

Sara Filipa Guerra de Oliveira

Calibração de modelos de microssimulação de tráfego
para análise de interseções urbanas

Tese de Mestrado

Mestrado em Engenharia de Construção e Reabilitação

Professor Doutor António Luís Pimentel Vasconcelos

Professora Doutora Ana Maria César Bastos Silva



Para a minha avó Beatriz

RESUMO

A comunidade técnica recorre frequentemente a modelos analíticos de capacidades nos processos de análise e de concepção geométrica de interseções rodoviárias. Contudo, durante os últimos anos os modelos microscópicos de simulação de tráfego têm-se revelado ferramentas privilegiadas na análise de problemas relacionados, entre outros, com a gestão do tráfego urbano, com a avaliação do funcionamento de sistemas de transportes complexos e com a definição de estratégias de controlo. Nestes modelos cada automóvel, peão, autocarro, *etc.*, é tratado como uma entidade individual, com os seus objetivos, métodos e propriedades, tendo a possibilidade de interagir autonomamente com as outras entidades. Estas interações são modeladas através de algoritmos complexos que descrevem o comportamento dos condutores quando seguem outros veículos (*car-following*), quando mudam de via (*lane-changing*) ou quando entram numa corrente prioritária de uma interseção (*gap-acceptance*). São modelos exigentes em termos de recolha e tratamento de dados, volume de informação necessário, recursos e compreensão das teorias usadas, dependendo a fiabilidade dos seus resultados do rigor aplicado em todo o processo de modelação, simulação e análise.

A presente dissertação pretende evidenciar a importância da calibração, enquanto etapa de ajuste dos parâmetros do modelo aplicado à análise de interseções urbanas. Esta tarefa revela-se particularmente complexa em redes viárias urbanas, e nomeadamente na aplicação a interseções, uma vez que os *outputs* do modelo resultam do desempenho combinado dos diversos submodelos.

Assim, centrando a análise em interseções reguladas através de sinalização luminosa e em rotundas, este trabalho apresenta a avaliação do seu desempenho operacional recorrendo a modelos analíticos e de simulação, destacando as vantagens e as desvantagens de ambas as abordagens metodológicas. Após a seleção dos estudos de caso, foram realizadas observações de campo que permitiram a criação de uma base de dados real, que suportou o desenvolvimento das duas metodologias alternativas. A fase seguinte centrou-se na aplicação dos modelos de microsimulação de tráfego às interseções selecionadas, desenvolvendo-se uma metodologia de calibração do modelo Aimsun, em que se associou uma análise de sensibilidade a um procedimento de otimização baseado num algoritmo genético. A estrutura de otimização foi implementada em MATLAB recorrendo ao algoritmo genético pré-definido na extensão de otimização. Com os modelos devidamente calibrados e validados, foram obtidos os indicadores de desempenho e traçadas conclusões acerca da sua aproximação à realidade e do paralelismo com os resultados obtidos através dos modelos analíticos.

Destaca-se a facilidade de implementação dos modelos analíticos estudados. Contudo, como parte de um conjunto rígido de suposições, estes modelos apresentam algumas limitações na reprodução dos problemas reais estudados, nomeadamente no que respeita aos processos de mudança de via e à existência de vias curtas.

Os modelos de simulação devem ser aplicados cuidadosamente a qualquer análise de uma interseção, demonstrando dependência da qualidade dos *inputs* (e.g., procura de tráfego, codificação do traçado) e sensibilidade elevada aos valores dos parâmetros comportamentais adotados. A metodologia de calibração preconizada permite replicar facilmente as condições observadas, revelando contudo uma baixa robustez, associada à vulnerabilidade a ajustes pontuais de parâmetros e à intransponibilidade a outras interseções, demonstrando falta de representatividade geral.

