnitude dos greides anterior e posterior à curva [Leisch, 1974].

Uma maneira mais detalhada de cálculo consiste em calcular a magnitude do greide para pequenos trechos da curva, através de relações trigonométricas, supondo nesse caso que a curva vertical é circular [Firey & Peterson, 1962].

Outra forma de se modelar o efeito da mudança do greide no desenvolvimento da curva vertical é dividi-la em vários segmentos lineares com inclinações cujos valores variem entre as magnitudes dos greides a montante e a jusante da curva vertical. Este método poderia ser empregado em simulação, sendo que o comprimento e a magnitude de cada segmento linear, utilizado para representar a curva vertical, poderiam ser determinados a priori e utilizados em um arquivo de entrada do simulador, ou calculados automaticamente pelo simulador, bastando para isso que somente as inclinações das rampas e o raio da curva vertical fossem fornecidos como parâmetros de entrada.

Nesta pesquisa, o cenário a ser simulado consiste em um trecho composto por dois trechos planos intercalados por um greide de magnitude i (Figura 5.10), sendo que somente as densidades e fluxos no trecho intermediário serão utilizados na determinação dos fatores de equivalência. Como os fatores de equivalência serão calculados para greides de magnitude constante, pode-se desprezar a variação da magnitude do greide na curva vertical, supondo que o perfil vertical é composto somente por retas.

Figura 5.10: Perfil geométrico da simulação

5.3. Desenvolvimento do Modelo

A Tabela 5.1 apresenta um resumo dos aspectos discutidos anteriormente, mostrando quais aspectos serão explicitamente representados pelo modelo de desempenho, e quais as hipóteses adotadas na modelagem de cada aspecto.

Tabela 5.1: Aspectos do modelo de simulação

• Forças tratora e de resistência	calculadas por equações
• Resistência	dividida em três termos, expressa por uma função do segundo grau
• Potência do motor	constante para qualquer velocidade
• Porcentagem da potência utilizada	sempre a máxima possível
• Troca de marchas	não considerada
• Inércia das partes giratórias	não considerada
• Efeito da curvatura no cálculo da resistência de greide	não considerado
• Escolha do motorista	não considerada

O próximo capítulo descreve o desenvolvimento do modelo de desempenho e a obtenção dos parâmetros utilizados na sua calibração.

6. MODELO DE DESEMPENHO

Este capítulo inicia-se com a descrição detalhada do novo modelo de desempenho implementado no simulador INTEGRATION. Em seguida, faz-se a descrição do procedimento empregado na coleta de dados. Em função da análise dos dados obtidos, são definidas as categorias veiculares mais representativas da amostra e, para cada categoria, são definidos os parâmetros utilizados no modelo de desempenho.

6.1. Formulação Básica do Modelo

As equações componentes do modelo de desempenho implementado no INTEGRATION são, em sua maioria, aquelas propostas no método J2188 da SAE [1996]. Os coeficientes utilizados no modelo foram transformados, quando necessário, de forma a incluir a conversão de unidades para o sistema métrico.

A Figura 6.1 representa o esquema das forças atuantes em um veículo em movimento e mostra como as forças são obtidas. Cada equação apresentada na figura é descrita a seguir.

Figura 6.1: Diagrama de forças que atuam em um veículo em movimento numa rampa

A força tratora F_t , responsável pela aceleração ou desaceleração do veículo, é dada pela equação:

$$F_t = 3600 \eta \frac{P}{V} \quad (6.1)$$

sendo F_t : força tratora (N);
 P : potência do motor (kW);
 V : velocidade (km/h); e
 η : coeficiente de eficiência da transmissão.

Entretanto, em função do atrito na interface pneu-pavimento, existe uma força motriz máxima que pode ser efetivamente utilizada na movimentação do veículo, sem que ocorra derrapagem dos pneus:

$$F_{max} = W_{ta}\mu \quad (6.2)$$

em que F_{max} : força tratora máxima (N);
 W_{ta} : peso do veículo que atua sobre o eixo trator (N); e
 μ : coeficiente estático de atrito pneu-pavimento.

Esse limite é atingido em situações onde a velocidade é baixa, o veículo está em um greide, ou a superfície do pavimento tem um valor de μ muito baixo.

A força tratora F efetivamente utilizada na movimentação do veículo é dada por:

$$F = \min(F_t, F_{max}) \quad (6.3)$$

A resistência ao movimento R é dividida em três componentes (vide Figura 6.1): de rolamento, aerodinâmica e de rampa. A resistência de rolamento é calculada por:

$$R_r = C_r(C_2V + C_3) \frac{W}{1000} \quad (6.4)$$

em que R_r : resistência de rolamento (N);
 C_r : coeficiente de rolamento, função do tipo de pavimento;
 C_2, C_3 : coeficientes para tipo de pneu; e
 W : peso do veículo (N);

A resistência aerodinâmica, gerada pelo deslocamento do ar em função do movimento do veículo, é calculada pela equação:

$$R_a = C_1 C_d C_h A V^2 \quad (6.5)$$

sendo R_a : resistência aerodinâmica (N);
 C_1 : coeficiente que inclui a densidade do ar ao nível do mar e fatores de conversão de unidades ($C_1 = 0,047285$);
 C_d : coeficiente de atrito aerodinâmico;

A : área frontal do veículo (m^2); e

C_h : coeficiente de correção devido à altitude.

O coeficiente C_h pode ser calculado pela fórmula de Watanada [1987]:

$$C_h = (1 - 2,26 \times 10^{-5} H)^{4,255} \quad (6.6)$$

na qual H : altitude do local (m).

A resistência de rampa é função da componente do peso paralela ao plano da rampa quando o veículo movimenta-se em uma rampa ascendente ou descendente, expressa por:

$$R_g = Wi \quad (6.7)$$

na qual R_g : resistência de rampa (N);

i : magnitude do greide (%/100)

A resistência total ao movimento R corresponde à soma das resistências calculadas através das equações (6.4), (6.5) e (6.7):

$$R = R_a + R_r + R_g \quad (6.8)$$

A aceleração do veículo é dada por:

$$\alpha = \frac{F - R}{m} \quad (6.9)$$

sendo α : aceleração (m/s^2);

m : massa do veículo (kg).

6.2. Coleta de Dados

Como a massa bruta total do caminhão e a potência do motor são, dentre todos os parâmetros utilizados no modelo de desempenho, os que mais influem nos resultados, é desejável que as informações obtidas sobre estes parâmetros sejam tão precisas quanto possível. Uma coleta de dados em uma balança rodoviária permite obter tanto a distribuição das massas dos caminhões como a composição veicular provável nas rodovias. A partir dos modelos e marcas observados na passagem dos caminhões pela balança, é possível obter, de catálogos de fabricantes e publicações especializadas, as potências nominais dos veículos, e determinar assim a relação massa/potência.

6.2.1. Massa Veicular

A massa dos caminhões foi obtida da pesagem nas balanças rodoviárias dos quilômetros

58 e 110 da rodovia Anhanguera (SP 330). Os dados foram obtidos das listagens impressas pelo equipamento de controle da balança, no dia 21/10/97 e no período de 6/12/1998 a 8/12/1998, totalizando 6.765 observações.

Da listagem emitida pela balança, cujo exemplo é mostrado na Tabela 6.1, são obtidas as massas por eixo, massa total e um código destinado a classificar o caminhão. Esse código, definido pela empresa operadora da balança, é função do modelo de caminhão.

Tabela 6.1: Exemplo de listagem da balança

Núm	horário	Código	Peso por Eixo (kg)					Peso Total (kg)
			1	2	3	4	5	
254	16:58	172	4.160	4.740	7.370	—	—	16.270
255	16:58	172	5.210	11.380*	25.770	—	—	42.360
256	17:00	172	5.020	8.980	24.410	—	—	38.410
257	17:00	69	5.710	17.340	—	—	—	23.050
258	17:01	56	3.470	13.970	—	—	—	17.440
259	17:02	65	3.960	17.710	—	—	—	21.670
260	17:02	172	5.160	9.880	25.020	—	—	40.060
261	17:03	51	4.590	24.800*	—	—	—	29.390*
262	17:04	34	4.130	4.900	—	—	—	9.030
263	17:04	56	4.330	12.210	—	—	—	16.540

A massa por eixo corresponde à massa de um eixo isolado ou de um grupo de eixos que pode ser pesado simultaneamente, o que depende da disposição e do espaçamento entre eixos do caminhão (ver tabela 2.3). A balança é construída de tal forma que somente eixos espaçados por uma distância menor que 2,40 m podem ser pesados ao mesmo tempo e, portanto, considerados como um grupo de eixos.

Um caminhão de código 65, por exemplo, é um caminhão rígido com 2 grupos de eixos – um eixo na frente e dois eixos em tandem atrás. Um caminhão de código 172 é um veículo articulado com 3 grupos de eixo – um eixo dianteiro e um traseiro para o cavalo, mais um grupo de três eixos no semi-reboque.

Para identificar sobrecarga são impressos asteriscos ao lado do peso total do caminhão ou ao lado dos pesos por conjunto de eixos pesados simultaneamente. Na época em que os dados foram coletados, considerava-se que existia sobrecarga quando o peso medido ultrapassava os limites definidos pela resolução 12/98 do CONTRAN [1998a], mais uma tolerância de 5%. Desde 31/08/1999, a resolução 102/99 do CONTRAN [1999] aumentou a tolerância no peso medido por conjunto de eixos de 5% para 7,5%.

6.2.2. Potência Nominal

O modelo de desempenho utiliza a potência nominal do motor, obtida de catálogos e publicações dos principais fabricantes de caminhões no Brasil (Mercedes-Benz, Scania, General Motors) ou de publicações especializadas no assunto [AutoData, 1997; 1998]. As potências de caminhões mais antigos, não mais fabricados, foram obtidas de outros estudos [Silveira, 1974; Kabbach, 1992].

6.2.3. Relação Massa/Potência

O código dado ao caminhão quando ele passa pela balança permite identificar o número de eixos e se o veículo é articulado ou não, mas não permite que a potência do motor do veículo seja identificada. Para estimar a relação massa/potência, é necessário saber qual a potência que corresponde a cada um dos códigos definidos pela operadora da balança. Em termos práticos, é preciso associar cada um dos códigos a um modelo e marca de caminhão que seja representativo do código.

Essa associação dos códigos aos modelos foi feita observando-se o modelo e a marca de 1.138 caminhões na balança rodoviária durante dois dias, em períodos de aproximadamente 4 horas cada. Os modelos observados foram associados aos códigos de identificação de forma que fosse possível determinar a relação massa/potência para todos os 6.765 veículos da amostra.

Na maioria dos casos, foi observado que um único modelo de caminhão correspondia a cada código. Nesses casos, considerou-se que esse modelo seria representativo de todos os caminhões com o mesmo código. Nos casos em que mais de um modelo de caminhão tinham o mesmo código, a potência do motor foi calculada como sendo a média das potências dos diferentes modelos, ponderada pela quantidade de cada um deles.

Quando nenhum modelo foi observado para um determinado código, utilizou-se a potência dos caminhões de código imediatamente superior ou inferior, pois os códigos de identificação são atribuídos de forma crescente com a massa do veículo. Assim, caminhões cujos códigos são numericamente próximos possuem massa similar, sugerindo ainda que eles são equipados com motores cuja potência é semelhante. Julga-se que o erro cometido nessa suposição seja insignificante, dado que o modelo do caminhão teve que ser estimado, a partir desta suposição, apenas para 23 caminhões, ou seja, 0,3% da amostra.

6.3. Resultados do Levantamento de Dados

Os dados obtidos foram analisados em função de três aspectos distintos: a composição

veicular do tráfego de caminhões observada nas balanças, a distribuição acumulada da massa dos caminhões e a distribuição acumulada da relação massa/potência.

6.3.1. Composição Veicular

A Figura 6.2 mostra as configurações típicas de caminhões obtidas das listagens. A nomenclatura proposta baseia-se no número de eixos em cada grupo de eixos isolados e na existência ou não de articulação, indicada pelo sinal “+”. Por exemplo, um caminhão do tipo “12” é um veículo sem articulação (rígido), com um eixo dianteiro e dois traseiros em tandem; um caminhão do tipo “12+3” é um caminhão articulado, cujo cavalo possui um eixo dianteiro e dois traseiros, e o semi-reboque possui um grupo de 3 eixos.

A Figura 6.2 mostra ainda a porcentagem de cada uma delas na amostra coletada. Do total, 66,3% são rígidos e 33,7% são articulados. Do total, quase metade (48,6%) são caminhões rígidos de 3 eixos. Caminhões cuja composição percentual obtida foi menor que 0,5% foram englobados na categoria “outros” e incluem configurações pouco utilizadas, tais como veículos do tipo caminhão + reboque (“12+11”, “11+12” e “12+12”) e algumas configurações de semi-reboques (“12+2”) diferentes das apresentadas na Figura 6.2.

Nomenclatura	Configuração típica	Porcentagem
11		17,7 %
12		48,6 %
11+1		0,5 %
11+2		4,1 %
11+3		24,8 %
12+3		3,2 %
11+111		0,8%
Outros	—	0,3%

Figura 6.2: Tipos de caminhões observados

A elaboração das curvas de distribuição acumulada da massa e da relação mas-

sa/potência, descrita a seguir, baseia-se em 6.744 observações, tendo sido desprezados os caminhões classificados como “outros”.

6.3.2. Distribuição Acumulada da Massa Bruta Total

A Figura 6.3 mostra a distribuição acumulada de massas das configurações apresentadas na Figura 6.2. Pode-se notar que existe uma variação significativa no valor da massa, em função da diversidade de cargas transportadas e do nível de carregamento dos caminhões. Apenas 0,3% dos caminhões rígidos do tipo “11” têm massa maior que o limite legal de 16 t, estabelecido pelo CONTRAN [1998a], e que 1,1% dos caminhões tipo “12” possuem uma massa que ultrapassa o limite legal de 23 t.

Figura 6.3: Distribuição acumulada de massas

A variação das massas dos veículos articulados reflete, da mesma forma, a diversidade de tipos de carga transportados por esses veículos, com exceção dos caminhões do tipo “11+111”, com carroceria do tipo tanque, utilizadas exclusivamente para o transporte de cargas líquidas, tais como combustíveis, suco de laranja ou produtos químicos.

Nenhum dos caminhões “11+1”, “11+2” têm massa bruta total que ultrapassa o limite legal de 45 t, definido para veículos articulados pelo CONTRAN [1998a]. Esses veículos são normalmente utilizados para o transporte de cargas volumétricas, o que explica o motivo das massas não terem valor tão elevado.

Verifica-se que os caminhões articulados com maior número de eixos procuram fazer uso mais efetivo da capacidade total de carga disponível, demonstrado pela inclina-

ção mais acentuada das curvas dos caminhões “11+3”, “12+3” e “11+111” a partir do 40º percentil. Apesar disso, somente 0,1 % dos caminhões do tipo “11+3” possuem massa bruta total maior que o limite legal de 45 t.

Por outro lado, caminhões dos tipos “12+3” e “11+111” fazem uso em larga escala da tolerância de 5% na massa acima do limite legal de 45 t. Embora somente 0,5% dos caminhões “12+3” e 3,8% dos caminhões “11+111” possuam massa acima do limite legal + tolerância, observa-se que quase 47% de caminhões “12+3” e pouco mais de 67% de caminhões do tipo “11+111” seriam considerados sobrecarregados, caso a tolerância de 5% não fosse levada em conta.

Desprezando os veículos vazios ou excessivamente carregados, a Tabela 6.2 mostra a variação das massas, correspondente ao intervalo entre as massas relativas às frequências acumuladas correspondentes ao 15º e ao 85º percentis (m_{15} e m_{85} , respectivamente).

Tabela 6.2: Variação da massa bruta total dos caminhões

Configuração	Massa (kg)		
	m_{15}	m_{85}	$m_{85} - m_{15}$
11	4.510	10.469	5.959
12	11.080	21.850	10.770
11+1	12.654	19.535	6.881
11+2	16.273	28.029	11.756
11+3	28.414	41.542	13.128
12+3	33.028	46.482	13.454
11+111	41.858	46.554	4.696

6.3.3. Distribuição Acumulada da Massa/Potência

A relação massa/potência dos caminhões de mesma configuração, porém códigos diferentes, varia de forma aleatória, sem que seja verificada a existência de alguma diferença. Assim, pode-se admitir que veículos de mesma configuração fazem parte de uma mesma população e que a variação nos valores de massa/potência deve-se apenas ao nível de carregamento dos veículos e ao tipo de carga transportada.

A Tabela 6.4 mostra a distribuição acumulada da relação massa/potência de caminhões rígidos e articulados. Observa-se que caminhões “11” e “12” possuem distribuições de massa/potência nitidamente distintas. De fato, a distribuição de caminhões do tipo “12” é mais próxima à distribuição dos caminhões articulados.

Caminhões articulados de tipos “11+1” e “11+2” têm as maiores variações dentre os articulados, mas deve-se lembrar que a quantidade de caminhões analisados –

especialmente os do tipo “11+1” – é relativamente pequena, se comparada às outras categorias.

As distribuições de massa/potência dos caminhões articulados de tipo “11+3”, “12+3” e “11+111”, por outro lado, são bem mais concentradas, especialmente a partir do 40º percentil, mostrando novamente que, na maior parte das vezes, ocorre o uso efetivo da capacidade total de carga.

Figura 6.4: Distribuição acumulada da relação massa/potência

A Tabela 6.3 mostra a variação da relação massa/potência. Os extremos do intervalo de variação são m/P_{15} e m/P_{85} , ou seja, as relações massa/potência que correspondem ao 15º e ao 85º percentis, respectivamente.

Tabela 6.3: Variação da relação massa/potência

Categoria	Relação massa/potência (kg/kW)		
	m/P_{15}	m/P_{85}	$m/P_{85} - m/P_{15}$
11	58	101	43
12	103	197	94
11+1	65	172	107
11+2	75	138	63
11+3	118	172	54
12+3	131	185	54
11+111	157	175	18

6.4. Comparação da Relação Massa/Potência de Caminhões Paulistas e Americanos

A Figura 6.5 compara as curvas de distribuição acumulada dos caminhões americanos

[St. John, 1979; Messer, 1983] à curva de distribuição acumulada contendo os caminhões de todas as categorias que passaram pela balança da rodovia SP 330. Observa-se nitidamente a diferença entre as curvas, mostrando que os caminhões paulistas têm relação massa/potência maior do que os caminhões americanos. Os valores correspondentes ao 50º e ao 85º percentis são, respectivamente, iguais a 146 e 189 kg/kW.

Figura 6.5: Comparação de curvas de distribuição massa/potência de caminhões paulistas e americanos

A Figura 6.5 também mostra a faixa de variação da relação massa/potência média, considerada pelo HCM como típica das rodovias do tipo “freeway” e “multilane highways”. Nota-se que mais de 70% dos caminhões observados teriam uma relação massa/potência maior do que a faixa de variação estipulada pelo HCM. Observa-se também que aproximadamente 60% dos caminhões paulistas têm relação massa/potência maior que 122 kg/kW, correspondente caminhão utilizado pelo HCM para elaboração de suas curvas de desempenho. Segundo o manual, este valor representaria os caminhões de desempenho mais baixo, dentre todos os caminhões americanos.

6.5. Definição das Categorias Simuladas

A Figura 6.4 mostra que algumas categorias de caminhão possuem curvas de distribuição da massa/potência relativamente semelhantes. Como curvas similares são um bom indício de que o desempenho seja semelhante, é possível agrupar algumas categorias veiculares em uma única categoria. Com um número menor de categorias, é possível reduzir o número de simulações necessárias para representar as variações na composição da frota.

Para os propósitos de simulação, deve-se levar em conta que o comprimento do caminhão influi na porcentagem de capacidade da rodovia que é utilizada pelos caminhões. Portanto, os caminhões devem, inicialmente, ser classificados em dois grupos distintos, ou seja, caminhões rígidos e articulados.

O próximo passo é classificar os veículos dos dois grupos em sub-grupos ou categorias, a partir da comparação das curvas de distribuição de massa/potência. Caminhões do tipo “11” e “12” não devem ser agrupados, pois suas curvas de distribuição de massa/potência são nitidamente distintas. Essas duas categorias serão denominadas, por conveniência, *rígidos leves (RL)* e *rígidos pesados (RP)*.

As curvas dos caminhões articulados dos tipos “11+1” e “11+2” são ligeiramente próximas, embora os valores de m/P_{85} sejam bem diferentes. Entretanto, dado que a quantidade de caminhões do tipo “11+1” na amostra é pequena (0,5%), foi decidido que os caminhões “11+1” e “11+2” seriam agrupados em uma única categoria, denominada *articulados leves (AL)*.

Da mesma forma, pode-se admitir, baseados nas curvas de distribuição de massa/potência, que os caminhões “11+3”, “12+3” e “11+111” têm desempenho similar. Além do mais, a soma das porcentagens de caminhões “12+3” e “11+111” representa 4% apenas do total, justificando que essas categorias sejam agrupadas com os caminhões “11+3” em uma única categoria veicular, denominada *articulados pesados (AP)*.

Os valores de massa e de massa/potência, relativos ao 15º e 85º percentis, para cada categoria, podem ser vistos na Tabela 6.4. A Figura 6.6 mostra a distribuição acumulada de massas e a Figura 6.7 apresenta a distribuição acumulada de massa/potência para categorias simuladas.

Tabela 6.4: Massa e massa/potência das categorias simuladas

Categoria	Massa (kg)			Relação massa/potência (kg/kW)		
	m_{15}	m_{85}	$m_{85} - m_{15}$	m/P_{15}	m/P_{85}	$m/P_{85} - m/P_{15}$
<i>RL</i>	4.510	10.469	5.959	58	101	43
<i>RP</i>	11.080	21.850	10.770	103	197	94
<i>AL</i>	15.432	27.831	12.489	73	141	69
<i>AP</i>	28.911	42.120	13.210	120	174	54

6.6. Parâmetros do Modelo de Desempenho

Definidas as categorias veiculares, o próximo passo é definir os parâmetros que serão utilizados no modelo de desempenho. A massa foi determinada a partir das coletas, a potência de catálogos de fabricantes e outros parâmetros foram adotados da literatura existente.

Figura 6.6: Distribuição acumulada de massas - categorias simuladas

Figura 6.7: Distribuição acumulada da relação massa/potência - categorias simuladas

6.6.1. Massa e Potência

A Tabela 6.5 mostra os valores de massa e potência das categorias de caminhão a serem simuladas. Convencionou-se que os valores da massa utilizadas no modelo de desempenho são aqueles que correspondem à frequência acumulada de 85% (m_{85}). As potências são calculadas a partir dos valores de m_{85} divididos pelos respectivos valores da relação massa/potência m/P_{85} .