Palavras-chave:

Microsimulação, Rotunda, Interseção semaforizada, Indicadores de desempenho, Capacidade, Aimsun, Análise de sensibilidade, Algoritmo genético

ABSTRACT

The technical community often resorts to analytical capacity models in the processes of analysis and geometric design of road intersections. During the last years, microscopic simulation models have demonstrated to be privileged tools in the analysis of problems related, among others, with the management of urban traffic, with the evaluation of complex transport systems and with the definition of control strategies. In these models each car, pedestrian, bus, *etc.*, is treated as a single entity, with its own objectives, methods and properties, having the ability to interact autonomously with the other entities. These interactions are modeled through complex algorithms that describe the behavior of drivers when they trail other vehicles (car-following), when they change lanes (lane-changing) or when they enter a priority traffic stream of an intersection (gap-acceptance). These models are demanding in terms of assembling and processing data, in the volume of information required, resources and knowledge of theories applied, depending the reliability of its results of the meticulousness applied during the whole process of modeling, simulation and analysis.

This dissertation aims to highlight the importance of calibration, as the adjustment stage of the models' parameters applied to the analysis of urban intersections. This task is particularly complex in urban road networks, especially when applied to intersections, since the outputs of the model result from the combined performance of the various submodels.

Therefore, focusing the analysis on intersections with traffic signal control and roundabouts, this study presents the evaluation of its operating performance resorting to analytical and simulation models, highlighting the advantages and disadvantages of both the methodological approaches. After the selection of the case studies, field observations were made, allowing the creation of a database that supported the development of the two alternative methodologies. The next phase focused on the application of an Aimsun microscopic simulation model to the selected intersections. This involved the development of an optimization based calibration methodology, coupled with a sensitivity analysis. The optimization framework was implemented in MATLAB using the pre-defined genetic algorithm in the optimization extension. With the models properly calibrated and validated, the performance indicators were obtained and conclusions about their approximation to reality and parallelism with the results obtained by the analytical models were drawn.

It is noteworthy the ease of implementation of the analytical models studied. However, as they start with a rigid set of assumptions, these models show some limitations in the reproduction of the case studies considered, in particular with regards to the lane changing processes and the existence of short lanes.

Simulation models must be carefully applied to the analysis of intersections, since its outputs are strongly related with the quality of inputs (*e.g.*, traffic demand, the geometric design coding) and have high sensitivity to the values of the behavioral parameters adopted. The recommended

calibration methodology easily allows the replication of the observed conditions, revealing however poor adaptation to other intersections and a general lack of representativeness.

Keywords:

Microsimulation, Roundabout, Signalized intersections, Performance indicators, Capacity, Aimsun, Sensitivity analysis, Genetic algorithm

AGRADECIMENTOS

Quero expressar os meus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas que me acompanharam e encorajaram, e que de algum modo contribuíram para a concretização da presente dissertação, destacando em especial:

Os meus orientadores, Professor Doutor Luís Vasconcelos e Professora Doutora Ana Bastos, por todo o apoio prestado, disponibilidade, paciência, pela partilha de conhecimentos, sugestões e amizade. Nada do que possa escrever aqui vai representar a grande admiração que tenho por ambos. Reconheço-lhes e à organização do GET – Grupo de Estudos em Transportes a excelente oportunidade de apresentar o presente trabalho em sessão de póster no seu 13.º Encontro que se realizou nos dias 4 e 5 de janeiro de 2016 na Figueira da Foz. Deixo ainda uma nota de agradecimento à disponibilização do *software* Aimsun, pela área científica do Urbanismo, Transportes e Vias de Comunicação do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra e ao Departamento de Engenharia Civil da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu pela disponibilização do equipamento de filmagem.

Os professores que me acompanharam ao longo da Licenciatura em Engenharia Civil e do Mestrado de Engenharia de Construção e Reabilitação, pelos conhecimentos partilhados, pela disponibilidade e apoio durante o meu percurso académico e todos os funcionários da ESTGV pelo cuidado e simpatia.

Os meus amigos, pelos momentos de distração, por vezes necessários e pelo carinho com que preenchem a minha vida. Não me perdoaria se não destacasse os colegas Tiago Carreira, João Silva, Tiago Costa, Sofia Mendonça, João Costa e Celso Beirão.