De forma similar, as massas nos eixos tratores foram estimadas a partir da consideração dos valores referentes à frequência acumulada de 85% (Tabela 6.6). Para ca-

minhões com dois eixos traseiros no cavalo, foi adotada a hipótese de que somente um dos eixos no grupo é trator. Assim, as massas m_{ta85} dos caminhões da categoria *RP* são a metade da massa sobre o grupo de eixos.

Tabela 6.5: Massas e potências representativas

Categoria	m_{85}	P (kW)
Rígido leve	10.469	103,3
Rígido pesado	21.850	111,2
Articulado leve	27.831	196,7
Articulado pesado	42.120	242,7

Tabela 6.6: Massa sobre o eixo trator

Categoria	m_{ta85} (kg)
<i>RL</i>	6.965
<i>RP</i>	8.565
<i>AL</i>	9.271
<i>AP</i>	10.370

6.6.2. Eficiência da Transmissão

A revisão da literatura mostra que o valor da eficiência da transmissão η adotado por diversos autores não varia significativamente: Silveira [1974] adotou $\eta = 0,85$; Archilla & de Cieza [1996] obtiveram empiricamente $\eta = 0,868$. Os valores no método da SAE [1996] variam entre 0,89 e 0,94, dependendo do tipo de transmissão utilizada.

Uma análise de sensibilidade foi feita para um caminhão articulado pesado, variando-se η no intervalo dos valores mencionados, enquanto que os outros parâmetros foram mantidos constantes. Observa-se que variações nas curvas de desempenho obtidas em função dos diferentes valores de η não são muito elevadas – as maiores variações na velocidade de equilíbrio são, aproximadamente, de 5 km/h.

Pode-se assim adotar para o modelo proposto o valor de $\eta = 0,87$ como representativo da eficiência dos caminhões. Deve-se lembrar, porém, que esse valor não considera a escolha do motorista, ou seja, admite-se que toda a potência disponível é utilizada em todos os instantes. Tal hipótese representa bem, entretanto, situações típicas de greides ascendentes.

6.6.3. Coeficientes de Rolamento

Os coeficientes utilizados no cálculo da resistência de rolamento, assim como o coeficiente aerodinâmico, podem ser determinados através de ensaios em laboratório; entretanto, em função dos altos custos envolvidos, raramente são realizados. Como alternati-

va, existem métodos mais simples, ou seja, através de testes de desaceleração de um caminhão trafegando totalmente desengatado (“coasting”) é possível obter pares de desaceleração $\times$ velocidade, aos quais se ajusta uma função quadrática do tipo:

$$a = -R_a - R_r = -\frac{C_1 C_d C_h A}{W} V^2 - \frac{C_r C_2 W}{1000} V - \frac{C_3 W}{1000} \quad (6.10)$$

Nessa equação, o termo quadrático expressa a parcela da desaceleração referente à resistência aerodinâmica e os demais termos (o linear e a constante) representam a parcela referente à resistência de rolamento. Os parâmetros A e W são facilmente obtidos de catálogos ou pesagem, o coeficiente C_r pode ser adotado da literatura [SAE, 1996], e o valor de C_h é calculado pela equação (6.6). Conhecendo-se esses parâmetros e coeficientes, é possível determinar empiricamente os valores de C_d , C_2 e C_3 [Smith, 1970; St. John & Kobbet, 1978].

A realização de testes de desaceleração está muito além do proposto nesta pesquisa. Além do mais, os coeficientes de tipo de pneu já foram determinados por outros pesquisadores – os valores de C_2 e C_3 encontrados na literatura podem ser vistos na Tabela 6.7 (alguns valores foram convertidos de forma a adaptar-se às unidades do sistema métrico).

Tabela 6.7: Valores típicos dos coeficientes para tipo de pneu

Autores	C_2	C_3
Smith [1970]	0,0460	6,8
St. John & Kobett [1978]	0,0125	7,6
Olson et. all [1984]; SAE [1996]	0,0255	4,1
Fitch [1994]	0,0435	6,1

A escolha dos valores de C_2 e C_3 para o modelo proposto foi baseada em uma análise de sensibilidade, conduzida também para um caminhão articulado pesado. Nesta análise, variou-se C_2 e C_3 entre os valores da Tabela 6.7, enquanto que outros parâmetros foram mantidos constantes.

As curvas de desempenho obtidas utilizando-se diferentes valores de C_2 e C_3 são mostradas na Figura 6.8. Verifica-se que, a maior variação das velocidades numa distância de 2000 m é de aproximadamente 10 km/h para trechos planos, 8 km/h para um greide de 2% e 3 km/h num greide de 4%.

Figura 6.8: Análise de sensibilidade da variação dos coeficientes do tipo de pneu

Como existe uma variação significativa nas curvas de desempenho, optou-se por utilizar os coeficientes que produzissem uma curva cujas velocidades fossem, aproximadamente, iguais à média das velocidades no intervalo de variação das curvas. Dessa forma, os coeficientes $C_2 = 0,0125$ e $C_3 = 7,6$ foram escolhidos. Estes coeficientes referem-se a um pneu radial, que segundo Albano & Lindau [1998], é o tipo de pneu normalmente mais utilizado pelos caminhões.

Considerando o pavimento asfáltico em bom estado, pode-se adotar o coeficiente de rolamento $C_r = 1,2$ e o coeficiente estático de atrito pneu-pavimento $\mu = 0,6$. Deve-se notar que não foi necessário conduzir uma análise de sensibilidade para determinar esses coeficientes, pois eles não variam de valor, de acordo com as referências consultadas [Olson *et al.*, 1984; Fitch, 1994; SAE, 1996].

6.6.4. Coeficiente Aerodinâmico e Área Frontal

A literatura consultada (Smith, 1970; St. John & Kobett, 1978; Olson *et al.*, 1984; Fitch, 1994; Götz, 1987) mostra que os valores do coeficiente aerodinâmico C_d variam entre 0,6 e 1,1, dependendo de diversos aspectos, tais como a configuração da cabine e da carroceria e existência de tratamento aerodinâmico.

Um bom indicativo para a escolha do C_d é o tipo de carroceria típico de cada categoria de caminhões, que pode ser determinado em função dos percentuais observa-

dos na coleta de dados. De acordo com a Tabela 6.8, conclui-se que a maioria dos caminhões das categorias *RL* e *AL* têm carroceria do tipo baú, enquanto que a maioria dos caminhões das categorias *RP* e *AP* possuem carroceria do tipo aberta (ou lonada).

Tabela 6.8: Distribuição dos tipos de carroceria por categoria

Categoria	Tipo de Carroceria					
	Aberta (lonada)	Basculante	Baú	Container	Tanque	Cegonha
<i>RL</i>	42%	1%	56%	–	1%	–
<i>RP</i>	72%	2%	24%	–	2%	–
<i>AL</i>	33%	–	50%	6%	3%	8%
<i>AP</i>	61%	7%	12%	6%	14%	–

A estimativa da área frontal dos caminhões com carroceria aberta pode ser obtida pela multiplicação da altura pela largura da cabine do caminhão, já que normalmente a altura da carroceria não é maior que a altura da cabine. Em contrapartida, a área frontal dos caminhões baú deve incluir a área do baú acima da cabine. Os valores de áreas estimadas, bem como os valores dos coeficientes aerodinâmicos C_d , adotados a partir de valores encontrados na literatura [SAE, 1996; Götz, 1987], são listados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9: Valores de área frontal e coeficiente aerodinâmico

Categoria	A (m ²)	C_d
<i>RL</i>	7,7	0,8
<i>RP</i>	6,5	0,7
<i>AL</i>	9,0	0,9
<i>AP</i>	7,5	0,8

6.6.5. Resumo dos Parâmetros Utilizados

A Tabela 6.10 apresenta os valores dos parâmetros utilizados na calibração do modelo de desempenho, referentes às quatro categorias de caminhão e a um automóvel, considerado como o carro de passeio equivalente (CPE). O automóvel escolhido é o Gol 1,6 da Volkswagen.

Na escolha do veículo de passeio equivalente, não houve a preocupação de selecionar o modelo que fosse mais representativo da frota paulista ou nacional, mas simplesmente escolher um veículo com valor da relação massa/potência suficientemente pequeno, de forma que o veículo não sofresse redução de velocidade em greides ascendentes.

A Tabela 6.10 também mostra os comprimentos L dos veículos, estimados a partir de informações obtidas dos fabricantes de automóveis e caminhões. O compri-

mento não é utilizado no modelo de desempenho, mas no cálculo da equivalência entre espaçamentos no capítulo 7.

Tabela 6.10: Parâmetros da simulação

Parâmetros	Categorias				
	CPE (17 kg/kW)	RL (101 kg/kW)	RP (197 kg/kW)	AL (141 kg/kW)	AP (174 kg/kW)
m (kg)	1.180	10.469	21.850	27.831	42.120
m_{ta} (kg)	590	6.965	8.565	9.271	10.370
μ	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
P (kW)	68,0	103,3	111,2	196,7	242,7
η	0,80	0,87	0,87	0,87	0,87
C_d	0,3	0,8	0,7	0,9	0,8
A (m ²)	2,0	7,7	6,5	9,0	7,5
C_r	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
C_2	0,0125	0,0125	0,0125	0,0125	0,0125
C_3	7,6	7,6	7,6	7,6	7,6
L (m)	4,0	7,0	9,0	17,0	17,0

6.7. Curvas de Desempenho

Conforme discutido anteriormente, as curvas de desempenho não são diretamente utilizadas na simulação. Ao contrário, representam um sub-produto do modelo de desempenho. Porém, dado que aplicações mais práticas utilizam as curvas como principal ferramenta para análise de desempenho, elas são apresentadas nas próximas figuras. As curvas dos caminhões rígidos leves, para greides de 0% a 8%, são mostradas na Figura 6.9. Da mesma forma, as curvas dos caminhões rígidos pesados são mostradas na Figura 6.10, as curvas dos caminhões articulados leves são apresentadas na Figura 6.11 e as curvas dos caminhões articulados pesados são mostradas na Figura 6.12.

As curvas de desempenho foram elaboradas utilizando-se duas rotinas computacionais (Demarchi, 1999) implementadas no programa Matlab. Utilizando o modelo de desempenho proposto neste capítulo, a primeira rotina calcula as acelerações para valores de velocidade entre a velocidade inicial e a velocidade de equilíbrio. Em seguida, utiliza-se a segunda rotina, que integra numericamente a razão entre velocidade e aceleração, para se obter as distâncias S no intervalo entre a velocidade inicial V_{ini} e a velocidade de equilíbrio V_{eq} :

$$S = \int_{V_{ini}}^{V_{eq}} \frac{V}{a} dv \quad (6.11)$$

A solução da equação acima requer o uso do método de Runge-Kutta (chamado, no Matlab de ODE45). Todas as curvas de desempenho foram elaboradas com uma

velocidade inicial de 90 km/h, por ser essa a velocidade limite para caminhões nas rodovias do estado de São Paulo.

Figura 6.9: Curvas de desempenho para caminhões rígidos leves (101 kg/kW)

Figura 6.10: Curvas de desempenho para caminhões rígidos pesados (197 kg/kW)

Figura 6.11: Curvas de desempenho para caminhões articulados leves (141 kg/kW)

Figura 6.12: Curvas de desempenho para caminhões articulados pesados (174 kg/kW)

7. RELAÇÃO FLUXO-VELOCIDADE

Conhecer a relação entre as variáveis fundamentais de tráfego é um dos aspectos de maior importância na Engenharia de Tráfego. Modelos de simulação e de alocação de tráfego, e sistemas de gerenciamento de tráfego baseiam-se em uma relação funcional que descreve a interação entre fluxo, velocidade e densidade, denominada relação fundamental de tráfego, ou apenas relação fluxo-velocidade.

O estudo de relações entre fluxo, velocidade e densidade de uma corrente de tráfego remonta à década de 1930, com o trabalho pioneiro de Greenshields [1935]. Desde então, vários modelos matemáticos foram propostos e calibrados principalmente para rodovias americanas e canadenses. O leitor interessado em obter maiores detalhes sobre tais modelos deve consultar Gerlough & Huber [1975] e May [1990].

No Brasil, poucos estudos foram realizados como tentativa de se obter uma relação entre as variáveis de tráfego para as rodovias brasileiras. O GEIPOT [1971] coletou dados em duas rodovias de pista simples, no Rio de Janeiro e, em seguida, ajustou uma relação linear entre fluxo e velocidade, utilizando o método dos mínimos quadrados. Em outro estudo publicado, o IPR [1977] calibrou os modelos de Greenshields [1935] e Greenberg [1959] para o trecho do túnel Rebouças, no Rio de Janeiro, e para outros trechos de rodovias, localizadas no mesmo Estado. No estudo realizado pelo GEIPOT, foram coletados dados somente na região não congestionada da curva fluxo-velocidade, para volumes de tráfego variando entre 100 e 800 veíc/h, enquanto que no estudo do IPR a faixa de variação dos fluxos observados era entre 1000 e 2.000 veíc/h. Portanto, é pouco provável que as curvas desenvolvidas nestes estudos possam ser representativas do comportamento macroscópico do tráfego nas rodovias de pista dupla atuais.

Para a recalibração do INTEGRATION é necessário estimar os parâmetros da relação fluxo-velocidade, para que ela represente da melhor forma possível as condições ideais de tráfego definidas no item 3.1. Este capítulo descreve então a calibração da relação fluxo-velocidade a partir de dados coletados em uma rodovia do Estado de São Paulo, descrevendo todo o processo de coleta e tratamento dos dados. Antes disso, entretanto, o capítulo apresenta uma breve discussão sobre alguns aspectos considerados na desenvolvimento da relação fluxo-velocidade.

7.1. Aspectos Genéricos sobre a Relação Fluxo-Velocidade

De acordo com Allen *et al.* [1985], três são os principais aspectos investigados no desenvolvimento de relações de tráfego: a identificação das variáveis básicas ou fundamentais, a identificação da relação funcional entre estas variáveis e a quantificação dos parâmetros que descrevem esta relação.

Quanto ao primeiro aspecto, existe um consenso na literatura de que fluxo, velocidade e densidade são as variáveis consideradas como fundamentais. Entretanto, diversos trabalhos (Hall *et al.*, 1986; Hall, 1987; Banks, 1989; entre outros) utilizam a ocupância como variável ao invés da densidade, pois a primeira variável é diretamente obtida pela maioria dos sensores fixos instalados nas rodovias americanas e canadenses. A densidade k e ocupância R (a razão entre o somatório do comprimento dos veículos num trecho de via e o comprimento do trecho) são diretamente relacionadas, já que:

$$k = \frac{R}{L} \quad (7.1)$$

e L é o comprimento médio dos veículos.

A identificação da relação funcional entre as variáveis de tráfego, por outro lado, é um aspecto onde não existe o mesmo consenso. Vários tipos de modelos foram propostos e fazem uso de diferentes relações funcionais. Em geral, estas relações podem ser classificadas em contínuas [Greenshields, 1935; Greenberg, 1959] ou descontínuas [Drake *et al.*, 1967; Ceder, 1976]. No primeiro caso, uma única curva é utilizada para representar os regimes de fluxo livre e fluxo congestionado (Figura 7.1a). No segundo caso, duas ou mais curvas são utilizadas, uma para cada tipo de regime (Figura 7.1b).

A hipótese de que cada regime deva ser modelado por uma função distinta é contestada por Hall *et al.* [1986]. O fato de que dois regimes distintos existem não implica necessariamente que uma única função não possa ser utilizada para representar ambos os regimes. Hall [1992] ressalta ainda que possivelmente o uso de modelos descontínuos surgiu em função da ausência de dados de determinadas regiões da curva fluxo-velocidade, especialmente na região referente ao fluxo não congestionado, próxima à capacidade, que não puderam ser obtidos no local escolhido para coleta (ver Figura 7.4 para maiores detalhes).

Talvez pela própria dificuldade de calibração e falta de consenso sobre a relação funcional adequada, o HCM, em suas várias edições, sempre utilizou relações fluxo-velocidade totalmente empíricas. A edição de 1985 do HCM apresenta diversas curvas fluxo-velocidade, para rodovias com diferentes números de faixas e diferentes velocida-

des de projeto (Figura 7.2). As curvas foram calibradas a partir de dados obtidos em algumas “freeways” americanas, localizadas no Havaí, em Nova Iorque e em Detroit [Roess *et al.*, 1979].

Figura 7.1: Relação fluxo-velocidade (a) contínua e (b) descontínua [Drake *et. all*, 1967]

Uma das críticas aos dados obtidos é que fluxos e velocidades referem-se a períodos de coleta diferentes, que variam entre 3 e 15 min [Roess *et al.*, 1980]. Além disso, a base de dados obtida foi insuficiente para estabelecer relações fluxo-velocidades confiáveis, de forma que a calibração das curvas teve que ser feita visualmente, sem a utilização de qualquer método estatístico, num processo que Roess *et al.* [1979] denominaram “eyeball fit”. Considerou-se, porém, que tais curvas seriam mais representativas das condições de tráfego vigentes na época do que as curvas da versão anterior do HCM [HRB, 1965].

Apesar das críticas às curvas da edição de 1985 do HCM, nota-se nelas a tendência observada em curvas fluxo-velocidade desenvolvidas posteriormente: para rodo-

vias de pista dupla com quatro faixas por sentido, a velocidade mantém-se praticamente constante para uma grande faixa de variação do fluxo, e somente a partir de 1.500 veic/h a velocidade começa a diminuir de forma considerável.

Figura 7.2: Relação fluxo-velocidade para freeways [HCM, 1985]

Foi somente na década de 1980, com o uso cada vez maior de sistemas de detecção automática de tráfego nas rodovias americanas e canadenses, e a obtenção de uma base de dados mais significativa, é que se pode chegar, de certa forma a um consenso sobre a forma geral da curva fluxo-velocidade. As inúmeras pesquisas de Fred Hall, utilizando dados coletados na rodovia Queen Elizabeth Way, no Canadá, e o trabalho de JHK Associates atualizando a relação fluxo-velocidade presente na edição mais recente do HCM [TRB, 1998], permitem concluir que a velocidade reduz pouco com o aumento do fluxo de tráfego, até volumes da ordem de 1.500 cpe/h e que a velocidade na capacidade, que caracteriza o ponto de passagem do regime não congestionado para congestionado, é maior do que a metade da velocidade de fluxo livre, ao contrário do que previa o modelo de Greenshields [TRB, 1994]. Por outro lado, a forma da relação no regime de fluxo congestionado, bem como qual é a relação funcional entre as variáveis que satisfaz de forma mais adequada as condições de tráfego observadas na prática, são aspectos não totalmente resolvidos.

Nos últimos anos, Hall [1987] desenvolveu uma relação funcional entre fluxo, velocidade e densidade baseando-se na teoria das catástrofes, enquanto Van Aerde [1995] desenvolveu uma relação funcional, apresentada no capítulo 4, que consiste numa

generalização do modelo de Greenshields. Ambas relações são contínuas.

Como a utilização do simulador INTEGRATION implica necessariamente na escolha do modelo de fluxo desenvolvido por Van Aerde [1995] e na consideração de que fluxo, velocidade e densidade são as variáveis fundamentais de tráfego, não existe a necessidade de que uma discussão mais aprofundada seja feita sobre estes dois aspectos.

Assim, este capítulo trata com maior ênfase do terceiro aspecto mencionado, ou seja, a quantificação dos parâmetros que definem a relação funcional entre fluxo, velocidade e densidade, denominada calibração. A calibração consiste na coleta de dados em rodovias de pista dupla e ajuste da relação fundamental aos dados através de métodos de regressão.

A literatura mostra, contudo, que mesmo após a escolha da relação funcional, o processo de calibração não é simples e requer diversos cuidados na aquisição e agregação dos dados obtidos. Como será visto no decorrer deste capítulo, a escolha do local de coleta é fundamental, pois não é possível coletar para todas as regiões da curva fluxo-velocidade em um único local. Além disso, a forma de se agregar os dados influi nos resultados obtidos.

7.2. Coleta de Dados

O processo de coleta de dados, bem como o equipamento utilizado na coleta, passaram por um grande número de modificações no decorrer do tempo. Greenshields [1935] utilizou uma câmera fotográfica do tipo “*time-lapse*”, que tira fotos a intervalos de tempo constantes, e assim pôde determinar velocidades e espaçamentos entre veículos, estabelecendo em seguida a relação entre velocidade e densidade.

O mesmo processo foi utilizado para coletar os dados utilizados por Hurdle & Datta [1983] na calibração da curva fluxo-velocidade. Nesse caso, uma câmera 35 mm foi posicionada sobre um viaduto permitindo captar imagens dos veículos na rodovia e estimar fluxo, velocidade e densidade a intervalos específicos de tempo. Em outro estudo similar, [Persaud & Hurdle, 1988b] posicionaram duas câmeras no mirante da CN Tower, uma torre em Toronto, no Canadá. As câmeras, posicionadas a 346 m de altura, permitiam filmar um segmento de rodovia de 1.400 m de extensão.

Entretanto, o processo baseado no uso de câmeras torna-se inviável na medida em que o fluxo de tráfego aumenta, pois o processo de redução de dados, ou seja, a retirada das informações do vídeo, torna-se muito trabalhoso e tedioso. Além desse problema, as câmeras devem ser instaladas em locais elevados, como viadutos ou na crista de

taludes de corte, de forma a permitir uma boa visibilidade de um trecho suficientemente longo de rodovia. Infelizmente, nem sempre os pontos elevados podem ser encontrados nos locais onde se deseja realizar a coleta.

Com a implantação e o desenvolvimento de sistemas de gerenciamento de tráfego em rodovias americanas e canadenses, a coleta de dados do tráfego passou a ser feita através de sensores de tráfego. Além da possibilidade de coletar dados de forma mais intensiva com sensores permanentes, o processo de redução dos dados tornou-se mais eficiente à medida que pode ser automatizado por rotinas computacionais.

Muitos dos trabalhos publicados entre 1985 e 1995 descrevem as pesquisas realizadas no Canadá utilizando dados coletados na rodovia Queen Elizabeth Way (QEW), com a utilização de sensores de tráfego [Hall *et al.*, 1986; Hall & Gunter, 1986; Hall & Hall, 1990; entre outros]. Nos Estados Unidos, onde os dados foram coletados com a utilização de sensores instalados em rodovias da Califórnia [Chin & May, 1991], Flórida [Stewart *et al.*, 1995] e Texas [Urbanik *et al.*, 1991]. No Brasil, sensores permanentes de tráfego foram instalados em alguns pontos das principais rodovias de pista dupla do estado de São Paulo, mas aparentemente não foram utilizados de forma sistemática na coleta de dados.