Um agradecimento muito especial aos meus pais e ao meu irmão pelos valores que representam e que me transmitem, pelo apoio e amor incondicionais. Expando a minha gratidão também ao meu avô Gastão por despertar desde sempre o meu lado curioso e artístico, características que me têm sido vantajosas na vida académica e não só, e ao meu tio Manuel pela amizade e boa disposição.

Ao Raul agradeço o facto de existir na minha vida, *contigo a meu lado tudo é melhor*.

A todos, muito obrigada.

ÍNDICE GERAL

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Objetivos e metodologia geral.....	4
1.3	Estrutura da dissertação	4
2	MODELOS ANALÍTICOS DE CAPACIDADES	7
2.1	Introdução.....	7
2.2	Modelos probabilísticos	7
2.2.1	<i>Hierarquia de movimentos</i>	8
2.2.2	<i>Leis de distribuição de chegadas</i>	9
2.2.3	<i>Aproveitamento dos intervalos entre veículos</i>	15
2.2.4	<i>Expressões de cálculo de capacidade</i>	21
2.3	Modelo determinístico	27
2.3.1	<i>Fluxo de saturação</i>	27
2.3.2	<i>Expressão de cálculo de capacidade</i>	32
2.4	Indicadores de desempenho.....	32
2.4.1	<i>Grau de saturação</i>	32
2.4.2	<i>Demoras</i>	33
2.4.3	<i>Capacidade de reserva</i>	36
2.5	Considerações finais	37
3	MODELO DE MICROSIMULAÇÃO AIMSUN	39
3.1	Introdução.....	39
3.2	Princípios gerais	40
3.3	Principais submodelos.....	43
3.3.1	<i>Car-following</i>	44
3.3.2	<i>Lane-changing</i>	45
3.3.3	<i>Gap-acceptance</i>	47
3.4	Indicadores de desempenho.....	49
3.5	Considerações finais	51
4	ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS ANALÍTICOS E DE MICROSSIMULAÇÃO.....	53
4.1	Metodologia.....	53
4.2	Seleção das interseções	54
4.3	Recolha de dados	54
4.4	Rotunda com duas vias de circulação	55
4.4.1	<i>Caracterização da procura de tráfego</i>	56
4.4.2	<i>Modelo analítico e modelo microscópico</i>	56
4.5	Cruzamento semaforizado.....	61
4.5.1	<i>Caracterização da procura de tráfego</i>	61
4.5.2	<i>Modelo analítico e modelo microscópico</i>	62
4.6	Considerações finais	68

5	CALIBRAÇÃO DOS MODELOS DE MICROSIMULAÇÃO.....	71
5.1	Análise de sensibilidade.....	74
5.1.1	Rotunda.....	77
5.1.2	Interseção semaforizada.....	79
5.2	Otimização sequencial.....	86
5.2.1	Rotunda.....	89
5.2.2	Interseção semaforizada.....	92
5.3	Considerações finais.....	94
6	CONCLUSÕES GERAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	97
6.1	Síntese e conclusões gerais.....	97
6.2	Desenvolvimentos futuros.....	100
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
	APÊNDICES	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Exemplos de diferentes tipologias de interseções, adaptado de AASHTO (2011) e Costa <i>et al.</i> (2008).....	2
Figura 2.1 – Níveis de prioridade das correntes de tráfego de um cruzamento, adaptado de HCM (TRB, 2010).....	8
Figura 2.2 – Conflitos entre movimentos direcionais, adaptado de Costa <i>et al.</i> (2008).....	9
Figura 2.3 – Identificação das correntes prioritária e não prioritária (adaptado de TRB, 2010).....	9
Figura 2.4 – Função densidade de probabilidade <i>fdp</i> e função distribuição acumulada <i>fda</i> da distribuição exponencial negativa.....	11
Figura 2.5 – Função distribuição acumulada da distribuição exponencial negativa.....	11
Figura 2.6 – Função densidade de probabilidade <i>fdp</i> e função distribuição acumulada <i>fda</i> da distribuição exponencial negativa deslocada ($\lambda = 0,15$ veíc./s, $\Delta = 2$ s).....	12
Figura 2.7 – Função distribuição acumulada da distribuição exponencial deslocada.....	13
Figura 2.8 – Função densidade de probabilidade <i>fdp</i> e função distribuição acumulada <i>fda</i> da distribuição Cowan M3 ($\lambda = 0,15$ veíc./s, $\Delta = 2$ s, $\phi = 0,7$).....	15
Figura 2.9 – Funções de aceitação de intervalos.....	16
Figura 2.10 – Aceitação de intervalos entre veículos na corrente principal, intervalo crítico.....	17
Figura 2.11 – Intervalo complementar.....	19
Figura 2.12 – Fórmula de Siegloch, $t_f = 2$ s; $t_c = 3$ s e $t_c = 4$ s.....	22
Figura 2.13 - Fórmula de Siegloch, $t_c = 3$ s; $t_f = 2$ s e $t_f = 3$ s.....	22
Figura 2.14 – Entrada “A” da rotunda.....	24
Figura 2.15 – Capacidade estimada para $q_{c,1} = q_{c,2}$	25
Figura 2.16 – Repartição do tráfego de entrada (exemplo).....	26
Figura 2.17 – Exemplo de correntes de tráfego independentes, adaptado de Costa <i>et al.</i> (2008).....	27
Figura 2.18 – Padrões reais e conceptuais de partidas, adaptado de Costa <i>et al.</i> (2008).....	28
Figura 2.19 – Modelos de demoras, adaptado de Akçelik e Troutbeck (1991).....	34
Figura 3.1 – Notação das secções, adaptado de Aimsun (2015).....	40
Figura 3.2 – Exemplos de nós de ligação, adaptado de Aimsun (2015).....	41
Figura 3.3 – Exemplos de nós de intersecção, adaptado de Aimsun (2015).....	41
Figura 3.4 – Interseção com procura de tráfego definida por matriz O/D.....	42
Figura 3.5 – Classe de veículos.....	42
Figura 3.6 – Zonas de mudança de via, adaptado de Barceló e Casas (2005).....	46
Figura 3.7 – Exemplo de mudança de via, adaptado de Hidas (2005).....	48
Figura 3.8 – Modelo <i>gap-acceptance</i> , adaptado de Aimsun (2015a).....	48
Figura 4.1 – Interface da aplicação LUT VP3.....	55
Figura 4.2 – Vista aérea da Rotunda de Nelas, Viseu (fonte: Google Maps, 2016).....	55
Figura 4.3 – Vista geral do modelo de microssimulação da rotunda.....	57
Figura 4.4 – Influência do tráfego conflituante na capacidade (distribuição 50/50 do tráfego conflituante).....	58
Figura 4.5 – Influência da repartição direcional do tráfego de chegada.....	59
Figura 4.6 – Influência da repartição do tráfego conflituante na capacidade da entrada.....	60
Figura 4.7 – Vista aérea da Rotunda da Casa do Sal, Coimbra (fonte: Google Maps, 2016).....	61

Figura 4.8	– Vista geral do modelo de microssimulação da entrada semaforizada.....	64
Figura 4.9	– Influência do tempo de verde na capacidade da entrada	65
Figura 4.10	– Via curta a montante da interseção	65
Figura 4.11	– Capacidade (linha de tendência)	66
Figura 4.12	– Influência do tempo de verde na capacidade da entrada	67
Figura 5.1	– Representação do modelo simplificado da entrada da rotunda.....	76
Figura 5.2	– Representação do modelo simplificado da chegada ao semáforo.....	76
Figura 5.3	– Análise de sensibilidade, rotunda.....	78
Figura 5.4	– Análise de sensibilidade, corrente semaforizada	80
Figura 5.5	– Distribuição concetual de veículos, adaptado de HCM (TRB, 2010).....	82
Figura 5.6	– Tempo de reação em semáforos, observações	82
Figura 5.7	– Intervalo entre veículos, via esquerda	83
Figura 5.8	– Intervalo entre veículos, via central	84
Figura 5.9	– Intervalo entre veículos, via direita	84
Figura 5.10	– Proporção de vermelho, adaptado de Aimsun (2015a)	85
Figura 5.11	– Passagens de veículos no período A/V.....	86
Figura 5.12	– Categorias de algoritmos de otimização, adaptado de Haupt e Haupt (2004) ..	87
Figura 5.13	– Processo de otimização.....	88
Figura 5.14	– Representação da convergência do indicador de ajuste	90
Figura 5.15	– Séries temporais da densidade (observações, simulação não calibrada, simulação calibrada)	91