Dado que atualmente não se tem conhecimento da existência de dados coletados pelos sensores permanentes no estado de São Paulo, a alternativa para obter os dados consiste na utilização de sensores portáteis, que possuem a vantagem de permitir a escolha de diversos locais para coleta de dados. Como o Departamento de Transportes da USP de São Carlos adquiriu recentemente sensores desse tipo, a opção por utilizar esse tipo de equipamento na coleta de fluxos e velocidades foi a escolha mais natural que poderia ser feita.

7.2.1. Equipamento Utilizado

A coleta de dados foi feita com a utilização de sensores NC-97 (Figura 7.3a), fabricados pela empresa Nu-Metrics. Esses sensores detectam perturbações no campo magnético ao seu redor no instante da passagem de veículos, gerando impulsos elétricos de duração proporcional à massa dos veículos que passam sobre os sensores. Os sensores armazenam em sua memória o instante de passagem, a velocidade e o comprimento de cada veículo que passa sobre eles.

Sua instalação requer o uso de uma capa protetora de borracha, fixada no pavimento com pregos e arruelas, como mostra a Figura 7.3b. Para introduzir os pregos na camada asfáltica utiliza-se uma pistola com munição a base de pólvora.

Figura 7.3: (a) Sensor NC-97; (b) Sensores instalados no pavimento

Quanto ao seu uso, existem dois modos possíveis de coleta de dados: o modo “frame” e o modo sequencial. O modo “frame” permite a coleta do número de veículos e sua velocidade média num intervalo de tempo. Para cada um desses intervalos, os veículos são classificados em “bins” de velocidade e de comprimento do veículo, pré-definidos pelo usuário.

O modo sequencial permite a obtenção de informações mais detalhadas de cada veículo individualmente. Neste modo, são obtidos o instante de passagem, a velocidade e o comprimento de cada veículo. Este modo foi utilizado na coleta de dados.

7.2.2. Locais de Coleta

Os locais de coleta de dados deveriam, em princípio, ser escolhidos de tal forma que a curva calibrada representasse de forma efetiva as condições ideais de tráfego apresentadas no item 3.1. Na prática, entretanto, é pouco provável encontrar locais que atendam a todos esses critérios, ou os locais que atendem aos critérios não podem ser utilizados por dificuldades de instalação dos sensores nesses locais. Além disso, é difícil que em um único local sejam presenciadas condições de tráfego representativas de todas as regiões da curva fluxo-velocidade.

Inicialmente, foram escolhidas as rodovias SP 330 (Via Anhanguera) e SP 348 (Via Bandeirantes), operadas e mantidas pela concessionária AutoBan, como as rodovias onde poderiam ser instalados os sensores. Ambas rodovias apresentam trechos com condições próximas das ideais e que apresentam volumes consideráveis de tráfego.

Nessas duas rodovias, os locais com condições próximas das definidas como ideais seriam encontrados próximos à cidade de São Paulo, onde ocorrem congestionamentos.

mentos frequentes e a porcentagem de caminhões é menor que em outros trechos mais distantes da capital. Entretanto, a instalação e a retirada dos sensores nesses locais seria uma tarefa complexa, pois durante este processo o tráfego não pode ser totalmente interrompido, mas sim desviado para outra faixa. Tal procedimento poderia, eventualmente, ocasionar congestionamentos desnecessários em locais onde o volume de tráfego é muito elevado. Além do mais, seria necessário o auxílio da Polícia Rodoviária para realizar a interdição das faixas, deslocando policiais e viaturas de suas atividades rotineiras.

Dessa forma, procurou-se interferir o mínimo possível na corrente de tráfego, com a escolha de locais onde o fluxo de veículos pudesse ser temporariamente desviado para outras faixas durante a instalação e retirada dos sensores, apenas com o auxílio de um funcionário da AutoBan. Somente em um único local, onde o volume de tráfego era maior, foi necessário o auxílio adicional de um policial rodoviário para instalação e retirada dos sensores.

Vários locais com diferentes regimes de fluxo foram escolhidos, dada a dificuldade ou mesmo impossibilidade de se obter dados representativos de toda a faixa de variação da curva fluxo-velocidade em um único local. Este aspecto, já mencionado por outros autores [May, 1990, Hall, 1992; Hall *et al.*, 1992; Hsu & Banks, 1993], é ilustrado na Figura 7.4, que representa um trecho de rodovia contendo uma rampa de entrada de veículos, entre os pontos A e B, e outra de saída, entre os pontos B e C.

Figura 7.4: Efeito do local de coleta nos dados obtidos (baseado em figura de Hall [1992])

No ponto A, a montante do local de entrada de veículos, são obtidos dados de fluxo não congestionado quando o fluxo no local B é menor que a capacidade da rodovia. Por outro lado, os dados referentes ao fluxo congestionado são obtidos quando o fluxo em B é maior que a capacidade e ocorre a formação de filas em A. Não é possível,

assim, obter dados que representem a capacidade da via.

No ponto B é possível obter praticamente toda a região não congestionada da curva, mas dificilmente situações de redução e aumento de velocidade (“stop and go”) seriam observadas. No ponto C, por sua vez, o fluxo é sempre menor que a capacidade da via, pois parte do fluxo observado na via principal diverge para a rampa de saída.

Para obter dados de todas as regiões da curva fluxo-velocidade, foram selecionados locais próximos aos marcos quilométricos 110, 126 e 141 da rodovia SP 330 (Via Anhanguera). Em função de um julgamento prévio das condições de tráfego em cada um dos locais, foi constatado que os três locais juntos poderiam fornecer os dados necessários para a calibração da curva fluxo-velocidade-densidade. Em cada local seriam coletados os dados para uma determinada faixa da curva, como mostra a Figura 7.5.

Figura 7.5: Dados obtidos em cada local de coleta

Todos os trechos escolhidos são retos, relativamente planos, com faixas e acostamentos de largura considerada como ideal e encontram-se a uma distância considerável de rampas de acesso. Em cada marco quilométrico foram instalados dois sensores. Sua disposição varia conforme o local e, para identificar onde eles foram instalados, as faixas foram numeradas de forma crescente do canteiro central (faixa 1) para o acostamento (2 ou 3, dependendo do número de faixas da pista).

- no km 110, com 3 faixas de tráfego por sentido, os sensores foram instalados na faixa 1 de cada uma das pistas, um por sentido de tráfego;
- no km 126, com 2 faixas de tráfego por sentido, foram instalados um sensor em cada uma das faixas de tráfego, na pista sentido interior - capital (Figura 7.6a). Na análise posterior, foram utilizados somente os dados do sensor instalado na faixa 1, pois foi verificado que a maior parcela de caminhões trafegando na faixa 2 fazia com que as velocidades de todos os veículos, inclusive automóveis, fosse menor que na faixa 1;
- no km 141, com 2 faixas de tráfego, foram instalados dois sensores na faixa 2 da pista sentido capital - interior, mais precisamente nos kms 141 + 80 m e 141 +

620 m. Na ocasião da coleta, a faixa 1 estava interditada para obras (Figura 7.6b), possibilitando a coleta de dados de fluxo congestionado. Em análise posterior, os dados obtidos no km 141 + 620 m foram desprezados, pois suspeita-se que houve influência de um greide ascendente mais à frente do local, fazendo com que a redução de velocidades dos caminhões devido ao greide modificasse o padrão da relação entre fluxo e velocidade. De fato, Persaud & Hall [1988] mostram que a presença de greides ascendentes modifica a relação entre fluxo e ocupância.

Figura 7.6: Seções de coleta. (a) km 126, fluxo livre; (b) km 141, fluxo congestionado

A Tabela 7.1 apresenta um resumo do horário de coleta, dos marcos quilométricos e faixas da pista onde os sensores foram instalados. São mostrados somente os locais referentes aos dados utilizados na calibração da curva. No local 1, foram coletados os dados referentes ao fluxo congestionado, enquanto que nos locais restantes (2, 3 e 4) foram obtidos os dados relativos ao fluxo não congestionado.

Tabela 7.1: Locais e horários das coleta de dados

Local	km	Sentido ^(a)	Número de faixas ^(b)	Faixa de instalação do sensor ^(c)	Data de coleta	Horário	
						Início	Final
1	141	c → i	2 ^(d)	2	22/06/1999	14:00	16:45
2	126	i → c	2	1	25/06/1999	13:00	17:00
3	110	c → i	3	1	13/10/1999	16:00	19:28
4	110	i → c	3	1	13/10/1999	16:00	19:24

^(a) c - i : sentido capital → interior; i → c : sentido interior capital

^(b) número total de faixas por pista

^(c) a numeração da faixa é feita a partir do canteiro central em direção ao acostamento

^(d) faixa 1 interditada para obras

7.3. Redução dos Dados

O processo de redução dos dados tem por finalidade, além da transferência dos dados armazenados nos sensores para planilhas eletrônicas, a identificação e tratamento de dados inconsistentes.

O tratamento de dados inconsistentes pode ser dividido em duas etapas distintas. A primeira consiste na eliminação de observações onde houve falhas de detecção ou

observações relativas a veículos que não automóveis. A segunda etapa trata das observações cujas velocidades são muito fora de seu intervalo de variação.

O primeiro tipo de tratamento é feito durante o processo de redução de dados e será descrito no item 7.3.2. O segundo tipo de tratamento é realizado junto com o processo de agregação dos dados e é descrito em detalhes no item 7.4.

7.3.1. Recuperação dos Dados dos Sensores

A primeira etapa da redução dos dados consistiu em transferir as informações armazenadas na memória dos sensores para planilhas eletrônicas. Inicialmente, os dados armazenados na memória do sensor foram transferidos para o micro-computador, através do programa Hi-Star LP versão 5.11e, da Nu-Metrics, empresa que fabrica os sensores NC-97. O arquivo de dados obtido foi em seguida convertido para um formato texto através de um programa que roda em ambiente DOS, e o arquivo texto, por sua vez, foi convertido para formato de planilha do Excel, utilizando-se uma macro em Visual Basic, que roda no Excel. A macro, desenvolvida pelo autor desse trabalho, formata os dados em colunas, como mostra a Tabela 7.2.

Tabela 7.2: Dados obtidos pelos sensores

Nº da observação	Instante (h:m:s)	Velocidade (km/h)	Comprimento (m)	Headway (s)	Status da contagem
610	14:29:52	23	4,3	2	*OK*
611	14:29:54	29	4,3	2	*OK*
612	14:29:58	10	8,2	4	*STOP*
613	14:29:59	0	0,0	1	*GONE*
614	14:30:03	21	5,8	4	*OK*
615	14:30:06	23	5,8	3	*OK*
616	14:30:09	23	3,0	3	*OK*
617	14:30:12	27	3,0	3	*OK*
618	14:30:13	27	3,0	1	*OK*
619	14:30:16	10	9,1	3	*STOP*
620	14:30:17	0	0,0	1	*GONE*
621	14:30:18	26	3,0	1	*OK*

Os dados coletados são instante de passagem, velocidade, comprimento do veículo, e estado do sensor no instante de detecção. Os headways são calculados a partir da diferença entre os instantes de passagem de dois veículos sucessivos. O estado do sensor no instante de detecção é mostrado na última coluna da listagem na Tabela 7.2, indicando a ocorrência de eventuais falhas na coleta de dados. O estado “*OK*” indica que não houve problemas no funcionamento dos detectores no instante de detecção, enquanto que estados “STOP” and “GONE” indicam que a velocidade e o comprimento do veí-

culo não puderam ser detectados pelos sensores.

7.3.2. Eliminação de Dados Inconsistentes

Basicamente dois tipos de inconsistências foram identificados durante o processo de redução de dados e tiveram que ser eliminados da análise através de filtragem.

O primeiro tipo de inconsistência refere-se ao mau funcionamento dos sensores na detecção, conforme já mencionado. Assim, todas as observações cujo estado no instante da detecção foi considerado diferente de “*OK*” foram eliminados da análise.

O segundo tipo de inconsistência não se trata exatamente de um erro, mas sim de uma violação dos critérios que definem as condições ideais de tráfego, ou seja, a presença de caminhões e ônibus na corrente de tráfego. Para solucionar tal problema, autores como Hurdle & Datta [1983] e Chin & May [1991], por exemplo, converteram o volume de tráfego de caminhões, supondo que cada caminhão seria equivalente a 2 automóveis.

É evidente que esse processo não pôde ser utilizado, dado que os fatores de equivalência dos caminhões brasileiros não são conhecidos, sendo, além do mais, o objetivo desta tese a sua determinação. Sendo assim, decidiu-se por utilizar um processo alternativo, ou seja, todos os veículos de comprimento maior ou igual a 6,0 m foram eliminados da análise. O valor de 6,0 m foi adotado tomando como base os comprimentos dos veículos nacionais, que variam aproximadamente entre 3,8 m e 5,5 m. O valor de 6,0 m representaria com folga o maior comprimento de um automóvel nacional.

A Figura 7.7 apresenta uma sequência de observações obtidas no local 3, mostrando os dados que foram considerados inconsistentes e eliminados da amostra.

Figura 7.7: Dados eliminados da análise

7.4. Agregação dos Dados

Como a relação entre as variáveis fundamentais de tráfego representa o comportamento médio dos veículos, é de se esperar que os pontos obtidos na coleta de dados não se localizem exatamente sobre a curva, mas espalhados em torno desta. Para reduzir a variabilidade dos dados, é necessário agregá-los, obtendo pontos onde fluxo, velocidade e densidade são médias dos dados no intervalo de agregação. Os pontos obtidos podem então ser utilizados na calibração da curva.

7.4.1. Método de Agregação dos Dados

Em geral, os sensores fixos de tráfego são programados para fornecer os dados já agregados em intervalos de tempo de 30 s, podendo ser utilizados imediatamente ou novamente agregados em intervalos de tempo maiores. Entretanto, o método de agregação dos dados em intervalos de tempo apresenta vários inconvenientes. Intervalos de tempo pequenos permitem captar grande parte das variações de fluxo e velocidade na corrente de tráfego, mas não reduzem de forma significativa a variabilidade da amostra.

Os intervalos de tempo maiores, por sua vez, reduzem a variabilidade, mas podem eventualmente agregar dados que representam diferentes condições de tráfego, em que o regime do fluxo não é de equilíbrio [Allen *et al.*, 1985]. Como as transições de regimes ocorrem rapidamente, tendo duração menor que o intervalo de análise, quanto maior o intervalo de tempo adotado, é maior a chance de que a velocidade média no intervalo seja obtida pela agregação de velocidades altas, relativas ao fluxo livre, e velocidades baixas, relativas ao fluxo congestionado.

Não existe, porém, um método amplamente aceito para escolha do intervalo de tempo adequado, conforme já mencionado por Allen *et al.* [1985], embora Hall & Hall [1990] afirmem que existe, de certa forma, um consenso de que intervalos de 5 min são os mais adequados para agregação.

Em princípio, o intervalo de agregação deveria ser o menor possível, de forma a captar as variações no comportamento dos veículos e, ao mesmo tempo, reduzir a variabilidade dos dados de maneira que a calibração da curva fluxo-velocidade possa ser feita de forma satisfatória. Para propósitos de simulação, cabe lembrar que erros na calibração da curva em nível macroscópico podem alterar de forma significativa o comportamento dos veículos microscopicamente. Se, por exemplo, o valor da densidade de congestionamento obtida pela calibração for muito baixo, as velocidades dos veículos em uma fila à montante de um ponto de estrangulamento da via seriam superestimadas [Van Aerde, 1995] e o comprimento da fila de veículos seguindo um caminhão em um greide ascen-

dente seria maior, pois os veículos trafegariam mais espaçados uns dos outros.

Partindo-se do pressuposto que o melhor seria utilizar intervalos de tempo menores (entre 1 e 2 min), depara-se com um outro problema, ou seja, o número de veículos contidos em cada intervalo de tempo varia e, em alguns casos, pode ser muito pequeno. Em consequência disso, os resultados agregados podem não ser confiáveis, sob o ponto de vista estatístico.

Em função dos aspectos discutidos, optou-se por uma forma alternativa de agregação dos dados por eventos, que consiste em uma adaptação da idéia original proposta por Allen *et al.* [1985]. No método de agregação proposto nesta pesquisa, todos os pontos usados na calibração foram obtidos pela agregação de um mesmo número de observações, independentemente do tempo. Os fluxos médios foram calculados a partir do headway médio das observações, conforme descrito no item 7.4.3. As médias foram calculadas para cada vinte observações consecutivas.

Dessa maneira, o problema do número pequeno de observações em um intervalo de agregação é contornado. Além disso, ao não utilizar intervalos de tempos fixos, o processo de agregação por eventos permite captar de forma mais adequada as variações de fluxo, reduzindo o intervalo de tempo quando o fluxo é maior e aumentando o intervalo quando o fluxo é menor.

Esse método não garante que, eventualmente, observações de diferentes condições de tráfego possam ser agregadas em um mesmo ponto, denominado ponto de transição de regimes, mas garante que todos os pontos obtidos na agregação contenham o mesmo número de observações. Os pontos de transição são posteriormente eliminados da base de dados utilizada na calibração, como é descrito no item 7.4.4. Recomenda-se futuramente que alguns testes sejam realizados para constatar a eficiência desse método em comparação com o método tradicional de agregação por intervalos de tempo.

Sendo definido o método de agregação dos dados, o próximo passo consiste na agregação propriamente dita, juntamente com o tratamento de velocidades inconsistentes com a faixa de variação no intervalo de agregação. Essa etapa do processo de agregação é descrita a seguir.

7.4.2. Substituição de Velocidades Inconsistentes com o Intervalo de Variação

Foi constatado no processo de redução dos dados que mesmo após a eliminação de dados inconsistentes, várias observações continham velocidades maiores ou menores do que as que seriam esperadas para o local. A Figura 7.7, por exemplo, mostra algumas

observações cujas velocidades são muito baixas para o local 3, onde o fluxo não é congestionado. Também foram observadas, embora em menor número, velocidades muito altas no local 4 quando o regime presente no momento era de congestionamento.

Não se sabe exatamente a causa da presença dessas observações atípicas, mas suspeita-se que elas podem estar relacionadas a falhas dos sensores que não as mencionadas no item 7.3.2. A única certeza é que tais dados devem ser sofrer algum tipo de tratamento de forma que a velocidade média dos pontos, determinada no processo de agregação, não seja incorretamente estimada. Além do mais, a existência dessas observações pode aumentar a variabilidade dos pontos na agregação, dificultando o processo de calibração da curva fluxo-velocidade.

Hall & Gunter [1986] constaram também uma grande variação durante a agregação de observações, embora nesse estudo a variação fosse resultado da agregação de dados obtidos em diferentes dias de coleta. Os autores consideraram que pontos acima do intervalo de dois desvios-padrão, acima ou abaixo da média das velocidades, para uma determinada faixa de fluxo, seriam eliminados da análise, reduzindo a variabilidade da amostra. Em outro estudo, Hall & Hall [1990] substituem observações cuja velocidade não pôde ser coletada pelos sensores pela velocidade média no intervalo considerado. Este procedimento foi utilizado para intervalos de dez observações, contendo no máximo duas observações em que a velocidade não foi coletada.

Os procedimentos descritos acima foram ligeiramente adaptados e incorporados ao procedimento de agregação utilizando-se uma macro que agrega os dados e, ao mesmo tempo, substitui todos os pontos fora de um intervalo pré-especificado em torno do valor central, calculado a partir das velocidades das observações no intervalo de agregação.

A Figura 7.8 mostra um exemplo de agregação dos dados e substituição de dados fora do intervalo $v_m \pm 1,5s_v$ por v_m , onde v_m é o valor central do intervalo e s_v é o desvio quadrático dos pontos em relação ao valor médio, calculado da seguinte forma:

$$s_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (v_i - v_m)^2}{n}} \quad (7.2)$$

sendo v_i cada uma das velocidades no intervalo e n o número de observações.

Inicialmente a média aritmética das observações foi utilizada na determinação do valor central v_m . Entretanto, foi constatado que valores de velocidade muito menores ou muito maiores que as velocidades das observações restantes influem significativa-

mente no cálculo da média. Embora nenhuma outra medição de velocidades tenha sido feita para comparação com as velocidades obtidas através dos sensores, é de se esperar que velocidades muito altas, medidas em locais onde o fluxo é congestionado, superestimem a média calculada, e que velocidades muito baixas, medidas em locais onde o fluxo é livre, subestimem a média aritmética.

Figura 7.8: Agregação de dados e substituição de pontos fora do intervalo $v_m \pm 1,5s_v$

Como alternativa ao uso da média, optou-se por utilizar a mediana das observações na determinação do valor central. No exemplo mostrado na Figura 7.8, a média aritmética dos dados é igual a 88,3 km/h, menor que a mediana, cujo valor é 102 km/h. Se a média é utilizada como ponto central, somente os dois primeiros pontos fora do intervalo, com velocidades menores que 42 km/h, são substituídos. Utilizando-se a mediana, três observações com velocidades menores que 52 km/h são substituídas. Dado que a mediana é mais sensível do que a média na substituição de observações atípicas, um número maior de observações com velocidades muito baixas são substituídas pela mediana.

Deve-se ressaltar porém, o cálculo de um desvio quadrático em relação à mediana não tem embasamento teórico, sob um ponto de vista estatístico mais rigoroso. Apesar disso, o procedimento adotado permite o cálculo de um intervalo de variação em torno de um ponto central de maneira satisfatória, o que é aceitável considerando-se o caráter subjetivo do processo de escolha do intervalo de agregação utilizado.

Recomenda-se, no entanto, que o processo de agregação seja reformulado para próximas análises ou que os dados de fluxo e velocidade sejam obtidos já agregados. Esta última alternativa não foi utilizada em função do elevado percentual de caminhões na corrente de tráfego, o que viria a alterar o formato da relação fluxo-velocidade.

7.4.3. Cálculo do Fluxo, Velocidade e Densidade

O resultado do processo de agregação é um conjunto de pontos para os quais se calcula o fluxo, a velocidade e a densidade. Com a eliminação dos dados inconsistentes da análise, não é possível calcular o fluxo a partir do número de veículos que passam pelo sensor num intervalo de tempo, pois o número de observações considerado no cálculo da média é menor do que o número total de veículos observado no intervalo e o fluxo médio seria sub-estimado. Como alternativa, o fluxo q deve ser calculado indiretamente como sendo o inverso do headway médio:

$$q = \frac{3600n}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (7.3)$$

onde n é o número de veículos no intervalo (somente os veículos que não foram eliminados da análise no processo de agregação) e h_i o headway de cada veículo.