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Intervalo crítico de base, adaptado de HCM (TRB, 2010)	17
Quadro 2.2 – Intervalo crítico (Rodegerdts, 2007).....	18
Quadro 2.3 – Intervalo crítico, valores PT (Vasconcelos, 2014)	18
Quadro 2.4 – Intervalo complementar de base HCM (TRB, 2010)	20
Quadro 2.5 – Intervalo complementar (Rodegerdts, 2007)	20
Quadro 2.6 – Intervalo complementar, valores PT (Vasconcelos, 2014)	20
Quadro 2.7 – Coeficiente de equivalência, E_i	30
Quadro 3.1 – Indicadores de desempenho (Aimsun, 2015a)	50
Quadro 4.1 – Dados de entrada, modelo de estimação do fluxo de saturação.....	62
Quadro 4.2 – Fluxo de saturação, modelo de estimação	62
Quadro 4.3 – Dados observados	63
Quadro 4.4 – Capacidade, modelo determinístico e de simulação.....	67
Quadro 5.1 – Parâmetros individuais, adaptado de Anya <i>et al.</i> (2014).....	72
Quadro 5.2 – Parâmetros locais e globais, adaptado de Anya <i>et al.</i> (2014)	73
Quadro 5.3 – Análise de sensibilidade, parâmetros e gama de valores selecionados	77
Quadro 5.4 – Proporção de vermelho, simulação	85
Quadro 5.5 – Resultados da otimização (entrada da rotunda)	90
Quadro 5.6 – Resultados da otimização (limites alterados).....	92
Quadro 5.7 – Resultados da otimização (entrada semaforizada)	93
Quadro 5.8 – Comparação dos parâmetros comuns: entrada semaforizada e entrada da rotunda.....	93

SIMBOLOGIA

Letras romanas

a	aceleração máxima no modelo de Gipps (m/s^2)
b	desaceleração normal (m/s^2)
c	capacidade da corrente de tráfego (veíc./s)
C	duração do ciclo (s)
d	desaceleração máxima no modelo de Gipps (m/s^2) ($d > 0$) demora total (s/veíc.) distância entre veículos parados (m)
d_1	demora em condições não saturadas (s/veíc.)
d_2	demora em condições saturadas (s/veíc.)
d_3	demora causada por fila já instalada no período de análise (s/veíc.)
d'	estimativa que o condutor seguidor faz da desaceleração máxima do veículo líder (m/s^2) ($d' > 0$)
D	demora média de cada veículo no modelo unificado (s)
D_1	demora média de cada veículo em condições não saturadas (s)
D_2	demora média de cada veículo em condições saturadas (s)
E	coeficiente de equivalência
$E[X]$	esperança da variável aleatória X (média populacional)
f	função de ajustamento
$f(\cdot)$	função densidade de probabilidade
$F(\cdot)$	função distribuição acumulada
g	tempo de verde útil (s)
G	tempo de verde real (s) declive longitudinal da via (%)
h	intervalo temporal entre dois veículos (s) instante (s) intervalo de saturação (s)
\bar{h}	duração média dos intervalos (s)
i	declive da via
L_i	limite inferior do vetor β
$L_{\text{veíc.}}$	comprimento médio dos veículos (m)
L_{VC}	comprimento da via curta (m)

M_{obs}	grandeza observada
M_{sim}	grandeza simulada
n	número total de períodos observados
N	número de casos ou observações número de ciclos número de veículos que esgota a capacidade da via curta
N_1, N_4	número de ciclos válidos com tempo de saturação ≥ 10 s
N_3	número total de ciclos observados
P_{dta}	percentagem de veículos que efetuam o movimento de viragem à direita (%)
P_{esq}	percentagem de veículos que efetuam o movimento de viragem à esquerda (%)
P_{fte}	percentagem de veículos que efetuam o movimento de ida em frente (%)
P_{HV}	proporção de veículos pesados
q	fluxo de tráfego (veíc./s)
q_c	fluxo de tráfego conflituante (veíc./s)
q_1	procura para os movimentos de viragem à esquerda (veíc./h)
q_2	procura para os movimentos de ida em frente (veíc./h)
q_3	procura para os movimentos de viragem à direita (veíc./h)
Q	capacidade (veíc./s)
Q_{ent}	capacidade da entrada da rotunda (veíc./h)
Q_{esq}	capacidade da via de entrada esquerda (veíc./h)
Q_{dta}	capacidade da via de entrada direita (veíc./h)
Q_A	capacidade da entrada semaforizada (3 vias) (veíc./h)
Q_B	capacidade da entrada semaforizada (2 vias) (veíc./h)
r	raio da curva (m)
$RMSE$	raiz quadrada do erro quadrático médio (<i>root mean squared error</i>)
RT	tempo de reação (<i>reaction time</i>) (s)
$RT\ at\ stop$	tempo de reação em stop (<i>reaction time at stop</i>) (s)
$RT\ at\ traffic\ light, RTTL$	tempo de reação em semáforo (<i>reaction time at traffic light</i>) (s)
RTV	variação do tempo de reação (s)
s	desvio padrão de uma amostra débito de saturação (veíc./h) intervalo mínimo entre veículos (m, s)

s_0	débito de saturação base (uvl/h)
s^2	variância de uma amostra
sa	nível de aceitação da velocidade máxima legal da secção (<i>speed acceptance</i>)
$SimStep$	passo da simulação (s)
$S_{limit}(s)$	limite de velocidade de uma secção s
t	duração de um intervalo (s) instante (s)
t_i	tempo perdido no arranque do i -ésimo veículo (s)
t_0	intervalo mínimo aceitável na função de aceitação linear
$t_{3,LT}$	fator de ajustamento relacionado com o tipo de manobra
t_c	intervalo crítico (s)
$t_{c,base}$	intervalo crítico de base (s)
$t_{c,G}$	fator de ajustamento devido à inclinação das vias
$t_{c,HV}$	fator de ajustamento de veículos pesados
$t_{c,T}$	fator de ajustamento relacionado com a possibilidade de atravessamento em fases
t_f	intervalo complementar (s)
t_{ap}	tempo adicional de passagem (s)
t_{pa}	tempo perdido no arranque (s)
T	período de análise considerado para o cálculo das demoras (s) tempo de reação (s) duração do período de análise (s)
U_i	limite superior do vetor β
$v_{máx}$	velocidade máxima na secção (km/h)
V^*	velocidade desejada (m/s)
V_a	velocidade dada pela componente de aceleração do modelo de Gipps (m/s)
$Var[X]$	variância da variável aleatória X (variância populacional)
V_b	velocidade dada pela componente de desaceleração do modelo de Gipps (m/s)
w	largura da via (m)
x	taxa de saturação posição (m)
X	número de registos número de veículos registados em cada período
$ X $	função arredondar por defeito (maior inteiro não superior a X)

y índice de carga de uma corrente de tráfego

Letras gregas

α (t) função de aceitação de intervalos

β vetor que define o parâmetro sujeito a calibração

Δ parâmetro de localização

θ margem de segurança associada ao tempo de reação no modelo de Gipps

λ parâmetro de escala de uma distribuição

$\hat{\lambda}$ estimador do parâmetro de escala de uma distribuição

ϕ parâmetro da distribuição Cowan M3 (proporção de veículos livres)

Siglas e Acrónimos

AG algoritmo genético

AASHTO American Association of State Highway and Transport Officials (associação norte-americana de infraestruturas rodoviárias e transportes)

AIMSUN Advanced Interactive Microscopic Simulator for Urban and Non-urban Networks

DCI diâmetro exterior de uma rotunda (m)

FCTUC Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

fda função distribuição acumulada

fdp função densidade de probabilidade

FGSV Der Verlag veröffentlicht hauptsächlich die Arbeitsergebnisse der Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen (associação alemã de investigação rodoviária e transportes)