A velocidade v foi calculada como sendo a média harmônica das velocidades instantâneas v_i obtidas na coleta:

$$v = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{v_i}} \quad (7.4)$$

A densidade k é estimada a partir de:

$$k = \frac{q}{v} \quad (7.5)$$

O resultado final da agregação pode ser visto na Figura 7.9, que mostra um

Figura 7.9: Pontos obtidos pela agregação dos dados

gráfico de fluxos e velocidades. Os pontos foram plotados em cores diferentes para permitir a identificação do local de proveniência dos dados utilizados na agregação. Pode-se dizer que o padrão geral dos pontos corresponde ao esquema mostrado na Figura 7.5, exceto pelos pontos do local 1. Uma análise adicional, realizada para esses pontos, é descrita a seguir.

7.4.4. Análise dos Dados de Fluxo Congestionado

A análise dos pontos obtidos no local de coleta 1 mostra que eles representam três tipos distintos de regime, que podem ser classificados da seguinte forma:

- *Fluxo congestionado*: pontos que realmente representam a parte inferior da curva fluxo-velocidade.
- *Fluxo não congestionado*: pontos que localizam-se ao redor da parte superior da curva fluxo-velocidade, com velocidades menores, entretanto, que as velocidades verificadas em outros locais de coleta.
- *Pontos de transição*: esses pontos localizam-se entre os pontos de fluxo congestionado e não congestionado e não representariam as situações de equilíbrio que são descritas pela curva fluxo-velocidade.

Os pontos referentes ao regime congestionado e não congestionado distribuem-se de forma semelhante ao local de coleta “A”, ilustrado na Figura 7.4. Entretanto, as velocidades dos pontos onde o fluxo não é congestionado são menores que as velocidades obtidas nos outros locais de coleta, o que pode ser explicado pela obstrução existente em uma das faixas devido a obras de recapeamento. Outra explicação plausível é dada por Hurdle & Data [1983] e Persaud & Hurdle [1988a], que sugerem que as velocidades de fluxo não congestionado não são função do fluxo, mas sim da existência ou não de filas a jusante do local de coleta, o que de certa forma corresponde à situação analisada.

Sendo assim, os pontos referentes ao fluxo não congestionado não devem ser utilizados na calibração da curva fluxo-velocidade, para evitar que as velocidades previstas pela curva sejam subestimadas. Da mesma forma, pontos de transição não devem ser utilizados na calibração, pois não representam as condições de equilíbrio.

De acordo com Hall & Gunter [1986], os pontos de transição são obtidos pela agregação de dados de diferentes regimes, e a velocidade desses pontos é a média de velocidades maiores, típicas do regime não congestionado, e de velocidades menores, que são observadas em congestionamentos. A passagem de um regime para outro, por

ser relativamente rápido [Gunter & Hall, 1986], não é detectado de forma correta no processo de agregação.

É necessário então identificar quais pontos pertencem a cada um dos regimes, ou estabelecer uma forma de definir os limites entre fluxos congestionado e não congestionado. O limite entre esses dois regimes pode ser arbitrariamente definido adotando-se uma densidade máxima para o fluxo congestionado, semelhante ao procedimento adotado pelo HCM. Em sua última versão, a densidade limite, que corresponde à máxima densidade do nível de serviço “E”, é igual a 28 cpe/km/faixa [TRB, 1997].

A Figura 7.10 mostra como os pontos do local 1 seriam classificados em função da densidade de 28 cpe/km/faixa. Esse critério não permite, entretanto, identificar os pontos de transição, que não necessariamente estão localizados acima ou abaixo da reta da densidade limite. É necessário o emprego de um procedimento mais elaborado.

A forma encontrada para solucionar esse problema baseia-se em uma adaptação do processo de identificação das condições de tráfego a partir de gráficos propostos por Hall *et al.* [1986]. Nesses gráficos, os pares de fluxo e ocupância sucessivos em relação a sua ordem de ocorrência no tempo são conectados por linhas, o que permite visualizar razoavelmente a variação do fluxo de tráfego e a passagem de um regime para outro. O único inconveniente desse processo é que não é possível conduzir análises em grandes períodos de tempo, pois quanto maior o número de pontos plotados, maior o emaranhado de linhas conectando os pontos, o que acaba por dificultar a visualização do gráfico.

Figura 7.10: Identificação de regimes utilizando um valor limite de densidade

A adaptação do processo original consiste em “animar” os gráficos, ou seja, plotar ponto por ponto e ir identificando de forma subjetiva cada um dos pontos como sendo pertencentes a um dos três regimes. A “animação” é feita de forma bem simples,

na planilha do Excel, através da prévia construção de um gráfico com pontos e linhas conectadas, seguido da execução da macro que agrega os dados. Conforme os pontos obtidos pela agregação vão sendo impressos nas células, um gráfico como o da Figura 7.11 começa a se formar. Esta figura ilustra o momento de passagem do regime não congestionado para congestionado, e a numeração dos pontos foi colocada apenas para identificar a sequência de formação do gráfico. Os pontos de 1 a 6 foram classificados como não congestionados e os pontos 7 a 10 foram classificados como congestionados.

Após cada ponto ser plotado, um menu é apresentado, permitindo ao usuário classificar o ponto como congestionado, não congestionado, ou de transição. Embora a classificação dependa da capacidade de identificação e interpretação pessoal dos pontos como pertencendo a um determinado tipo de regime, procurou-se na medida do possível seguir alguns critérios no processo. Assim, todos os pontos localizados entre as duas regiões da provável curva fluxo-velocidade, para fluxos menores que 1.800 cpe/h, aproximadamente, foram classificados como pontos de transição. Pontos com fluxo entre 1.800 e 2.500 cpe/h/faixa e velocidades entre 40 e 60 km/h só foram considerados como congestionados se houvesse uma clara identificação de que os pontos anteriores também foram classificados como congestionados. Isso representaria, de certa forma, o processo de descarga de uma fila, onde os veículos estão acelerando.

Figura 7.11: Identificação gráfica de pontos pertencentes a diferentes regimes

O resultado da classificação é também colocado na planilha e então os pontos podem ser separados de acordo com seu regime através de filtragem. É possível assim, de uma forma simples e rápida, realizar a classificação de todos os pontos da amostra. No caso de dúvidas ou mesmo erros na classificação, é possível repetir o processo, corrigindo os pontos que foram classificados de forma incorreta.

O resultado final da classificação, mostrado na Figura 7.12, indica que todos os pontos classificados como congestionados localizam-se abaixo ou na reta referente à

densidade de 28 cpe/km/faixa e que a maioria dos pontos classificados como não congestionados localizam-se acima da reta. O resultado obtido foi considerado como satisfatório, na ausência de um método menos subjetivo de classificação.

Figura 7.12: Classificação final dos pontos

Eliminando-se os pontos de transição e pontos não congestionados no local de coleta 1, foi obtido o gráfico da Figura 7.13, com os pontos efetivamente utilizados na calibração da curva fluxo-velocidade.

Figura 7.13: Pontos utilizados na calibração

7.5. Calibração da Curva Fluxo-Velocidade

O processo de calibração utiliza um programa computacional [Van Aerde & Rakha, 1995] que, de forma iterativa, varia a velocidade de fluxo livre, a velocidade na capacidade, a capacidade e a densidade de congestionamento e procura minimizar o erro ε , que

é soma das diferenças ortogonais entre os valores observados e teóricos do fluxo, da velocidade e da densidade:

$$\text{Min } \varepsilon = \sum_i \left[\left(\frac{v_i - \hat{v}_i}{v} \right)^2 + \left(\frac{q_i - \hat{q}_i}{q} \right)^2 + \left(\frac{k_i - \hat{k}_i}{k} \right)^2 \right] \quad (7.6)$$

sujeito a:

$$\hat{k}_i = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_f - \hat{v}_i} + c_3 \hat{v}_i}, \quad \hat{q}_i = \hat{v}_i \hat{k}_i, \quad \hat{q}_i, \hat{v}_i, \hat{k}_i > 0 \quad (7.7)$$

em que: v_i, q_i, k_i : valores observados de velocidade, fluxo e densidade;

$\hat{v}_i, \hat{q}_i, \hat{k}_i$: valores estimados de velocidade, fluxo e densidade; e

c_1, c_2, c_3 : coeficientes do modelo, já definidos no capítulo 4.

O uso das diferenças ortogonais é utilizado já que não se sabe qual ou quais variáveis podem ser consideradas como dependentes ou independentes. O ajuste da curva teórica aos pontos obtidos pela agregação dos dados pode ser visto na Figura 7.14.

Um resumo dos parâmetros obtidos na calibração e das constantes da relação fluxo-velocidade-densidade podem ser vistos na Tabela 7.3. Os valores dos parâmetros foram arredondados para o inteiro mais próximo.

Tabela 7.3: Parâmetros e constantes da relação fluxo-velocidade-densidade

Parâmetros		Unidade	Constantes	
v_f	102	km/h	c_{vc}	0,11983
v_c	80	km/h	c_1	0,05075
q_c	2248	cpe/h/faixa	c_2	0,00608
k_j	152	cpe/km/faixa	c_3	0,00034

Os resultados são satisfatórios e seguem a tendência geral das curvas obtidas em outros estudos. A região superior da curva fluxo-velocidade é praticamente linear, com uma variação na velocidade praticamente inexistente até o fluxo de 1.700 cpe/h/faixa. Uma redução de velocidade de 20 km/h, aproximadamente, ocorre entre os fluxos de 1.700 cpe/h/faixa e 2.200 cpe/h/faixa.

A velocidade de fluxo livre (v_f) é igual a 102 km/h, menor que o limite de velocidade nos locais de coleta, igual a 110 km/h, mas o limite superior de variação dos pontos é próximo ao limite de velocidade. Dessa forma, as velocidades previstas pela curva fluxo-velocidade devem ser aproximadamente iguais às médias das velocidades observadas.

Figura 7.14: Curva calibrada. (a) Fluxo-velocidade; (b) Densidade-velocidade; (c) Fluxo-densidade

A velocidade na capacidade (v_c) é igual a 80 km/h. No HCM [TRB, 1997], as curvas cujas velocidades de fluxo livre são iguais a 90 e a 100 km/h predizem, respecti-

vamente, velocidades na capacidade iguais a 80,4 e 82,0 km/h.

A capacidade obtida (q_c) é 2.248 cpe/h/faixa, valor semelhante aos estabelecidos pelo HCM [TRB, 1997] para as curvas fluxo-velocidade com velocidades de fluxo livre igual a 90 e 100 km/h (2.300 cpe/h/faixa e 2.250 cpe/h/faixa, respectivamente). De uma forma geral, pode-se dizer que a região superior curva fluxo-velocidade obtida é semelhante à curva do HCM cuja velocidade de fluxo livre é 100 km/h.

A densidade de congestionamento (k_j) é igual a 152 cpe/km/faixa, maior que as densidades de congestionamento obtidas em outros estudos [Stewart *et al.*, 1995; Van Aerde & Rakha, 1995], cujos valores variam entre 92,2 cpe/km/faixa e 114 cpe/km/faixa. O motivo desta diferença deve ser, provavelmente, a falta de dados na região congestionada para fluxos menores que 1000 cpe/h/faixa e a maior dispersão dos dados na região congestionada. Apesar disso, uma densidade igual a 152 cpe/km/faixa significa que quando os automóveis estão completamente parados, o espaçamento médio entre eles é igual a 6,58 m, o que não é um valor totalmente impossível de ser observado na prática.

Pode-se considerar que os resultados obtidos no processo de calibração da relação fluxo-velocidade satisfazem as expectativas iniciais e que, na ausência de dados para um trecho específico de rodovia, a curva calibrada pode ser utilizada no lugar de curvas calibradas para rodovias norte-americanas. O tamanho da amostra obtida é ainda pequeno, se comparado à quantidade de dados coletados em estudos canadenses e americanos, que fazem uso de sensores fixos. A curva poderá, eventualmente, ser recalibrada na medida em que mais dados sejam obtidos quando os sensores fixos, instalados nas rodovias paulistas, entrarem em funcionamento.

7.6. Equivalência entre Espaçamentos no Congestionamento

Conforme já descrito no item 4.3.1, a equivalência entre espaçamentos é utilizada pelo INTEGRATION para alterar a relação entre espaçamento e velocidade em função do maior ou menor comprimento dos veículos. A partir do espaçamento médio entre automóveis na condição de parada total do tráfego (s_j^a), os espaçamentos de congestionamento dos caminhões podem ser calculados supondo-se que a distância entre o pára-choque traseiro de um veículo e o pára-choque dianteiro do veículo seguinte (x , na Figura 7.15) é igual quando a via está completamente congestionada, independente do tipo de veículo. O espaçamento de congestionamento s_j^t de um caminhão t pode ser calculado da seguinte forma:

$$s_j^t = x + l_t \quad (7.8)$$

em que l_i é o comprimento do caminhão (m). O valor de x pode ser calculado da seguinte forma:

$$x = s_j^a - l_a \quad (7.9)$$

sendo l_a o comprimento do automóvel (m).

l_i : comprimento do caminhão (m)

Figura 7.15: Determinação do espaçamento de congestionamento para caminhões

Considerando então que $s_j^a = 6,58$ m, $l_a = 4,00$ m e $x = 2,58$ m, pode-se calcular os espaçamentos de congestionamento para as quatro categorias de caminhões analisadas, mostrados na Tabela 7.4, juntamente com os comprimentos dos caminhões e a equivalência entre espaçamentos e_s , definida anteriormente no item 4.3.1. Os comprimentos dos caminhões foram estimados a partir das dimensões dos caminhões típicos brasileiros. Foi considerado que tanto os caminhões articulados leves e pesados têm o mesmo comprimento, igual a 17,0 m.

Tabela 7.4: Comprimentos, espaçamentos de congestionamento e equivalência entre espaçamentos

Veículo	l (m)	s_j (m)	e_s
Automóvel	4,0	6,58	1,00
Caminhão rígido leve	7,0	9,58	1,46
Caminhão rígido pesado	9,0	11,58	1,76
Caminhões articulados	17,0	19,58	2,98

8. DETERMINAÇÃO DOS EQUIVALENTES VEICULARES

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os resultados obtidos nesta pesquisa. Inicialmente, o capítulo trata de alguns aspectos da calibração do modelo não discutidos nos capítulos anteriores, e descreve os procedimentos adotados para verificar se o comportamento do tráfego formado por automóveis e caminhões é devidamente representado nas simulações.

Em seguida, analisa-se a magnitude do erro cometido no cálculo dos equivalentes veiculares pelo método de Huber, quando o efeito de interação entre caminhões não é devidamente considerado, de acordo com a conceituação teórica apresentada no capítulo 3.

Os fatores de equivalência obtidos a partir dos experimentos de simulação são apresentados sob a forma de tabelas similares às do HCM. Além disso, é feita uma análise da influência da geometria da via, da porcentagem de caminhões e do nível de serviço nos equivalentes veiculares.

No final do capítulo, apresenta-se uma análise comparativa dos resultados que seriam obtidos na avaliação do nível de serviço de uma rodovia de pista dupla, decorrentes da utilização dos equivalentes do HCM e dos equivalentes determinados nesta pesquisa.

8.1. Calibração e Validação

A maior parte da calibração do INTEGRATION, referente à determinação dos parâmetros do modelo de desempenho e da relação fluxo-velocidade, já foi descrita, respectivamente, nos capítulos 6 e 7. Outros aspectos, tais como a representação da variabilidade da velocidade em torno do valor médio, definido pela curva fluxo-velocidade, e a aleatoriedade na geração de veículos, são discutidos no item 8.1.1.

Terminado o processo de calibração, a validação do comportamento dos veículos na corrente de tráfego foi realizada. Essa validação, baseada na animação gráfica do INTEGRATION, é descrita no item 8.1.2.

8.1.1. Introdução de Variabilidade nas Simulações

O INTEGRATION permite, a critério do usuário, incorporar um certo grau de variabilidade na velocidade dos veículos e também introduzir aleatoriedade no processo de geração de veículos.

A velocidade média dos veículos é normalmente determinada pela relação fluxo-velocidade e pelas condições de tráfego. É possível, entretanto, fazer com que as velocidades dos veículos variem em torno da média, por meio de um coeficiente de variação da velocidade, que corresponde à razão entre o desvio-padrão e a média das velocidades [Van Aerde, 1997]. Assim, é possível que veículos com mesmo espaçamento trafeguem em velocidades diferentes, ou veículos com mesmas velocidades possuam espaçamentos diferentes.

Algumas simulações foram realizadas para verificar o efeito da variabilidade nos resultados das simulações. Entretanto, observou-se que a variabilidade das velocidades somente permite obter velocidades menores que a média estabelecida pela relação fluxo-velocidade. Rakha [2000] confirma esta constatação, ou seja, não é possível que veículos trafeguem com velocidades maiores que as velocidades determinadas pela curva calibrada. Baseado nisso, decidiu-se não introduzir nenhum tipo de variabilidade na velocidade, para evitar que os resultados das simulações fossem influenciados por esta característica do simulador.

O INTEGRATION possibilita a geração de veículos com headways distribuídos de três maneiras distintas: de forma determinística, seguindo uma distribuição exponencial negativa ou seguindo uma distribuição exponencial negativa deslocada. A probabilidade de ocorrência de um headway h , de acordo com uma distribuição exponencial negativa, é expressa pela equação:

$$P(h \leq t) = 1 - \exp\left(-\frac{t}{\bar{h}}\right) \quad (8.1)$$

em que t : tempo de duração do headway (s);

$\bar{h}$: headway médio (s);

A probabilidade de ocorrência segundo uma distribuição exponencial negativa deslocada é calculada através de:

$$P(h \leq t) = \begin{cases} 1 - \exp\left(-\frac{t-h_0}{\bar{h}-h_0}\right), & t \geq h_0 \\ h_0, & t < h_0 \end{cases} \quad (8.2)$$

em que h_0 : headway mínimo observado (s);

A distribuição de headways do tipo determinística foi descartada por não ser representativa dos dados coletados na via Anhanguera, ou seja, os headways entre veículos não são constantes. Verificou-se, em seguida, que dentre os quatro conjuntos de dados obtidos nos diferentes locais de coleta na via Anhanguera, somente em um dos conjuntos de dados houve aderência da distribuição exponencial negativa à distribuição de headways observada, conforme mostra a Tabela 8.1. Utilizando-se o teste de Kolmogorov-Smirnov, com um nível de significância de 5%, somente no local 2, onde o volume de tráfego é mais moderado, não existem indícios contrários à hipótese de que os headways possam ser modelados por esse tipo de distribuição.

Tabela 8.1: Testes de aderência da distribuição exponencial negativa aos headways observados

Local	km	Sentido ^(a)	Número de observações (n)	$ h_{obs} - h_{teor} $ máximo ^(b)	Valor crítico do teste ^(c)	hipótese H_0 ^(d)
1	141	c → i	3507	0,1103	0,0230	rejeitada
2	126	i → c	2803	0,0082	0,0257	não rejeitada
3	110	c → i	3736	0,1195	0,0223	rejeitada
4	110	i → c	4291	0,1110	0,0208	rejeitada

^(a) c - i : sentido capital → interior; i → c : sentido interior capital

^(b) diferença absoluta máxima entre os percentuais relativos acumulados das distribuições de headways observados e teóricos

^(c) valor crítico do teste calculado pela equação $1,36 / \sqrt{n}$ para um nível de significância $\alpha = 5\%$

^(d) H_0 : a distribuição relativa acumulada de headways pode ser representada por uma distribuição exponencial negativa

Foi constatado também que a aderência é menos satisfatória para a distribuição exponencial negativa deslocada do que para a distribuição exponencial negativa, considerando-se como critério de comparação a soma das diferenças absolutas entre os percentuais relativos acumulados das distribuições de headways observados e teóricos. Quanto maior o valor de h_0 , maior a soma das diferenças, o que permite concluir que a menor diferença ocorre para $h_0 = 0$, o que corresponde ao uso do modelo exponencial negativo.

A Figura 8.1 mostra, a título de exemplo, a aderência das distribuições exponencial negativa e negativa deslocada (com $h_0 = 1$ s), para o local de coleta 3. Como o INTEGRATION não permite a utilização de qualquer outro modelo para a geração de headways, optou-se por gerar veículos com headways que seguissem uma distribuição exponencial negativa, dado que essa distribuição foi a que melhor aderiu à distribuição de headways observada. Além do mais, como o movimento dos veículos passa a ser controlado pela relação fluxo-velocidade a partir do momento que eles entram no trecho simulado, acredita-se que o uso da distribuição exponencial negativa para a geração de headways não apresente influência significativa nos resultados.

Figura 8.1: Distribuições teóricas e observada de headways

8.1.2. Validação do Comportamento da Corrente de Tráfego

Algumas simulações preliminares foram realizadas com o propósito de validação do modelo de simulação, a partir da observação do comportamento dos caminhões na corrente de tráfego, e a interação entre veículos decorrente da presença dos caminhões

A observação dos veículos foi feita através da animação do INTEGRATION. Os retângulos de cores rosa, azul, branco e verde escuro na Figura 8.2 representam, respectivamente, os caminhões rígidos leves, rígidos pesados, articulados leves e articulados pesados. Os automóveis são representados por cores que variam conforme a velocidade do veículo, segundo um esquema ilustrado na Figura 8.3. Em função desse esquema, automóveis verdes e azuis possuem as maiores velocidades e representam a região não congestionada da curva fluxo-velocidade, enquanto que os automóveis amarelos e vermelhos possuem velocidades que caracterizam a região congestionada da curva fluxo-velocidade.

Figura 8.2: Exemplo da animação do INTEGRATION

Pode-se notar na Figura 8.2 que os automóveis realizando manobras de ultrapassagem possuem velocidades que são cada vez maiores quanto mais distante o auto-

móvel se encontra do caminhão ultrapassado na faixa da direita. Por outro lado, os automóveis na faixa da direita têm velocidades menores, pois seu movimento é restringido pelo caminhão líder do pelotão, que trafega mais lentamente, gerando também a formação de espaçamentos à sua frente, não ocupados por outro veículo.

Figura 8.3: Cores utilizadas para representar veículos com diferentes velocidades

Foi observado, porém, que um número excessivo de caminhões trafegava na faixa da esquerda, mesmo em greides longos e de grandes magnitudes, fazendo com que vários automóveis ultrapassassem caminhões utilizando a faixa da direita (Figura 8.4), caracterizando uma manobra que não é permitida nas rodovias de pista dupla rurais brasileiras, mas aceitável em rodovias norte-americanas. Na verdade, esse comportamento é uma simples consequência da relação interveicular e da lógica de mudança de faixas do simulador, ou seja, os veículos sempre procuram trafegar pelas faixas com maior espaçamento, de forma que possam desenvolver maiores velocidades.

Figura 8.4: Ultrapassagens pela direita

Em função do número excessivo de ultrapassagens pela direita, decidiu-se por implementar outra lógica no INTEGRATION, que faz com que os veículos cujas velocidades são limitadas pelo seu desempenho considerem que o espaçamento na faixa da direita é duas vezes maior do que ele realmente é (o valor foi arbitrariamente adotado e é recomendável sua validação em pesquisas futuras). Esse artifício induz qualquer veículo a mover-se para a faixa da direita sempre que sua velocidade não for estabelecida em fun-

ção da relação interveicular, mas sim em função de seu desempenho.

Essa lógica reduziu significativamente o número de ultrapassagens pela direita, de forma que em cenários cuja porcentagem de caminhões era elevada (entre 30% e 40%), passou a ser comum a formação de pelotões de caminhões na faixa da direita, como mostra a Figura 8.5. Apesar disso, a nova lógica não eliminou por completo as ultrapassagens pela direita. Quando ocorrem ultrapassagens de um caminhão sobre outro, por exemplo, é comum que grandes vazios como os ilustrados na Figura 8.4 surjam entre eles, e esses vazios são rapidamente ocupados por automóveis. Em outros casos, caminhões trafegando na faixa da esquerda não podem mover-se para a direita pois o *gap* nessa faixa não é suficiente para a realização da manobra. Embora tais aspectos devam ser investigados com mais profundidade em futuras pesquisas, acredita-se a influência nos resultados finais seja mínima, já que as densidades obtidas são médias das densidades nas duas faixas.

Figura 8.5: Pelotão de caminhões na faixa da direita

Foi observado também que quando a corrente de tráfego era formada por maiores porcentagens de caminhões, eram comuns as tentativas de ultrapassagem de um caminhão sobre outro, como mostra a Figura 8.6. Devido ao seu desempenho limitado, os caminhões passavam a trafegar emparelhados, bloqueando a passagem de outros veículos mais rápidos e ocasionando a formação de pelotões. Esse fenômeno é comumente observado no Brasil, em rodovias com elevada porcentagem de caminhões, tais como a Via Anhanguera (SP 330) e a via Washington Luiz (SP 310).

Figura 8.6: Ultrapassagens de caminhões sobre caminhões

Apesar de toda o processo de validação ter sido apenas visual, acredita-se que o comportamento dos caminhões e as interações entre veículos em função de sua presença na corrente de tráfego são adequadamente representados. Uma validação mais extensa

pode ser realizada, desde que disponha-se de mais dados, tais como o número de ultrapassagens, o número de veículos em pelotão e o tempo gasto pelos caminhões nas manobras de ultrapassagem.

8.2. Características do Trecho Simulado

Foram simulados diferentes cenários, para diferentes combinações de comprimentos das rampas, magnitudes dos greides, volumes de tráfego e porcentagens totais de caminhões. Os critérios para a escolha das variáveis mencionadas é descrito a seguir.

8.2.1. Geometria do Trecho

O cenário escolhido para simulação consiste em um trecho de rodovia reto, composto por três tramos com duas faixas de tráfego (Figura 8.7). Os tramos A e C são planos e têm comprimento de 1,0 km, enquanto que o tramo intermediário B possui comprimento L e inclinação i variáveis. As curvas verticais nas mudanças de greide são desconsideradas e somente um sentido de tráfego foi simulado.

As densidades da corrente de tráfego, coletadas apenas no tramo B, correspondem à ambas as faixas de tráfego. O tramo A é utilizado apenas como trecho de “warm-up” da simulação, permitindo que o fluxo de tráfego estabilize-se o máximo possível. Pela lógica do INTEGRATION, os veículos sempre entram no trecho pela faixa que apresenta o maior espaçamento disponível. Portanto, é possível que diversos caminhões entrem no tramo A utilizando a faixa da esquerda. Assim, este trecho plano permite que eles movam-se para a faixa da direita antes de entrar no tramo B, possibilitando que o comportamento da corrente de tráfego simulada represente mais adequadamente o que ocorre na realidade.

Figura 8.7: Esquema do trecho simulado

Foram adotados inicialmente três comprimentos diferentes para o tramo B: 0,5 km, 1,25 km e 2,00 km. Os valores foram escolhidos de forma que eles estivessem

igualmente espaçados dentro do intervalo de variação considerado. Seria possível, assim, realizar simulações para outros valores intermediários, caso fosse verificado que a variação dos equivalentes veiculares é muito grande entre os comprimentos inicialmente adotados.

Da mesma maneira, foram escolhidos 5 valores de magnitudes de greide, igualmente espaçados, ou seja, 0%, 2%, 4%, 6% e 8%.

8.2.2. Volume e Composição do Tráfego

Para determinar a relação entre fluxo e densidade, foram escolhidos diversos volumes de tráfego, variando entre 200 veíc/h e 1.500 veíc/h. A faixa de variação e os valores dos volumes foram escolhidos em função do cenário simulado. Para greides de menores comprimento e magnitude, foi possível realizar simulações para volumes de tráfego mais espaçados (200 veíc/h), sendo porém necessário simular volumes de tráfego mais elevados (entre 1.300 e 1.500 veíc/h) para se obter densidades próximas ou maiores que 28 veíc/km, que caracterizam o nível de serviço E.

Para greides de maior comprimento, maior magnitude e porcentagens de caminhões mais elevadas, a faixa de variação total de fluxos foi menor, mas foram utilizados volumes de tráfego menos espaçados (50 ou 100 veíc/h), especialmente em simulações em que o volume de tráfego era próximo à capacidade da via e a variação da densidade ocorria de uma forma mais acelerada em uma faixa de variação de fluxos menor.

A composição de caminhões, ilustrada na Tabela 8.2 é fixa, e baseia-se nas porcentagens dos caminhões mostrada na Figura 6.2 e no critério de agregação em categorias, descrito no capítulo 6. Esta composição de caminhões corresponde à observada durante as coletas de dados e foi adotada como representativa da que ocorre nas rodovias de pista dupla do estado de São Paulo.

Tabela 8.2: Composição de caminhões simulada

Categoria	Porcentagem (p_i)
Rígidos leves	17,7
Rígidos pesados	48,8
Articulados leves	4,6
Articulados pesados	28,9

Assim sendo, foram simuladas somente variações na porcentagem total de caminhões, com fluxos formados por 5%, 10%, 20%, 30% e 40% de caminhões. Embora em situações reais existam fluxos de tráfego compostos por mais de 40 ou 50% de caminhões, optou-se por não simular porcentagens maiores que 40% em função do tempo

disponível para realizar as simulações. Além disso, conforme pode ser visto na Figura 8.13, os equivalentes não variam significativamente para porcentagens entre 30% e 40% e não devem variar, da mesma forma, para porcentagens maiores que 40%.

Em cada uma das simulações, o número de caminhões n_i de cada categoria, gerados durante todo o período de simulação foi calculado da seguinte maneira:

$$n_i = t_{sim} \times 2q \times p_{tot} \times p_i \quad (8.3)$$

em que t_{sim} : tempo total de simulação (h);

$2q$: fluxo horário de veículos para 2 faixas de tráfego (veíc/h);

p_{tot} : porcentagem total de caminhões; e

p_i : porcentagem de caminhões da categoria i .

8.2.3. Tempo de Simulação e Intervalo de Medição das Variáveis de Tráfego

O simulador INTEGRATION gera uma série de estatísticas, tais como o número de veículos que trafegaram por um tramo, o tempo de viagem dos veículos, a velocidade, etc., em intervalos de tempo pré-definidos pelo usuário. Optou-se, dessa maneira, por gerar os resultados a cada intervalo de 5 minutos, de forma a se obter uma estimativa da variabilidade dos resultados.

Considerando-se a variabilidade da corrente de tráfego, devido à presença dos caminhões com desempenhos que variam de uma categoria para outra, é desejável coletar as variáveis mencionadas em um certo número de intervalos de tempo, que permita a determinação de fluxos e densidades médias com as menores margens de erro possíveis e, ao mesmo tempo, seja compatível com o tempo e os recursos computacionais disponíveis para a realização das simulações.

Após a realização de algumas simulações iniciais, foi constatado que a coleta de 60 observações para cada uma das simulações seria adequado na maioria dos casos. O número de simulações foi adotado arbitrariamente, e não em função de uma margem de erro desejada. A análise dos resultados de alguns cenários mostrou que 60 observações é um número mais do que adequado para as situações em que o volume de tráfego é leve e a porcentagem de caminhões é pequena, mas talvez fosse necessário simular por maior tempo cenários em que o fluxo de veículos e porcentagem de caminhões são elevados. Tal aspecto não foi investigado em profundidade nesta pesquisa, mas sempre será possível realizar simulações adicionais caso seja constatado que o número de simulações realizadas é insuficiente.

O tempo de simulação deve incluir ainda uma parcela inicial de tempo – tempo

de “warm-up” – utilizada para permitir que a corrente de tráfego esteja o mais próximo possível de um regime de equilíbrio. A determinação do tempo exato de inicialização para cada cenário simulado não é uma tarefa simples, sem a utilização de algum procedimento computacional, de forma que foi considerado, baseado na observação dos resultados de algumas simulações iniciais, que um período de 2 horas de “warm-up” seria suficiente na maioria dos casos. Assim, todas as informações obtidas nestas 2 horas iniciais (compreendendo 24 intervalos de coleta de dados de 5 minutos cada) não foram utilizadas no cálculo das médias das variáveis de tráfego.

Dessa maneira, o tempo total de simulação, correspondente à soma do tempo de “warm-up” e do tempo de coleta das variáveis de tráfego, é igual a 7 horas, ou seja, 84 intervalos de 5 minutos cada.

8.3. Resultados das Simulações

Após a verificação de possíveis inconsistências na simulação de caminhões, todas as simulações foram realizadas, utilizando a versão 2.20i do INTEGRATION. Foram realizadas em torno de 600 simulações, totalizando 4.200 horas simuladas, e que levaram em torno de 623 horas reais para serem realizadas. De forma a reduzir o tempo total simulação, foram utilizados seis computadores diferentes, com velocidades de processamento diferentes (quatro Pentium 133, um AMD K6 200 e um AMD K6-II 500). Na média, cada simulação durou aproximadamente uma hora. Dependendo do cenário e da velocidade de processamento do computador utilizado, o tempo de simulação de um cenário variou entre 20 ou 30 minutos para greides mais curtos e de menor magnitude e entre 2 ou 3 horas para greides mais longos e mais inclinados ou para fluxos mais elevados.

Um programa elaborado em Visual Basic foi utilizado para auxiliar na execução das simulações e organização dos arquivos de resultados obtidos. Este programa gerava automaticamente os arquivos de entrada do INTEGRATION para cada rodada de simulação e para uma série de cenários pré-definidos. Dessa forma, era possível que um computador simulasse ininterruptamente por horas ou dias, sem que fosse necessário programar uma nova rodada no final de cada simulação. Todas as simulações foram realizadas no intervalo de uma semana, aproximadamente.

8.3.1. Cálculo das Variáveis de Tráfego

O fluxo, a velocidade e a densidade não são obtidos diretamente dos arquivos de resultados, mas calculados a partir dos resultados da simulação. Após a realização das simulações, uma macro foi utilizada para coletar somente as informações necessárias para o

cálculo dos equivalentes veiculares, já que os arquivos de resultados são relativamente extensos, contendo muito mais informações do que as necessárias para os objetivos desta pesquisa. O fluxo médio q no intervalo de tempo δt , no tramo analisado (tramo B, na Figura 8.7), é dado por:

$$q = \frac{3.600}{N} \frac{(n_i - n_{i-1})}{\delta t} \quad (8.4)$$

em que n_i, n_{i-1} : número acumulado de veículos que passaram pelo tramo analisado desde o início da simulação ($t=0$) até os instantes t_i e t_{i-1} ;

δt : intervalo de medição das variáveis de tráfego (300 s); e

N : número de faixas de tráfego ($N = 2$).

A velocidade média v , no tramo é calculada da seguinte maneira:

$$v = 60 \cdot L \frac{(n_i - n_{i-1})}{tv_i - tv_{i-1}} \quad (8.5)$$

em que tv_i, tv_{i-1} : soma dos tempos de viagem de todos veículos que passaram pelo tramo analisado desde o início da simulação ($t=0$) até os instantes t_i e t_{i-1} ; e

L : comprimento do tramo (km).

A densidade k é obtida a partir da relação fundamental de tráfego, ou seja,

$$k = \frac{q}{v} \quad (8.6)$$

Os fluxos, velocidades e densidades foram organizados em planilhas para que então os valores médios de cada uma das variáveis fossem calculados para cada cenário, considerando-se somente os resultados obtidos nas últimas 5 horas de cada simulação, conforme já foi mencionado no item 8.2.3.

8.3.2. Determinação dos Fluxos Básico e Composto

Os valores médios de fluxos e densidades permitem a elaboração de curvas que relacionam estas variáveis para cada uma dos cenários simulados. Dessa maneira, é possível determinar os fluxos equivalentes para cada um dos cenários, ou seja, os fluxos que possuem uma mesma densidade.

Para simplificar a análise e permitir a elaboração de tabelas de fatores de equivalência como as apresentadas no HCM, optou-se por estimar os fluxos correspondentes às densidades limites dos níveis de serviço A, B, C, D e E, ou seja, 6, 10, 15, 20 e

28 veíc/km. A densidade referente ao nível de serviço E foi mantida igual à considerada no HCM, pois a densidade na capacidade, determinada pela relação fluxo-velocidade calibrada nesta pesquisa, é igual a 28,1 cpe/(km.faixa).

Para os cenários cuja corrente de tráfego era formada por caminhões e automóveis, os fluxos correspondentes a cada uma das densidades mencionadas foram estimados através de interpolação linear. Os fluxos do cenário básico (só automóveis) foram determinados analiticamente, a partir da relação fluxo-velocidade determinada no capítulo 7.

8.4. Análise da Relação entre Fluxo/Capacidade e Velocidade

Os valores médios, obtidos a partir dos resultados de algumas simulações, foram utilizados para elaborar a relação entre fluxo/capacidade e velocidade mostrada na Figura 8.8. Cinco curvas são mostradas, sendo uma delas a curva básica ($p = 0\%$) e outras contendo 30% ou 40% de caminhões, para rampas de inclinação 0% e 2%. A capacidade da curva básica é 2248 cpe/h, enquanto que a capacidade de cada uma das curvas foi obtida para cenários em que a demanda gerada excedeu o volume máximo trafegando pelo tramo analisado. Considerou-se, nesses casos, que a capacidade seria igual ao volume máximo.

Os resultados obtidos contrariam a suposição básica adotada por St. John & Glauz [1976], de que as curvas fluxo-velocidade básica e compostas seriam iguais quando normalizadas. Na verdade, as curvas só seriam coincidentes se a velocidade na capacidade para a curva básica fosse igual às velocidades na capacidade das outras curvas. Todavia, é pouco provável que a velocidade média seja mantida para fluxos elevados de tráfego e grandes porcentagens de caminhões.

Figura 8.8: Relação entre Fluxo/Capacidade e Velocidade

8.5. Análise do Efeito de Interação entre Caminhões

Para avaliar a magnitude da interação entre caminhões considerou-se uma corrente de tráfego formada por automóveis e caminhões dos tipos rígido pesado e articulado pesado, trafegando em uma rampa ascendente de 1,0 km, com inclinação de 4%. Foram realizadas cerca de 80 simulações para representar todas as combinações de porcentagens mostradas na Tabela 8.3 e fluxos que correspondessem ao intervalo de variação de densidades pré-estabelecido (6 a 28 veic/km).

Tabela 8.3: Porcentagens de caminhões utilizadas na análise de interação

Caminhão 1 (Rígido Pesado)	Caminhão 2 (Articulado Pesado)
0	5
0	10
5	0
10	0
5	5
10	10

Considera-se, conforme a discussão realizada no item 3.5.2, que e_1 e e_2 são os equivalentes referentes a um fluxo de tráfego formado por automóveis e somente um dos tipos de caminhão (1 ou 2), respectivamente calculados através de:

$$e_1 = \frac{1}{p_1} \left(\frac{q_b}{q_{m1}} - 1 \right) + 1 \quad (8.7)$$

ou

$$e_2 = \frac{1}{p_2} \left(\frac{q_b}{q_{m2}} - 1 \right) + 1 \quad (8.8)$$

enquanto que E_1 e E_2 são os equivalentes obtidos para uma corrente de tráfego composta por automóveis e caminhões de ambos os tipos, calculados através de:

$$E_1 = \frac{1}{p_1} \left(\frac{q_b}{q_s} - \frac{q_b}{q_{m2}} \right) + 1 \quad (8.9)$$

ou

$$E_2 = \frac{1}{p_2} \left(\frac{q_b}{q_s} - \frac{q_b}{q_{m1}} \right) + 1 \quad (8.10)$$

Além dos dois casos mencionados, também é possível a determinação de um fator de equivalência médio E_m da seguinte forma:

$$E_m = \frac{1}{p_1 + p_2} \left(\frac{q_b}{q_s} - 1 \right) + 1 \quad (8.11)$$

A Figura 8.9 apresenta os fatores de equivalência calculados para os três casos. Os fatores de equivalência calculados para situações em que os automóveis e os dois tipos de caminhão estão simultaneamente presentes na corrente de tráfego são menores do que os equivalentes calculados quando somente um deles está presente, o que reflete o fato que os equivalentes veiculares diminuem conforme a porcentagem total de caminhões aumenta. Quando se considera somente os fluxos q_{m1} ou q_{m2} para o cálculo dos equivalentes, só existe uma porcentagem p_1 ou p_2 de caminhões na corrente de tráfego. Por outro lado, quando os equivalentes são calculados em função do fluxo q_s , a porcentagem total de caminhões é $p_1 + p_2$.

Caso os equivalentes E_1 e E_2 fossem utilizados simultaneamente no cálculo do fluxo básico q_b^* :

$$q_b^* = q_s (1 - p_1 - p_2 + p_1 E_1 + p_2 E_2) \quad (8.12)$$

Figura 8.9: Fatores de equivalência para diferentes composições de tráfego

os valores de q_b^* seriam subestimados para um mesmo valor de densidade. A Figura 8.10 mostra que a diferença entre os valores de q_b , o fluxo básico de mesma densidade que o fluxo q_s , e os valores de q_b^* , é praticamente inexistente para densidades até 10 veíc/km, mas aumenta de forma significativa para densidades maiores. Verifica-se também que quanto maior a porcentagem de caminhões maior é a diferença entre os fluxos q_b e q_b^* . Consequentemente, quando o fluxo composto q_s é convertido em q_b^* , utilizando-se E_1 e E_2 , os níveis de serviço D e E, principalmente, seriam também subestimados.

A equação (8.12) só seria válida caso e_1 e E_2 , ou E_1 e e_2 fossem utilizados simultaneamente. Mas, baseado nos resultados apresentados na Figura 8.9, pode-se concluir que, exceto para densidades baixas, e_1 superestima o efeito do caminhão 1 e E_2 subestima o efeito do caminhão 2, e o mesmo é válido para e_2 e E_1 . Em outras palavras, o efeito do caminhão “já existente” no fluxo q_m é quase sempre superestimado, enquanto que o efeito do caminhão “adicionado” no fluxo q_s é quase sempre subestimado.

Figura 8.10: Diferença entre q_b e q_b^*

Esta constatação coloca em dúvida a validade da equação (8.13) para o cálculo do fator de veículos pesados (f_{HV}) no HCM:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + p_t(E_t - 1) + p_{vr}(E_{vr} - 1)} \quad (8.13)$$

sendo p_t, p_{vr} : porcentagem de caminhões e veículos recreacionais; e

E_t, E_{vr} : equivalentes veiculares dos caminhões e veículos recreacionais.

O manual americano considera que o efeito combinado dos caminhões e veículos recreacionais pode ser obtido pela simples combinação algébrica dos efeitos de cada veículo, embora os fatores de equivalência de cada categoria veicular tenha sido determi-

nado para cada veículo separadamente.

Dessa maneira, é mais razoável calcular o equivalente médio E_m para todos os caminhões presentes na corrente de tráfego, em vez de determinar equivalentes para cada categoria de caminhão. Para fins práticos de análise de capacidade e nível de serviço, isso é mais do que adequado.

8.6. Determinação dos Equivalentes Veiculares Médios

A Tabela 8.4 apresenta os fatores de equivalência médios para rodovias de pista dupla com duas faixas de tráfego por sentido, determinados pela equação (8.11), para diferentes greides, diferentes porcentagens de caminhões e diferentes níveis de serviço. Embora sejam fornecidos fatores somente para os cenários simulados, é possível extrapolar equivalentes para outros greides e outras porcentagens totais de caminhões que não as representadas na Tabela 8.4, desde que a composição de tráfego seja próxima da considerada nas simulações.

Tabela 8.4: Equivalentes médios dos caminhões típicos

Porcentagem de caminhões	Greides – inclinação e comprimento (km)													
	0%	2%			4%			6%			8%			
	todos	0,50	1,25	2,00	0,50	1,25	2,00	0,50	1,25	2,00	0,50	1,25	2,00	
NS A	5	1,2	1,3	1,6	1,9	1,5	2,5	3,3	1,9	4,3	5,1	3,4	7,6	9,3
	10	1,2	1,4	1,6	1,8	1,6	2,2	2,6	2,0	3,5	4,3	3,1	6,6	8,0
	20	1,3	1,4	1,6	1,7	1,6	2,2	2,7	1,9	3,5	4,3	3,1	5,4	6,5
	30	1,3	1,5	1,6	1,7	1,7	2,3	2,7	2,2	3,4	3,9	3,3	5,0	5,8
	40	1,3	1,5	1,7	1,8	1,8	2,4	2,7	2,3	3,3	3,9	3,2	5,0	5,4
NS B	5	1,5	1,7	2,4	2,9	2,2	4,2	5,5	3,0	7,3	9,0	5,2	11,4	14,2
	10	1,7	2,1	2,5	2,7	2,6	3,5	4,0	3,2	5,3	6,7	4,9	8,8	10,5
	20	1,7	2,0	2,2	2,3	2,3	3,2	3,8	3,2	4,7	5,4	4,3	7,2	8,8
	30	1,7	2,0	2,2	2,3	2,5	3,0	3,5	3,0	4,1	4,9	4,0	6,3	7,1
	40	1,7	2,1	2,2	2,3	2,5	2,9	3,3	3,0	4,2	4,7	4,1	5,7	6,4
NS C	5	3,1	3,8	4,8	5,5	4,8	7,9	9,7	6,2	11,2	13,9	9,5	16,5	20,0
	10	3,0	3,5	4,2	4,6	4,7	5,9	6,8	5,7	8,4	9,6	7,7	11,7	14,2
	20	2,6	3,2	3,4	3,4	3,8	4,6	5,0	4,5	6,3	7,3	6,0	8,6	10,5
	30	2,3	2,9	3,0	3,1	3,4	4,0	4,4	4,2	5,4	6,1	5,3	7,3	8,6
	40	2,2	2,7	2,8	2,9	3,2	3,6	3,9	3,9	5,0	5,6	5,1	6,8	7,6
NS D	5	5,9	6,9	8,3	9,0	8,3	11,3	13,1	10,7	16,1	18,5	13,1	20,5	25,1
	10	4,6	5,9	6,4	6,5	6,8	8,1	9,0	8,2	10,7	12,5	10,1	14,3	17,1
	20	3,5	4,4	4,6	4,7	5,2	5,8	6,3	6,1	7,7	8,8	7,5	10,2	11,8
	30	2,9	3,7	3,7	3,8	4,3	4,9	5,2	5,3	6,4	7,1	6,6	8,4	9,4
	40	2,6	3,2	3,3	3,3	3,9	4,3	4,5	4,8	5,7	6,3	5,9	7,5	8,3
NS E	5	7,8	9,4	10,3	10,5	10,8	12,3	13,5	12,5	16,1	18,6	15,2	20,6	24,0
	10	5,1	6,6	6,8	6,9	7,8	8,7	9,1	8,9	11,2	12,4	11,0	14,2	16,5
	20	3,6	4,7	4,7	4,6	5,6	6,0	6,3	6,6	7,7	8,5	7,8	10,2	11,5
	30	3,0	3,8	3,7	3,6	4,6	4,9	5,1	5,6	6,3	6,9	6,8	8,1	9,0
	40	*	3,3	3,3	3,2	4,1	4,2	4,3	4,9	5,6	5,9	6,1	7,1	7,7

* não determinado, pois não foi possível obter densidades maiores ou iguais a 28 veic/km

Em geral, os equivalentes aumentam conforme o comprimento e a magnitude do greide, mas o efeito da magnitude dos greides é mais significativo que o efeito do comprimento, como pode ser visto nas Figuras 8.11 e 8.12, elaborada para diferentes comprimentos, porcentagens de caminhões e nível de serviço C (densidade igual a 15 veíc/km). Para outros níveis de serviço, o mesmo padrão de variação dos equivalentes é, em geral, observado.

Embora essa conclusão seja, em princípio, válida somente para os intervalos de comprimento considerados, a Figura 8.11 indica que a variação dos equivalentes é maior no intervalo de 0,50 a 1,25 km do que no intervalo de 1,25 a 2,00 km, mostrando que existe a tendência de que os fatores de equivalência não aumentem de forma significativa para rampas maiores que 2,00 km, especialmente no caso de rampas de magnitude menos acentuada.

Figura 8.11: Variação do fator de equivalência em função do comprimento da rampa, para o nível de serviço C

Verifica-se também que, para greides de maior inclinação e para níveis de serviço C, D e E, principalmente, os equivalentes veiculares diminuem conforme a porcentagem de caminhões aumenta, como mostra a Figura 8.13, elaborada para um greide de 1,25 km e diferentes níveis de serviço. Este resultado é concordante com conclusões obtidas por St. John [1976], ou seja, embora o efeito de todos os caminhões aumente conforme a porcentagem de caminhões, o impacto marginal de cada caminhão acrescido na corrente de tráfego diminui.

Figura 8.12: Variação do fator de equivalência em função da magnitude do greide, para nível de serviço C

Para alguns greides menos acentuados (0%, 2% e 4%) e de menor comprimento (0,5 e 1,25 km) e níveis de serviço A e B, ocorre o contrário. Os equivalentes aumentam em função da porcentagem, mas a variação é muito pequena para que se possa concluir que os equivalentes realmente aumentam nessas condições. Julga-se que estas diferenças ocorram muito mais em função da variabilidade dos resultados obtidos nas simulações,

Figura 8.13: Variação do fator de equivalência em função da porcentagem de caminhões, para uma rampa de 1,25 km

sendo possível considerar que os fatores de equivalência são praticamente constantes para greides menos acentuados (0% a 4%) e níveis de serviço A e B.

A Figura 8.14 mostra como os equivalentes veiculares variam em função da

densidade, em uma rampa de 1,25 km e 20% de caminhões. A variação é praticamente linear para densidades maiores que 6 veíc/km e menores que 22 veíc/km, sendo que os equivalentes aumentam até uma densidade aproximada de 24 veíc/km e diminuem ligeiramente para densidades maiores. Esse padrão, observado também para outras porcentagens de caminhões e outros comprimentos de greides, ocorre porque a densidade correspondente à capacidade é maior na curva composta do que na curva básica, como mostra a Figura 8.15, o que faz com que o valor máximo de q_b/q_m seja obtido para densidades menores que 28 veíc/km.

Figura 8.14: Variação do fator de equivalência em função da densidade, para uma rampa de 1,25 km e 20% de caminhões

Figura 8.15: Variação de q_b/q_m para correntes de tráfego básica e composta

Observa-se, por fim, uma peculiaridade na Tabela 8.4. Não foi possível determinar um fator de equivalência para trechos planos com 40% de caminhões e nível de serviço E, pois não foram observadas densidades maiores ou iguais a 28 veíc/km. Este resultado decorre do alto percentual de caminhões presentes, que faz com que o número

de ultrapassagem de caminhões sobre caminhões seja maior, bloqueando outros veículos. Esse fenômeno gera a formação de pelotões e principalmente de espaços vazios entre pelotões, reduzindo o valor da densidade média da corrente de tráfego. Ocorreria, nesta situação, uma utilização pouco eficiente do espaço viário. Na prática, porém, esta situação dificilmente ocorre pois os caminhões são impedidos de circular nos períodos de maior volume de tráfego, como acontece em finais de semana em trechos da rodovia Bandeirantes (SP 328), próximos da cidade de São Paulo. E mesmo que não houvesse proibição, os próprios caminhoneiros evitariam circular nos horários de pico, para evitar desperdício de tempo e combustível.

8.7. Tabela de Fluxos Máximos por Nível de Serviço

Para finalidades práticas, é mais interessante utilizar, ao invés da Tabela 8.4, a Tabela 8.5, que contém os fluxos máximos por faixa de tráfego correspondentes a um determinado nível de serviço, para rodovias de pista dupla com duas faixas de tráfego por sentido. É possível determinar, sem a necessidade de cálculos (exceto por eventuais interpolações) o nível de serviço correspondente a um fluxo de tráfego medido em uma rodovia, ou o volume máximo de veículos, incluindo automóveis e caminhões, que poderia trafegar por um trecho de rodovia com um nível de serviço pré-definido.

Deve-se, entretanto, lembrar que a Tabela 8.5 garante resultados corretos na análise de capacidade e nível de serviço apenas para composições de tráfego iguais ou semelhantes à mostrada na Tabela 8.2. Não sabe qual a precisão dos resultados caso os valores apresentados na Tabela 8.5, bem como os equivalentes da Tabela 8.4, fossem utilizados para situações em que a composição de tráfego é significativamente diferente da adotada nesta pesquisa.

8.8. Análise Comparativa com o HCM

A comparação direta entre os fatores de equivalência determinados nesta pesquisa e os fatores apresentados no HCM não é recomendada, pois os equivalentes foram determinados a partir de métodos que baseiam-se em suposições diferentes, para condições operacionais e composição do tráfego específicas. Por outro lado, seria interessante avaliar se os níveis de serviço estimados pelo método do HCM diferem significativamente dos níveis de serviço determinados a partir da Tabela 8.5.

A Tabela 8.6 mostra dois exemplos de comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos. Em ambos os exemplos, os volumes horários são os fluxos máximos da Tabela 8.5, que correspondem, respectivamente, às densidades de 6 cpe/h/faixa (NS A) e

Tabela 8.5: Fluxos máximos por faixa de tráfego em função do nível de serviço

Porcentagem de caminhões	Greides – inclinação e comprimento (km)													
	0%	2%			4%			6%			8%			
	todos	0,50	1,25	2,00	0,50	1,25	2,00	0,50	1,25	2,00	0,50	1,25	2,00	
NS A	0*	610	610	610	610	610	610	610	610	610	610	610	610	
	5	603	600	592	584	594	567	546	583	524	506	544	458	431
	10	595	589	576	567	576	543	525	556	486	457	503	392	359
	20	578	563	546	534	543	493	455	516	406	369	429	323	291
	30	553	534	517	499	507	440	404	453	355	325	363	275	249
	40	536	510	481	463	464	395	359	401	315	282	322	233	221
NS B	0	1011	1011	1011	1011	1011	1011	1011	1011	1011	1011	1011	1011	1011
	5	985	976	946	922	952	873	824	918	768	723	837	665	610
	10	944	912	880	862	876	810	778	826	706	646	727	570	518
	20	888	839	814	801	797	700	650	707	584	536	612	450	396
	30	834	771	740	722	692	630	579	629	523	463	532	393	356
	40	790	709	677	660	630	573	531	563	446	406	451	351	319
NS C	0	1501	1501	1501	1501	1501	1501	1501	1501	1501	1501	1501	1501	1501
	5	1359	1314	1262	1228	1262	1116	1048	1194	993	913	1052	846	770
	10	1256	1201	1134	1101	1099	1008	953	1022	862	805	899	725	646
	20	1132	1041	1021	1010	962	871	832	879	729	662	753	594	518
	30	1070	958	932	919	880	795	739	765	648	592	652	521	460
	40	1024	895	872	861	806	730	691	701	575	530	567	454	411
NS D	0	1946	1946	1946	1946	1946	1946	1946	1946	1946	1946	1946	1946	1946
	5	1563	1501	1425	1390	1426	1286	1213	1310	1109	1037	1212	985	883
	10	1436	1310	1264	1254	1228	1141	1080	1130	989	904	1017	835	746
	20	1294	1160	1137	1125	1062	997	948	968	829	760	843	686	617
	30	1233	1076	1071	1066	972	893	866	853	740	688	729	602	552
	40	1198	1029	1019	1015	901	837	806	771	679	622	654	540	495
NS E	0	2248	2248	2248	2248	2248	2248	2248	2248	2248	2248	2248	2248	2248
	5	1678	1584	1535	1525	1510	1436	1384	1426	1283	1197	1313	1134	1046
	10	1598	1442	1420	1417	1340	1272	1245	1253	1111	1048	1123	969	881
	20	1478	1286	1295	1306	1167	1122	1088	1059	961	898	949	793	727
	30	1411	1223	1236	1255	1086	1040	1013	944	864	810	824	715	662
	40	**	1163	1183	1209	1009	982	965	874	797	762	743	656	611

* corresponde ao fluxo básico (só automóveis)

** não determinado, pois não foi possível obter densidades maiores ou iguais a 28 veic/km

28 cpe/h/faixa (NS E). Esses volumes foram convertidos para fluxos equivalentes a partir dos fatores de equivalência tabelados no HCM. As velocidades correspondentes aos fluxos foram estimadas a partir da relação fluxo-velocidade do HCM, com uma velocidade de fluxo livre igual a 102 km/h. As densidades foram então obtidas a partir da relação entre fluxo e velocidade e, em seguida, comparadas com as densidades para quais os fluxos máximos da Tabela 8.5 foram determinados.

Em função das densidades, o nível de serviço estimado pelo HCM seria B para o primeiro exemplo, e D para o segundo. Entretanto, conforme a Tabela 8.5, os níveis de serviço seriam, respectivamente, A e E. A diferença relativa entre as densidades estima-

das pelo HCM e as densidades da Tabela 8.5 é 39% para o primeiro exemplo, e -34% para o segundo exemplo.

Tabela 8.6: Análise comparativa de densidades estimadas pelo método do HCM e obtidas da Tabela 8.5

Exemplo 1	Exemplo 2
$L = 1,25 \text{ km}$ $i = 6\%$ $p = 10\%$	$L = 1,25 \text{ km}$ $i = 4\%$ $p = 10\%$
Tabela 8.5	
$q_m = 486 \text{ veíc/h/faixa}$ $k = 6 \text{ cpe/h/f (NS A)}$	$q_m = 1272 \text{ veíc/h/faixa}$ $k = 28 \text{ cpe/h/f (NS E)}$
HCM	
$E = 8,5 \text{ (Tab. 3.2)}$ $q_b = 486 \cdot [1 + 0,1(8,5 - 1)] = 851 \text{ cpe / h / faixa}$	$E = 5,5 \text{ (Tab. 3.2)}$ $q_b = 1272 \cdot [1 + 0,1(5,5 - 1)] = 1844 \text{ cpe / h / faixa}$
$v = 102 \text{ km/h (} v_f = 102 \text{ km/h)}$ $k = \frac{851}{102} = 8,3 \text{ cpe / km / faixa (NS B)}$	$v = 99,1 \text{ km/h (} v_f = 102 \text{ km/h)}$ $k = \frac{1844}{99,1} = 18,6 \text{ cpe / km / faixa (NS D)}$
Diferença relativa entre densidades	
$\delta = \frac{8,3 - 6}{6} = 0,39 \text{ (39\%)}$	$\delta = \frac{18,6 - 28}{28} = -0,34 \text{ (-34\%)}$

A mesma tendência é verificada para rampas com outros comprimentos e magnitudes, ou seja, quando o método do HCM é utilizado para avaliar o nível de serviço de rodovias de pista dupla no estado de São Paulo, o nível de serviço é superestimado para fluxos de tráfego mais leves e subestimado para fluxos de tráfego mais elevados. Tal conclusão é obtida a partir da Tabela 8.7, elaborada da mesma forma que a Tabela 8.6, para rampas com inclinação de 0% a 6%, comprimentos de 0,5 a 2,0 km e porcentagens de caminhões iguais a 5%, 10% e 20% (greides de magnitude 8% não foram considerados pois o HCM não tabela fatores de equivalência para valores maiores que 6%). A Tabela 8.7 mostra que, em geral, para greides de 4% e 6% e níveis de serviço A e B, o método do HCM superestima a densidade em até 46% ($i = 6\%$, $L = 1,25 \text{ km}$). Para os níveis de serviço C, D e E, o HCM subestima a densidade praticamente para todas as inclinações de rampa, sendo que as diferenças aumentam para greides de menor inclinação e níveis de serviço inferiores (D e E).

Essas diferenças refletem o efeito combinado de diversos aspectos, ou seja, as diferenças entre caminhões americanos e paulistas, as diferenças entre a relação fluxo-velocidade do HCM e a calibrada nesta pesquisa, e a utilização de métodos e critérios distintos para determinação da equivalência veicular no HCM e nesta pesquisa.

Tabela 8.7: Diferença percentual relativa entre densidades estimadas pelo HCM e pelas densidades da Tabela 8.5

Porcentagem de caminhões		Greides – inclinação e comprimento (km)									Diferença (%)		
		0%	2%			4%			6%				
		todos	0,50	1,25	2,00	0,50	1,25	2,00	0,50	1,25		2,00	
NS A	5	1	1	2	5	12	20	18	19	24	20	> 20 5 a 20 -5 a 5 -20 a -5 < -20	
	6,0	10	2	1	-1	7	13	29	29	27	39		31
	20	4	1	-2	5	24	45	34	27	46	39		
NS B	5	-1	-2	-3	-1	7	11	7	12	9	3	> 20 5 a 20 -5 a 5 -20 a -5 < -20	
	10,0	10	-3	-6	-9	-3	3	15	14	13	21		11
	20	-4	-9	-12	-6	9	24	15	4	26	21		
NS C	5	-9	-12	-13	-12	-5	-5	-9	-2	-6	-13	> 20 5 a 20 -5 a 5 -20 a -5 < -20	
	15,0	10	-14	-18	-22	-17	-14	-4	-7	-7	-1		-8
	20	-19	-25	-27	-21	-12	2	-2	-14	5	0		
NS D	5	-21	-25	-27	-25	-19	-18	-21	-19	-21	-26	> 20 5 a 20 -5 a 5 -20 a -5 < -20	
	20,0	10	-26	-33	-35	-29	-28	-18	-20	-22	-14		-22
	20	-30	-37	-39	-34	-27	-11	-16	-29	-9	-13		
NS E	5	-39	-43	-44	-41	-39	-33	-35	-37	-33	-39	> 20 5 a 20 -5 a 5 -20 a -5 < -20	
	28,0	10	-41	-47	-48	-43	-44	-34	-33	-38	-29		-35
	20	-43	-50	-50	-45	-43	-25	-28	-44	-18	-23		

8.9. Considerações Finais

Os resultados apresentados neste capítulo sugerem que o uso das tabelas de fatores de equivalência do HCM não permite que o nível de serviço de rodovias de pista dupla do estado de São Paulo seja corretamente estimado. Assim, recomenda-se a utilização das Tabelas 8.4 e 8.5 para determinação dos volumes de tráfego e níveis de serviço correspondentes em cenários cuja composição do tráfego é semelhante à simulada neste trabalho.

Não se sabe, contudo, qual seria o erro cometido ao se utilizar as tabelas mencionadas para composições de tráfego diferentes da considerada nas simulações, sendo desejável que, futuramente, novas pesquisas sejam realizadas para investigar este aspecto. Seria desejável também que o método de análise de capacidade e nível de serviço permitisse que outras composições de tráfego, com diferentes percentuais de cada tipo de caminhão, pudessem ser convertidas para uma composição padrão, utilizando conceitos como o de população de referência [St. John & Glauz, 1976], apresentado no capítulo 3.

Em função das limitações do método de determinação de fatores de equivalência, não foi possível, como era previsto no início da pesquisa, determinar equivalentes para cada um dos tipos de caminhão. Por outro lado, o uso de equivalentes médios é mais atraente para aplicações práticas, pois os fatores de equivalência variam com o flu-

xo de tráfego, tornando necessária a calibração de fatores de equivalência para um número muito grande de situações. A determinação de equivalentes para cada tipo de veículo seria desejável somente para análises mais detalhadas do impacto de cada veículo na corrente de tráfego.

9. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Esta tese relatou as diversas etapas de uma pesquisa, cujo propósito é a avaliação do impacto de caminhões na capacidade e nível de serviço de rodovias de pista dupla. O impacto foi quantificado em função de fatores de equivalência, determinados para caminhões típicos, encontrados nas rodovias de pista dupla no estado de São Paulo.

A determinação da equivalência veicular utiliza um método já existente, baseado na equivalência entre duas correntes de tráfego com mesma densidade. A aplicação deste método é restrita, porém, ao cálculo de fatores de equivalência médios, pois foi constatado que os métodos existentes não consideram corretamente o efeito da interação entre veículos em correntes de tráfego compostas por diferentes tipos de caminhão.

Os equivalentes médios são obtidos a partir da suposição de que um fluxo básico, formado unicamente por automóveis, apresenta qualidade de serviço igual a de um fluxo composto por automóveis e caminhões, quando ambos possuem a mesma densidade. Esta variável foi escolhida de forma que o cálculo dos equivalentes veiculares fosse compatível com os critérios de determinação dos níveis de serviço usados no HCM.

Para se determinar os equivalentes veiculares, diversas curvas fluxo-densidade foram obtidas para diferentes combinações de greides, volumes de tráfego e porcentagens de caminhões. Em função do grande número de combinações, a relação entre fluxo e densidade foi obtida através de simulação, utilizando uma versão do simulador INTEGRATION, especialmente desenvolvida para esta pesquisa, que possibilita incorporar os efeitos de veículos pesados sobre o fluxo de tráfego.

A calibração do INTEGRATION foi realizada, basicamente, em duas etapas. Na primeira, um modelo de desempenho, até então inexistente no simulador, foi implementado e, em seguida, calibrado com parâmetros referentes a quatro categorias de caminhões, representativas dos caminhões observados em uma balança rodoviária na rodovia SP 330. Na segunda etapa, foram determinados os parâmetros da relação fluxo-velocidade a partir de dados coletados através de sensores portáteis instalados na rodovia SP 330. Após essas duas etapas, algumas simulações preliminares foram realizadas com o propósito de verificar se o comportamento dos caminhões e seu impacto nos outros veículos da corrente de tráfego era simulado de forma correta.

Os equivalentes veiculares foram calculados a partir de fluxos correspondentes às densidades de 6, 10, 15, 20 e 28 cpe/km/faixa, que correspondem, respectivamente, aos níveis de serviço A, B, C, D e E adotados pelo HCM. Além dos fatores de equivalência, foram determinados os fluxos máximos que correspondem a cada um dos níveis de serviço, para diversas combinações de comprimento e magnitude de greides e porcentagem de caminhões.

Foram também avaliadas as diferenças nas estimativas de densidades e níveis de serviço, utilizando-se o método do HCM e as tabelas elaboradas a partir dos resultados obtidos nesta pesquisa.

9.1. Conclusões

Os resultados dos estudos conduzidos possibilitaram a obtenção de um conjunto amplo de conclusões. Dada a abrangência dos assuntos abordados, as conclusões são apresentadas sequencialmente para cada um dos três principais assuntos em que se divide o trabalho:

- Caracterização da massa e massa/potência dos caminhões;
- Calibração da relação fluxo-velocidade; e
- Determinação dos fatores de equivalência veicular.

9.1.1. Caracterização da Massa e Massa/Potência dos Caminhões

Constatou-se que os caminhões observados na balança rodoviária da rodovia SP 330 têm relação massa/potência maior do que os caminhões americanos. Mais de 70% dos caminhões observados têm massa/potência maior do que a dos caminhões que o HCM considera como típicos nas rodovias americanas (entre 76 e 102 kg/kW). Dentre os caminhões nacionais, aproximadamente 60% possuem relação massa/potência maior que 122 kg/kW, a relação massa/potência adotada pelo HCM para elaboração de suas curvas de desempenho em rampas. Os valores de relação massa/potência obtidos neste estudo, correspondentes ao 50º e ao 85º percentis são, respectivamente, iguais a 146 e 189 kg/kW.

Os valores elevados da relação massa/potência dos caminhões nacionais são observados porque quase a metade da amostra é constituída por caminhões do tipo rígido pesado, categoria que inclui caminhões de desempenho inferior, equipados com motores de baixa potência, e que apresenta a mais alta relação massa/potência observada, ou seja, 197 kg/kW para o 85º percentil. O restante da amostra é composto por cerca de 18% de caminhões rígidos leves (101 kg/kW), 5% de articulados leves (141 kg/kW) e perto de

29% de caminhões articulados pesados (174 kg/kW).

De uma forma geral, a maioria dos caminhões da amostra respeita os limites de peso estabelecidos pelo CONTRAN, o que é reflexo da fiscalização intensiva na rodovia SP 330. Poucos caminhões rígidos trafegam com massas acima dos limites, mas os caminhões articulados tendem fazer o maior uso possível da tolerância de 5% sobre o limite de massa total de 45 t. Assim, 67% dos caminhões articulados de 5 eixos do tipo tanque e 47% de articulados de 6 eixos ultrapassam o limite de 45 t, mas apenas 3,8% dos caminhões tanque e 0,5% dos caminhões com 6 eixos ultrapassam o limite legal mais a tolerância.

9.1.2. Calibração da Relação Fluxo-Velocidade

A relação fluxo-velocidade foi calibrada de forma satisfatória, considerando-se a quantidade de dados e recursos disponíveis. A curva é bastante similar às curvas obtidas em outros estudos, dentre as quais a curva fluxo-velocidade do HCM. Na região não congestionada da curva, a variação da velocidade é mínima até o fluxo de 1.700 cpe/h/faixa, e uma redução de velocidade de cerca de 20 km/h ocorre entre os fluxos de 1.700 cpe/h/faixa e 2.200 cpe/h/faixa.

No processo de calibração, quatro parâmetros foram estimados. A velocidade de fluxo livre é igual a 102 km/h, a velocidade na capacidade é igual a 80 km/h e a capacidade é igual a 2248 cpe/h/faixa. A densidade de congestionamento é igual a 152 veíc/km/faixa, um pouco maior que os valores encontrados em estudos norte-americanos, resultado que se justifica talvez pela escassez e maior dispersão dos dados na região congestionada da curva. Apesar disso, o espaçamento médio entre automóveis, correspondente à situação de congestionamento total, seria igual a 6,58 m, valor que é compatível com o comprimento médio dos automóveis nacionais.

9.1.3. Determinação dos Fatores de Equivalência Veicular

A idéia inicial deste trabalho era, de certa forma, mais simples do que efetivamente foi realizado nesta pesquisa. Desejava-se, em princípio, determinar equivalentes veiculares que fossem mais adequados às características dos caminhões brasileiros, utilizando um dos vários métodos de equivalência encontrados na literatura. Entretanto, uma análise mais detalhada desses métodos mostrou algumas limitações e deficiências que impediam sua utilização imediata de uma forma conceitualmente correta.

O método generalizado de Huber [Sumner *et al.*, 1984], escolhido para a determinação dos equivalentes neste trabalho, não considera adequadamente o impacto dos

caminhões quando existem dois ou mais tipos de caminhões na corrente de tráfego analisada. Tomando como base resultados de algumas simulações de uma corrente de tráfego formada por automóveis e dois tipos diferentes de caminhões, foi observado que a forma tradicional de cálculo dos equivalentes, utilizando o método de Huber, subestima o impacto do caminhão que é adicionado à corrente de tráfego, e superestima, por outro lado, o impacto do caminhão que já estava presente na corrente de tráfego. Embora ainda se possa interpretar os resultados obtidos como se o impacto marginal do caminhão adicionado fosse menor do que o impacto do caminhão já existente, os equivalentes obtidos dessa forma teriam pouca ou nenhuma utilidade prática, pois escolher qual é o caminhão adicionado e qual é o caminhão existente é algo totalmente subjetivo. Assim, o método de Huber só permite a determinação de equivalentes médios, que refletem o efeito de todos os tipos de caminhões existentes na corrente de tráfego.

Essa conclusão também indica que o efeito composto de diferentes tipos de veículos na capacidade de uma rodovia de pista dupla não é corretamente representado pela soma dos efeitos de cada veículo, caso os fatores de equivalência tenham sido determinados separadamente para cada um deles, como ocorre no HCM. Como existe, nas rodovias nacionais, um considerável volume de tráfego de caminhões, com características variadas, é importante que tal aspecto seja levado em conta para que impacto dos caminhões seja corretamente determinado.

Os equivalentes médios, determinados para a composição típica de caminhões, aumentam proporcionalmente à magnitude e ao comprimento dos greides e em função da densidade da corrente de tráfego. Para a faixa de variação considerada, nota-se que os equivalentes variam de forma mais significativa com o aumento da magnitude do greide e da densidade do que em função do aumento do comprimento do greide.

Nota-se ainda que, de uma forma geral, os equivalentes diminuem com o aumento da porcentagem total de caminhões. A variação maior ocorre para porcentagens menores (entre 5% e 10%), e diminui à medida que a porcentagem de caminhões aumenta para 30 ou 40%. Por outro lado, para greides de menor magnitude e fluxos leves, os equivalentes aumentam em função da porcentagem de caminhões, embora a magnitude da variação seja muito menor.

Considerando-se que existem diferenças entre caminhões brasileiros e americanos, e que os equivalentes apresentados nesta pesquisa e os do HCM baseiam-se em hipóteses e critérios diferentes, observa-se variações significativas na diferença percentual relativa entre as densidades estimadas pelo método do HCM e pelos resultados obtidos nesta pesquisa. Constata-se que se o HCM superestima as densidades e, consequente-

mente, o nível de serviço para greides de maior magnitude e fluxos leves, enquanto que para fluxos altos e greides de todas as magnitudes, as densidades são subestimadas.

9.2. Recomendações

Este trabalho apresentou diversos resultados e conclusões relacionadas ao impacto de caminhões na capacidade e nível de serviço de rodovias de pista dupla, que podem, eventualmente, ser utilizados na elaboração de diretrizes ou mesmo um método de análise mais adequado às características dos veículos e rodovias nacionais.

No entanto, o trabalho não esgota a necessidade de pesquisas futuras sobre o assunto. Ao contrário, os resultados e conclusões obtidas nesta tese indicam que é desejável a continuidade das pesquisas em capacidade viária, pois vários aspectos ainda não foram devidamente explorados.

Recomenda-se, em relação ao levantamento das características dos caminhões, que algumas coletas em balanças móveis sejam realizadas, com o propósito de obter estimativas de sobrecarga, pois os caminhões sobrecarregados tendem a utilizar outros trajetos para desviar da balança. A coleta com balanças móveis pode ainda auxiliar na obtenção da distribuição da massa/potência em rodovias de pista simples, e assim verificar se ela é diferente da distribuição obtida em rodovias de pista dupla.

A pesagem dos caminhões, acompanhada do levantamento de perfis de velocidades dos caminhões em rampas ascendentes, pode fornecer informações úteis para a validação do modelo de desempenho desenvolvido neste trabalho. Este tipo de levantamento já vem sendo feito, mas não houve tempo hábil para que os resultados desse levantamento pudessem ser comparados com as curvas de desempenho desenvolvidas neste trabalho.

Recomenda-se também que, se possível, a obtenção das características dos caminhões não fique restrita somente às rodovias do estado de São Paulo. Caso exista a intenção de desenvolvimento de um manual de capacidade brasileiro, seria desejável obter informações a respeito dos caminhões de outras regiões.

Mesmo considerando somente as rodovias paulistas, é importante mencionar que o impacto de veículos combinados longos, tais como caminhão + reboque e tremi-nhão, não foi avaliado, pois estes veículos não trafegam pela rodovia em que se localiza a balança usada para a coleta de dados. Seria desejável determinar equivalentes veiculares para estes veículos, bem como para outras composições do fluxo de caminhões que não a adotada nesta pesquisa.

A inclusão de outros tipos de caminhões na análise, ou mesmo a existência de fluxos de veículos pesados que diferem da composição de fluxo típica adotada, indica uma das limitações à aplicação dos equivalentes determinados neste trabalho. A solução desse problema pode estar na conversão de uma composição qualquer de caminhões em uma composição, ou população de referência, como foi feito por St. John & Glauz, [1976]. Seria desejável, dessa forma, desenvolver um procedimento para efetuar esta conversão.

Os equivalentes deste estudo foram determinados para rodovias com duas faixas de tráfego somente. Seria interessante verificar, então, se estes equivalentes podem ser utilizados para rodovias de pista dupla com maior número de faixas de tráfego.

Para propósitos práticos, a utilização de equivalentes médios para uma população típica de caminhões é mais do que adequada. Para análises mais detalhadas, contudo, seria interessante determinar equivalentes para cada tipo de caminhão, de forma que fosse possível realizar uma análise comparativa dos impactos de cada um deles na capacidade e nível de serviço.

Outra questão que merece ser estudada futuramente refere-se ao critério utilizado para determinação dos equivalentes veiculares e níveis de serviço. Nesta pesquisa, a densidade foi adotada como critério de definição da equivalência veicular pois esta variável é a base para a definição do nível de serviço em rodovias de pista dupla. Esta escolha, entretanto, gera equivalentes que variam com o volume de tráfego o que, para finalidades mais práticas, seria indesejável. Recomenda-se que, a partir dos resultados das simulações, o uso de outras variáveis no cálculo de equivalentes veiculares seja avaliado.

Outro aspecto que pode ser investigado é se o efeito de greides compostos é devidamente representado pelo uso de greides equivalentes, conforme recomenda o método do HCM. Seria possível simular greides compostos, calcular os equivalentes médios para esse trecho de rodovia e comparar os resultados com os obtidos pelo uso de um fator de equivalência determinado a partir de um greide equivalente.

Recomenda-se também que a relação fluxo-velocidade seja recalibrada, pois a utilização de sensores portáteis limita, de certa forma, a obtenção de uma amostra de tamanho maior, como as obtidas em estudos similares, desenvolvidos no Canadá e Estados Unidos. A monitorização constante das rodovias SP 328 e 330, já em operação, vai permitir a coleta de uma quantidade de dados muito maior do que a utilizada nesse trabalho, o que será útil para um melhor conhecimento da relação entre as variáveis fundamentais de tráfego nas rodovias de pista dupla brasileiras.

ANEXO A – ARQUIVOS DO INTEGRATION

Este anexo mostra exemplos de arquivos de entrada de dados e arquivos de resultados gerados pelo INTEGRATION. Os arquivos, em formato tipo texto, contém dados tabulados em colunas, separados por espaços.

Os itens seguintes mostram exemplos de arquivos utilizados para simular uma rampa ascendente de 2,0 km e 6% de inclinação, 30% de caminhões e demanda igual a 800 veíc/h/faixa (ou 1.600 veíc/h nas duas faixas). Após a listagem de cada arquivo, existe uma tabela com a descrição dos dados listados. Tal descrição restringe-se aos dados necessários para as simulações desta pesquisa, de forma os interessados na descrição de outros dados devem consultar o manual do INTEGRATION [Van Aerde, 1997].

A.1. Arquivo Mestre

O arquivo mestre contém a listagem do tempo de simulação, dos nomes dos arquivos principais, o nome do arquivo de resultados e diretórios onde localizam-se os arquivos.

```
L20i6p30q80 17/05/2000 23:59:04
25200 300 0 1 0
\
output\
file1.dat
file2.dat
file3.dat
file4.dat
file5.dat
none
none
none
none
L20i6p30q80.out
none
none
...
(resto do arquivo não mostrado)
...
```


Tabela A.1: Descrição dos dados do arquivo mestre

Linha	Coluna	Descrição
1	1	Identificação do cenário simulado
2	1	Tempo total de simulação (s)
	2	Frequência de geração dos resultados (s)
3	1	Diretório em que estão os arquivos de entrada de dados
4	1	Diretório em que são gerados os arquivos de resultados
5	1	Nome do arquivo 1 (nós)
6	1	Nome do arquivo 2 (tramos)
7	1	Nome do arquivo 3 (semáforos)
8	1	Nome do arquivo 4 (demandas)
9	1	Nome do arquivo 5 (incidentes)
14	1	Nome do arquivo de resultados
15 – 27	1	Nomes de arquivos opcionais (o nome none deve aparecer nessas linhas, indicando que nenhum arquivo adicional será utilizado)

O arquivo de greides deve ser chamado “lnkgrade.dat” e o arquivo de parâmetros veiculares deve ser chamado “maxi_acc.dat”. Ambos os nomes são obrigatórios e não é necessário listá-los no arquivo mestre, pois eles são automaticamente detectados pelo INTEGRATION, desde que estejam no mesmo diretório que os outros arquivos.

A.2. Arquivo de Nós

Este arquivo contém as coordenadas dos nós da rede simulada, definindo quais nós constituem origem ou destinos das demandas geradas.

Node file	17/05/2000	23:59:04
4	0.3	0.6
1	1.00	1.00 1 -1 0
2	5.00	1.00 1 -2 0
3	2.00	1.00 4 0 0
4	4.00	1.00 4 0 0

Tabela A.2: Descrição dos dados contidos no arquivo de nós

Linha	Coluna	Descrição
1	1	Nome do arquivo (até 40 caracteres)
2	1	Número de nós no arquivo
	2	Fator de escala para coordenadas x
	3	Fator de escala para coordenadas y
3 e restantes	1	Número identificador do nó
	2	Coordenada x
	3	Coordenada y
	4	Tipo de nó 1: caracteriza nó de origem e destino 4: nó intermediário
	5	Identificador de macro-zonas. Deve ser igual a $-n$ para nós do tipo 1 ou 0 para nós do tipo 4 (n é o número identificador do nó)

A.3. Arquivo de Tramos

Este arquivo contém as informações sobre os tramos, tais como seu comprimento, os nós de origem e destino e os parâmetros que definem a relação fluxo-velocidade.

Link file 17/05/2000 23:59:04

3 1 1 1 1 1

-1 1 3 1.00 102 2248 2 0.00 80 152 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0

2 3 4 2.00 102 2248 2 0.00 80 152 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0

-3 4 2 1.00 102 2248 2 0.00 80 152 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0

Tabela A.3: Descrição dos dados contidos no arquivo de tramos

Linha	Coluna	Descrição
1	1	Nome do arquivo (até 40 caracteres)
2	1	Número de tramos no arquivo
	2 - 6	Fatores de conversão para comprimento do tramo, velocidade de fluxo livre, capacidade, velocidade na capacidade e densidade de congestionamento
3 e restantes	1	Número identificador do tramo. Se o número for negativo, os resultados referentes ao tramo não serão impressos no arquivo de resultados
	2	Nó inicial ou de origem do tramo
	3	Nó final do tramo
	4	Comprimento do tramo (km)
	5	Velocidade de fluxo livre (km/h)
	6	Fluxo correspondente à capacidade (veíc/h/faixa)
	7	Número de faixas
	8	Coefficiente de variação (desvio-padrão/média) da velocidade
	9	Velocidade na capacidade (km/h)
	10	Densidade de congestionamento (veíc/km/faixa)

A.4. Arquivo de Semáforos

O arquivo de semáforos é necessário para a simulação, mas não contém dados. A linha 1 pode conter uma identificação do arquivo e a linha 2 deve conter somente um “0”.

```
Signal file 17/05/2000 23:59:04
0
```

A.5. Arquivo de Demandas

Este arquivo contém os fluxos horários de cada veículo a ser gerado durante o período de simulação e os espaçamentos equivalentes dos veículos. No exemplo, os veículos 1 e 2, são caminhões rígidos leves e pesados, o veículo 3 é um automóvel e os veículos 4 e 5 são caminhões articulados leves e pesados.

```
q=1600 17/05/2000 23:59:04
-5 0 0 1 1 1 1 1 1
1 1 2 85 1 0 25200 -1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.46 1 1
2 1 2 234 1 0 25200 0.0 -1.0 0.0 0.0 0.0 0.0 1.76 1 2
3 1 2 1120 1 0 25200 0.0 0.0 1.0 0.0 0.0 0.0 1.00 1 3
4 1 2 22 1 0 25200 0.0 0.0 0.0 -1.0 0.0 0.0 2.98 1 4
5 1 2 139 1 0 25200 0.0 0.0 0.0 0.0 -1.0 0.0 2.98 1 5
```

Tabela A.4: Descrição dos dados contidos no arquivo de demandas

Linha	Coluna	Descrição
1	1	Nome do arquivo (até 40 caracteres)
2	1	Número de demandas geradas. O sinal negativo deve ser colocado para que as demandas sejam associadas aos parâmetros veiculares listados no arquivo “maxi_acc.dat”
	4	Fator de conversão da demanda
	5 – 9	Os cinco “1” são requeridos para a associação do arquivo de demandas com o arquivo de parâmetros veiculares
3 e restantes	1	Número identificador da demanda
	2	Nó de origem da demanda
	3	Nó de destino da demanda
	4	Valor da demanda (veíc/h)
	5	Porcentagem de headways com distribuição exponencial
	6	Tempo (s) de início da demanda
	7	Tempo (s) de término da demanda
	8 – 12	Porcentagem da demanda composta por veículos da categoria <i>i</i> . Sinais negativos indicam que o veículo tem uma cor distinta. Sinais positivos indicam que a cor do veículo varia com sua velocidade
	14	Fator de equivalência entre espaçamentos
	16	Indentificador utilizado para associar cada demanda com o tipo de veículo listado no arquivo de parâmetros veiculares

A.6. Arquivo de Incidentes

O arquivo de incidentes, assim como o arquivo de semáforos, é necessário para a simulação, mas não precisa conter dados.

Incident file 17/05/2000 23:59:04
0

A.7. Arquivo de Parâmetros Veiculares (maxi_acc.dat)

Neste arquivo devem ser colocados os parâmetros que permitem a modelagem do desempenho de cada categoria de veículos. A identificação dos veículos deve estar associada à numeração adotada no arquivo de demandas.

Truck File	17/05/2000	23:59:03
5		
1	10469	7.0 0.66 0.6 103.3 0.87 0.8 7.7 1.2 0.0125 7.6
2	21850	9.0 0.39 0.6 111.2 0.87 0.7 6.5 1.2 0.0125 7.6
3	1180	4.0 0.50 0.6 68.0 0.80 0.3 2.0 1.2 0.0125 7.6
4	27831	17.0 0.33 0.6 196.7 0.87 0.9 9.0 1.2 0.0125 7.6
5	42120	17.0 0.25 0.6 242.7 0.87 0.8 7.5 1.2 0.0125 7.6

Tabela A.5: Descrição dos dados do arquivo de parâmetros veiculares

Linha	Coluna	Descrição
1	1	Nome do arquivo (até 40 caracteres)
2	1	Número de veículos definidos no arquivo
3 e restantes	1	Número identificador do veículo (deve corresponder aos números listados na coluna 16 do arquivo de demandas)
	2	Massa do veículo (kg)
	3	Comprimento (m)
	4	Porcentagem da massa veicular no(s) eixo(s) trator(es)
	5	Coefficiente estático de atrito pneu-pavimento
	6	Potência nominal do motor (kW)
	7	Coefficiente de eficiência da transmissão
	8	Coefficiente de atrito aerodinâmico
	9	Área frontal (m ²)
	10	Coefficiente de rolamento
	11	Constante para tipo de pneu (C ₂)
	12	Constante para tipo de pneu (C ₃)

A.8. Arquivo de Greides (lnkgrade.dat)

O arquivo de greides contém apenas a inclinação das rampas. A numeração dos tramos deve estar associada à numeração adotada no arquivo de tramos.

Link file 17/05/2000 23:59:04

3

1 0.00

2 0.06

3 0.00

Tabela A.6: Descrição dos dados do arquivo de greides

Linha	Coluna	Descrição
1	1	Nome do arquivo (até 40 caracteres)
2	1	Número de greides no arquivo
3 e restantes	1	Número identificador do tramo
	2	Magnitude do greide (0.06 significa um greide ascendente de magnitude 6%)

A.9. Arquivo de Resultados

Existem, basicamente, dois tipos de resultados que são gerados a cada intervalo de tempo pré-definido, ou seja, resultados por tramo e resultados agregados para toda a rede. Como nas simulações realizadas só foram gerados resultados para um único tramo (o tramo 2), os resultados agregados são iguais aos resultados por tramo.

LINK FLOW SUMMARIES AT TIME: 5. Minutes

```
===== Link Grn V/C ==Travel Time== Aver Aver ==VEH. ON LINK=
LINK =NODES= LINK Speed Sat Lane Len Flow Time Rat Total Free Avg Speed Stops Max Max Cur
(##) Strt End NAME (kph) (vph) (#) (km) (vehs) (%) (%) (min) (min) (min) (kph) (%) Pos Obs Obs
=====
```

2	3	4		102	2248	2	2.00	28	100	7	62.	1.2	2.2	54.3	477	1216	93	98
---	---	---	--	-----	------	---	------	----	-----	---	-----	-----	-----	------	-----	------	----	----

```
=====
```

-Total link travel times = 61.85 veh-min
= 1.03 veh-hrs
-Total network travel = 56.00 veh-km
-Total network length = 2.00 km

-Average network speed = 54.33 km/h
-Average trip time/veh = 0.01 min
-Average trip length/veh = 0.00 km

LINK FLOW SUMMARIES AT TIME: 10. Minutes

```
===== Link Grn V/C ==Travel Time== Aver Aver ==VEH. ON LINK=
LINK =NODES= LINK Speed Sat Lane Len Flow Time Rat Total Free Avg Speed Stops Max Max Cur
(##) Strt End NAME (kph) (vph) (#) (km) (vehs) (%) (%) (min) (min) (min) (kph) (%) Pos Obs Obs
=====
```

2	3	4		102	2248	2	2.00	146	100	19	550.	1.2	3.8	31.9	191	1216	125	114
---	---	---	--	-----	------	---	------	-----	-----	----	------	-----	-----	------	-----	------	-----	-----

```
=====
```

-Total link travel times = 549.83 veh-min
= 9.16 veh-hrs
-Total network travel = 292.00 veh-km
-Total network length = 2.00 km

-Average network speed = 31.86 km/h
-Average trip time/veh = 0.05 min
-Average trip length/veh = 0.03 km

Tabela A.7: Descrição dos resultados gerados a cada intervalo de tempo

Estatísticas individuais de cada tramo		
Coluna	Título	Descrição
1	Link	Número do tramo para qual os resultados são gerados
2	Strt	Nó de origem do tramo
3	End	Nó destino do tramo
4	Name	Identificação do tramo
5	Speed	Velocidade de fluxo livre no tramo (km/h)
6	Sat	Fluxo de saturação (ou capacidade) do tramo (veíc/h/faixa)
7	Lane	Número de faixas no tramo
8	Len	Comprimento do tramo (km)
9	Flow	Número acumulado de veículos que passaram pelo tramo analisado desde o início da simulação ($t=0$) até o instante em que os resultados foram gerados
10	Gm Time	Porcentagem do tempo total de verde no semáforo presente no tramo. Quando não há semáforo no tramo, Gm Time = 100%
11	V/C Rat	Relação entre fluxo e capacidade. É igual a $\text{Flow}/(\text{Sat} \times \text{Lane} \times \text{Gm Time})$
12	Total	soma dos tempos de viagem de todos veículos que passaram pelo tramo analisado desde o início da simulação até o instante em que os resultados foram gerados
13	Free	Tempo que um veículo necessita para cruzar todo o comprimento do tramo quando trafega na velocidade de fluxo livre (min)
14	Avg	Tempo total de viagem dividido pelo número total de veículos $\text{Avg} = \text{Total}/\text{Flow}$ (min/veíc)
15	Aver Speed	Velocidade média dos veículos deixando o tramo $\text{Aver Speed} = \text{Len}/\text{Avg}$ (km/h)

Estatísticas agrupadas	
Título	Descrição
Total travel time	Soma dos tempos de viagem (coluna 12) de todos os tramos. (veíc.min e veíc.h). Quando só um tramo é analisado, o valor é igual ao mostrado na coluna 12
Total network travel	Distância total de viagem, obtida pelo produto das colunas 8 e 9. (veíc.km)
Total network length	Somatório dos comprimentos dos tramos analisados (km)

A.10. Arquivo de Estatísticas da Simulação (Runerr.out)

Este arquivo apresenta diversas informações, tais como o número máximo de tramos ou de veículos possíveis de ser simulados na versão do INTEGRATION, eventuais erros de codificação, estatísticas do tempo de simulação, número total de veículos a ser gerado, número de veículos em trânsito e número de viagens finalizadas.


```

=====
INTEGRATION Release 2.20i: TRAFFIC NETWORK SIMULATION MODEL

Copyright 1984-99 M. Van Aerde

Small Version - July 1999
=====

...
(parte do arquivo não mostrada)
...

- Opening Master file: h1.int
- Master file title: L20i6p30q80 17/05/2000 23:59:04

- Simulation Time (sec): 25200
- Output Rate 1 (sec) : 300
- Output Rate 2 (sec) : 0
- Output Rate 3 (sec) : 0
- Output Rate 4 (sec) : 0

- Master File Format : 0.000000

- Input Subdirectory : \
- Output Subdirectory : output\

- Summary output : summary.out

...
(parte do arquivo não mostrada)
...

-----
D. Simulation summary statistics:

- Simulation clock time : 25200
- Total simulation horizon : 25200
- Real world time elapsed : 2550
- Number of errors found : 0

- Scheduled departures : 11200
- Deferred departures : 0
- Current vehicles en-route : 152
- Total trips completed : 11048

```

Tabela A.8: Descrição das estatísticas apresentadas no arquivo “Runerr.out”

Título	Descrição
Simulation clock time	Tempo total de simulação previsto (s)
Total simulation horizon	Tempo total simulado (s)
Real world time elapsed	Tempo real de simulação (s)
Scheduled departures	Número total de veículos previsto para ser gerado durante a simulação
Deferred departures	Veículos que não chegam a entrar na rede durante o período de simulação
Current vehicles en-route	Veículos em trânsito no final da simulação
Total trips completed	Total de viagens finalizadas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHO [1965] *A Policy on Geometric Design of Rural Highways*. American Association of State Highway Officials, Washington, D. C.
- AASHTO [1994] *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C.
- Alaix, V. G. V. [1998] "Justificaciones de Carriles de Ascenso em Colombia". Actas del X Congresso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte, Madrid. Ministerio de Fomento, Gobierno de Cantabria y Universidad de Cantabria, p. 605-614.
- Alaix, V. G. V.; Orrego, V. E. B.; López, M. E. O. [1997] "Relación Peso/Potencia de Vehículos Pesados en Carreteras Colombianas" Anais do Congresso Panamericano de Engenharia de Tráfego, Rio de Janeiro, RJ.
- Albano, J. F.; Lindau, L. A. [1998] "Pressão e Tipo de Pneus na Frota de Veículos de Carga". In: XII CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, Fortaleza, CE. *Anais*. Fortaleza, ANPET. v.1, p. 100 - 107.
- Allen, B. L.; Hall, F. L.; Gunter, M. A. [1985] "Another Look at Identifying Speed-Flow Relationships on Freeways". *Transportation Research Record 1005*, p. 54 - 64.
- Archilla, A. R.; de Cieza, A. O. F. [1996] "Truck Performance on Argentinean Highways". *Transportation Research Record 1555*, p. 114 - 123.
- AutoData [1997] *Anuário de Caminhões 1997*. AutoData Editora, São Paulo, SP.
- AutoData [1998] *Caminhões/98 – Guia de Compras*. AutoData Editora, São Paulo, SP.
- Banks, J. H. [1989] "Freeway Speed-Flow-Concentration Relationships: More Evidence and Interpretations". *Transportation Research Record 1225*, p. 53-60.
- BTS [1998] *National Transportation Statistics 1998*. Bureau of Transportation Statistics, US Department of Transportation. Disponível em <http://www.bts.gov/btsprod/nts/>. Acessado em 30/08/1999.
- Ceder, A. [1976] "A deterministic Traffic Flow Model for the Two-Regime Approach". *Transportation Research Record 567*, p. 16-30.
- Chin, H. C.; May, A. D. [1991] "Examination of the Speed-Flow Relationship at the Caldecott Tunnel". *Transportation Research Record 1320*, p. 75-82.
- Ching, P. Y.; Rooney, F. D. [1979] *Truck Speeds on Grades*. Report nº FHWA-CA-TO-79-1,

- California Department of Transportation. Citado por Messer [1983].
- CONTRAN [1998a] Resolução 12/98: Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres. Conselho Nacional de Trânsito, Ministério da Justiça do Brasil, Brasília, DF.
- CONTRAN [1998b] Resolução 68/98: Requisitos de segurança necessários à circulação de Combinações de Veículos de Carga. Conselho Nacional de Trânsito, Ministério da Justiça do Brasil, Brasília, DF.
- CONTRAN [1999] Resolução 102/99: Dispõe sobre a tolerância máxima de peso bruto de veículos. Conselho Nacional de Trânsito, Ministério da Justiça do Brasil, Brasília, DF.
- Craus, J., Polus, A., Grinberg, I. [1980] "A Revised Method for the Determination of Passenger Car Equivalencies". *Transportation Research A*, 14-A(2), p. 241-246.
- Cunagin, W. D.; Chang, E. C. [1982] "Effects of Trucks on Freeway Vehicle Headways Under Off-Peak Flow Conditions". *Transportation Research Record* 869, p. 54-59.
- Demarchi, S. H. [1995]. *Influência dos Veículos Pesados na Capacidade de Interseções Rodoviárias*. Dissertação (Mestrado). EESC, USP. São Carlos, SP.
- Demarchi, S. H. [1998] *TruPer – Simulador do Desempenho de Veículos Rodoviários e Ferroviários*. Manual do Usuário e macro, disponíveis em <http://www.dec.uem.br/shdemarchi/material.htm>.
- Demarchi, S. H. [1999] *TruPerLab – Simulador do Desempenho de Caminhões*. Rotina em Matlab, disponível através de contato com o autor.
- Demarchi, S. H.; Setti, J. R. A. [1997]. Determinação da Capacidade e Nível de Serviço em Interseções Rodoviárias através de Simulação. *Transportes*. Vol 5, nº 2, p. 37 - 63. Anpet, Associação Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes.
- DER [1994] *Estatística do Trânsito relativa ao ano de 1993*. Departamento de Estradas de Rodagem, São Paulo, SP.
- DNER [1975] *Normas para o Projeto Geométrico de Estradas de Rodagem*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.
- DNER [1979a] *Instruções para o Projeto Geométrico de Rodovias Rurais*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.
- DNER [1979b] *Instruções para a Implantação de Terceiras Faixas*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, RJ.
- Drake, J. S.; Schofer, J. L.; May, A. D., Jr. [1967] "A Statistical Analysis of Speed Density Hypotheses". *Highway Research Record* 154, p. 53-87.
- Dunn, R. E. [1955] "Motor Vehicle Performance on Ascending Grades". *HRB Bulletin* 104, p.

- 12-20. Highway Research Board, Washington, D.C.
- Elefteriadou, L.; Torbic, D. T.; Webster, N. [1997] "Development of Passenger Car Equivalents for Freeways, Two-Lane Highways, and Arterials". *Transportation Research Record 1572*, p. 51-58.
- Fan, H. S. L. [1990] "Passenger Car Equivalents for Vehicles on Singapore Expressways". *Transportation Research A*, 24-A(5), p.391-396.
- FHWA [1995] *Comprehensive Truck Size and Weight Study. Summary Report for Phase I – Synthesis of Truck Size and Weight (TS&W) Studies and Issues*. Federal Highway Administration, US Department of Transportation. Disponível em http://www.fhwa.dot.gov/reports/tswstudy/rpt1_sum.pdf. Acessado em 25/10/1999.
- FHWA [1997] *1997 Comprehensive Truck Size and Weight Study. Draft, Volume II – Issues and Background*. Federal Highway Administration, US Department of Transportation. Disponível em <http://www.fhwa.dot.gov/reports/tswstudy/tswfv2.htm>. Acessado em 25/10/1999.
- Firey, J. C.; Peterson, E. W. [1962] "An Analysis of Speed Changes for Large Transport Trucks". *HRB Bulletin 334*, p. 1-26. Highway Research Board, Washington, D.C.
- Fitch, J. W. [1994] *Motor Truck Engineering Handbook*. Society of Automotive Engineers, 4^a ed.
- GEIPOT [1971] *Capacidade de Rodovias – Aspectos Físicos e Econômicos*. Grupo de Estudos para Integração da Política de Transportes, Ministério dos Transportes.
- GEIPOT [1998] *Anuário Estatístico dos Transportes - 1998*. Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes, Ministério dos Transportes, Brasília, DF.
- Gerlough, D. L.; Huber, M. J. [1975] *Traffic Flow Theory – A Monograph. Special Report 165*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, EUA.
- Götz, H. [1987] Commercial Vehicles. In: Hucho, W. H., ed. *Aerodynamics of Road Vehicles*, cap. 8, p. 295-354. Ed. Butherworths.
- Greenberg, H. [1959] "An Analysis of Traffic Flow". *Operations Research*, 7(1), p. 79-85.
- Greenshields, B. D. [1935] "A Study of Traffic Capacity". *Proceedings of HRB*, vol. 14, p. 448-477. Highway Research Board, Washington, D.C.
- Gunter, M. A.; Hall, F. L. [1986] "Transitions in the Speed-Flow Relationship". *Transportation Research Record 1091*, p. 18-21.
- Hall, F. L. [1987] "An Interpretation os Speed-Flow-Concentration Relationships Using Catastrophe Theory". *Transportation Research A*, 21-A(3), p.191-201.
- Hall, F. L. [1992] Traffic Stream Characteristics. In: Gartner, N.; Messer, C.; Rath, H. K. (eds).

- Traffic Flow Theory - A State-of-the-Art Report*, cap. 2. Transportation Research Board, Washington, D.C. Disponível em <http://www-cta.ornl.gov/cta/research/trb/tft.html>. Acessado em 25/04/2000.
- Hall, F. L.; Allen, B. L.; Gunter, M. A. [1986] "Empirical Analysis of Freeway Flow-Density Relationships". *Transportation Research A*, 20, p. 197-210.
- Hall, F. L.; Gunter, M. A. [1986] "Further Analysis of the Flow-Concentration Relationship". *Transportation Research Record 1091*, p. 1-9.
- Hall, F. L.; Hall, L. M. [1990] "Capacity and Speed-Flow Analysis of the Queen Elizabeth Way in Ontario". *Transportation Research Record 1287*, págs. 108-111.
- Hall, F. L.; Hurdle, V. F.; Banks, J. H. [1992] "Synthesis of Recent Work on the Nature of Speed-Flow and Flow-Occupancy (or Density) Relationships on Freeways". *Transportation Research Record 1365*, p. 12-18.
- Hellinga, B. R.; Van Aerde, M. [1994] "An Overview of a Simulation Study of the Highway 401 Freeway Traffic Management System". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21(3), p. 439-454.
- HRB [1965] *Highway Capacity Manual. Special Report 87*. National Research Council, Washington, D.C. 2ª ed.
- Hsu, P.; Banks, J. H. [1993] "Effects of Location on Congested-Regime Flow-Concentration Relationships for Freeways". *Transportation Research Record 1398*, p. 17-23.
- Huber, M. J. [1982] "Estimation of Passenger-Car Equivalents of Trucks in Traffic Stream". *Transportation Research Record 869*, p. 60-70.
- Huff, T. S.; Scrivner, F. H. [1955] "Simplified Climbing-Lane Design Theory and Road Tests Results". *HRB Bulletin 104*, p. 1-11. Highway Research Board, Washington, D.C.
- Hurdle, V. F.; Datta, P. K. [1983] "Speeds and Flows on an Urban Freeway: Some Measurements and a Hypothesis". *Transportation Research Record 905*, p. 127-137.
- Hutton, T. D. [1970] "Acceleration Performance of Highway Diesel Trucks". *SAE paper 700664*. Society of Automotive Engineers, New York, NY.
- IPR [1977] *Pesquisa de Capacidade de Rodovias*. DNER, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ.
- Kabbach Jr., F. I. [1992] *Contribuição para o Estudo de Implantação de Faixas Adicionais em Rampas Ascendentes de Rodovias de Pistas Simples*. Tese (Doutorado), Escola Politécnica, USP. São Paulo, SP.
- Khan, A. M.; Wong, J. Y.; Rastogi, M. [1990] *Heavy Vehicle Performance on Grade and Climbing Lane Criteria*. Final Report TDS 90-11, Ontario Ministry of Transportation; Carleton University. Ontario, Canada.

- Krammes, R. A.; Crowley, K. W. [1986] "Passenger Car Equivalents for Trucks on Level Freeway Segments". *Transportation Research Record 1091*, p. 10-17.
- Leisch, J. E. [1974] *Capacity Analysis Techniques for Design and Operation of Freeway Facilities*. FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C. Cap. II, p. 7-19: Freeway Proper – Uninterrupted Flow.
- Linzer, E.M.; Roess, R. P.; Mcshane, W. R. [1979] "Effect of Trucks, Buses and Recreational Vehicles on Freeway Capacity and Service Volume". *Transportation Research Record 699*, p. 17-26.
- Machado Neto, E. F. [1995] *Influência dos Veículos Pesados na Capacidade de Rodovias de Pistas Simples*. Dissertação (Mestrado), EESC, USP. São Carlos, SP.
- Machado Neto, E. F.; Setti, J. R. [1998] O Problema da Sobrecarga na Operação de Veículos Pesados em Rodovias no Brasil. In: *Transporte em Transformação*, cap. 5, p. 94-117. Confederação Nacional do Transporte, Makron Books do Brasil, São Paulo.
- May, A. D. [1990] *Traffic Flow Fundamentals*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- May, A. D. [1994] "Traffic Management from Theory to Practice: Past, Present, Future". *Transportation Research Record 1457*, p. 1-14.
- Messer, C. J. [1983] *Two-Lane, Two-Way Rural Highway Capacity*. Final Report, NCHRP Project 3-28A. Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station; TRB, National Research Council, Washington, D.C.
- NTC [1992]. *A Frota Brasileira de Caminhões: Análise Retrospectiva e Prospectiva*. Associação Nacional das Empresas de Transportes Rodoviários de Carga, São Paulo, SP.
- Olson, P. L. et al. [1984] "Parameters Affecting Stopping Sight Distance". *NCHRP Report 270*, The University of Michigan Transportation Research Institute, Ann Arbor, Michigan. Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Payne, H. J. [1984] "Discontinuity in Equilibrium Freeway Traffic Flow". *Transportation Research Record 971*, p. 140-146.
- Persaud, B. N.; Hall, F. L. [1988] "Effect of Grade on the Relationship Between Flow and Occupancy on Freeways". *Transportation Research Record 1173*, p. 33-38.
- Persaud, B. N.; Hurdle, V. F. [1988a] "Some New Data That Challenge Some Old Ideas About Speed-Flow Relationships". *Transportation Research Record 1194*, p. 191-198.
- Persaud, B. N.; Hurdle, V. F. [1988b] "Freeway Traffic Data from Time-Lapse Film". *Transportation Science*, 22(4), págs. 251-258. Operations Research Society of America.
- Rakha, H. A. [2000] Comunicação pessoal.
- Rakha, H. A.; Van Aerde, M. [1996] "Comparison of Simulation Modules of TRANSYT and

- INTEGRATION Models". *Transportation Research Record 1566*, p. 1-7.
- Roess, R. P.; Linzer, E. M.; Mcshane, W. R.; Pignataro, L. J. [1980] "A Revised Procedure for the Capacity Analysis of Basic Freeway Sections". *Transportation Research A*, 14-A(1), p. 1-11.
- Roess, R. P.; McShane, W. R.; Pignataro, L. J. [1979] "Freeway Level of Service: A Revised Approach". *Transportation Research Record 699*, p. 7-16.
- Roess, R. P.; Messer, C. J. [1984] "Passenger Car Equivalents for Uninterrupted Flow: Revision of Circular 212 Values". *Transportation Research Record 971*, p. 7-13.
- Saal, C. C. [1941] "Hill-climbing Ability of Motor Trucks". *Highway Research Board Proceedings*, v.21, p. 393 – 407. Citado por Taragin [1945].
- SAE [1996] *Commercial Truck and Bus SAE Recommended Procedure for Vehicle Performance Prediction and Charting*. Procedure J2188, Society of Automotive Engineers, Warrendale, PA.
- Seguin, E. L.; Crowley, K. W.; Zeig, W. D. [1982] Passenger Car Equivalents on Urban Freeways. Interim Report, contract DTFH61-80-C00106. Institute for Research, State College, Pa. Citado por Roess & Messer [1984].
- Safwat, K. N. A.; Walton, C. M. [1986] "Expected Performance of Longer Combination Vehicles on Highway Grades". *Transportation Research Record 1052*, p. 63-77.
- Schwender, H. C.; Norman, O. K.; Granum, J. O. [1957] "New Method of Capacity Determination for Rural Roads in Mountainous Terrain". *HRB Bulletin 167*, p. 10-37. Highway Research Board, Washington, D.C.
- Setti, J. R. [1997] *Capacidade e nível de serviço de rodovias de pista simples*. Tese (Livro-Docência), Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos, SP.
- Silveira, A. [1974] *Considerações sobre a Influência dos Caminhões nos Greides em Rampa na Capacidade das Rodovias*. Dissertação (Mestrado), EESC - USP. São Carlos, SP.
- Smith, G. L. [1970] "Commercial Vehicle Performance and Fuel Economy". *SAE Paper SP-355*, 23 p. Society of Automotive Engineers.
- St. John, A. D. [1976] "Nonlinear Truck Factor for Two-Lane Highways". *Transportation Research Record 615*, p. 49-53.
- St. John, A. D. [1979] "The Truck Population on High Type Rural Highways". Artigo apresentado no 57º encontro do Transportation Research Board. Citado por Messer [1983].
- St. John, A. D.; Glauz, W. D. [1976] "Speeds and Service on Multilane Upgrades". *Transportation Research Record 615*, p. 4-9.
- St. John, A. D.; Kobett, D. R. [1978] *Grade Effects on Traffic Flow Stability and Capacity*.

- NCHRP Report 185, Midwest Research Institute, Kansas City, Missouri. Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Stewart, J. A.; Rakha, H.; Van Aerde, M. [1995] "Analysis of Temporal and Spatial Variability of Free Speed Along a Freeway Segment". *Transportation Research Record 1494*, p. 1-10.
- Sumner, R.; Hill, D.; Shapiro, S. [1984] "Segment Passenger Car Equivalent Values for Cost Allocation on Urban Arterial Roads". *Transportation Research A*, 18-A(5/6), p. 399-406.
- Tanaboriboon, Y.; Aryal, R. [1990] "Effect of Vehicle Size on Highway Capacity in Thailand". *Journal of Transportation Engineering*, 116(5), p. 658-666. American Society of Civil Engineers.
- Taragin, A. [1945] "Effect of Length of Grade on Speed of Motor Vehicles". *Highway Research Board Proceedings*, v. 25, p. 342-353.
- TRB [1985] *Highway Capacity Manual. Special Report 209*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, EUA, 3ª ed.
- TRB [1994] *Highway Capacity Manual. Special Report 209*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, EUA, 3ª ed. revisada
- TRB [1997] Metric Analysis Reference Guide – Supplement to 1997 Update of Special Report 209, Highway Capacity Manual. *Transportation Research Circular 489*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, EUA.
- TRB [1998] *Highway Capacity Manual. Special Report 209*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, EUA, 3ª ed. revisada.
- Urbanik, T., II; Hinshaw, W.; Barnes, K. [1991] "Evaluation of High-Volume Urban Texas Freeways". *Transportation Research Record 1320*, p. 110-118.
- Van Aerde, M. [1995] "A Single Regime Speed-Flow-Density Relationship for Congested and Uncongested Highways". Apresentado na 74ª TRB Annual Conference, Washington, D.C. Paper nº 950802.
- Van Aerde, M. [1997] *Integration Release 2: User's Guide*. Vol. I, II e III. Transportation Systems Research Group, Queen's University. Kingston, Ontario, Canadá.
- Van Aerde, M.; Rakha, H. [1995] "Multivariate Calibration of Single Regime Speed-Flow-Density Relationships". VNIS/Pacific Rim Conference Proceedings, Seattle, WA, p. 334-341.
- Walton, C. M.; Lee, C. E. [1977] "Characteristics of Trucks Operating on Grades". *Transportation Research Record 631*, p. 23-30.
- Watanada, T. et al. [1987] *The Highway Design and Maintenance Standard Model*, v.1: *Description of the HDM-III Model*. John Hopkins University, Baltimore. Citado por Archilla & de Cieza [1996].

- Webster, N.; Elefteriadou, L. [1999] "A Simulation Study of Truck Passenger Car Equivalents (PCE) on Basic Freeway Sections". *Transportation Research B*, 33, p. 323-336.
- Willey, Wm. E. [1949] "Survey of Uphill Speeds of Trucks on Mountain Grades". *Proceedings of HRB*, v. 29, p. 304-310. Highway Research Board, Washington, D.C.
- Wright, J. M.; Tignor, S. C. [1965] "Relationship Between Gross Weights and Horsepowers of Commercial Vehicles Operating on Public Roads". *SAE Transactions*, v. 73. Citado por St. John & Kobett [1978].