FHWA Federal Highway Administration

GWT *give-way time*

HCM Highway Capacity Manual (manual norte-americano de projeto rodoviário)

HSM Highway Safety Manual (manual norte-americano de segurança rodoviária)

NAASRA National Association of Australian State Road Authorities

NCHRP National Cooperative Highway Research Program

PCT ponto de colisão teórico

PV	proporção de vermelho
TRB	Transport Research Board (associação norte americana de investigação em transportes)
TRL	Transport Research Laboratory
uvl	unidades de veículos ligeiros

1 Introdução

1.1 Enquadramento

As interseções são pontos da rede viária onde duas ou mais correntes de tráfego se cruzam, separam ou juntam gerando conflitos que são resolvidos de acordo com regras predefinidas e específicas de funcionamento (Hensher e Button, 2001). Introduzindo descontinuidades ao longo da infraestrutura viária, têm como objetivo principal a transferência dos condutores de uma corrente de tráfego para outra de uma forma segura e eficiente (Slinn *et al.*, 2005).

Em espaços urbanos o desempenho das redes viárias, caracterizado nomeadamente pela sua capacidade e segurança, está ligado diretamente ao funcionamento das interseções, pontos críticos da rede, onde se registam situações de congestionamento e onde ocorrem aproximadamente dois terços de todos os acidentes graves (Seco *et al.*, 2008). São também os espaços onde mais se fazem sentir os conflitos de interesse entre veículos motorizados, peões e ciclistas.

Utilizando como critério o tipo de regulação, podemos distinguir as seguintes tipologias de interseções: cruzamentos sem regulação, cruzamentos com prioridade à direita, cruzamentos prioritários, rotundas, cruzamentos semaforizados e cruzamentos desnivelados ou nós. A solução adotada pode, no entanto, inserir-se em mais do que uma tipologia (*e.g.*, rotundas semaforizadas ou rotundas desniveladas), sendo que geralmente os princípios gerais do seu funcionamento conduzem à seleção de uma destas tipologias.

Estas soluções diferenciam-se entre si, relativamente a um conjunto variado de aspetos para além do seu princípio de regulação, nomeadamente pela sua configuração geométrica (ver Figura 1.1), potencial de desempenho, tipo de hierarquização dos eixos afluentes, exigência tecnológica ou grau de impacto sobre o espaço envolvente (Seco *et al.*, 2008).

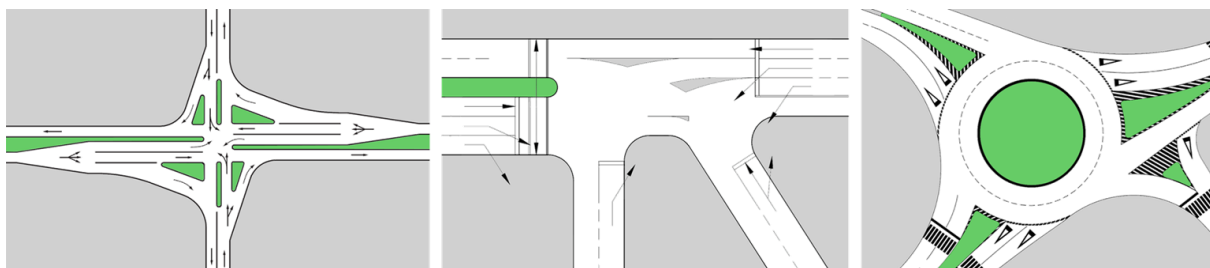


Figura 1.1 – Exemplos de diferentes tipologias de interseções, adaptado de AASHTO (2011) e Costa *et al.* (2008)

Torna-se assim essencial a existência de critérios de seleção consistentes que permitam otimizar a solução a adotar. Habitualmente estes critérios baseiam-se nos volumes de tráfego que chegam ao cruzamento, porém, no processo de escolha é fundamental a ponderação de outros aspetos, tais como, as condicionantes físicas do traçado, a segurança rodoviária, a qualidade ambiental, as condições de operação, os fatores humanos (hábitos e possibilidade de decisão dos condutores, efeito de surpresa, tempos de decisão e de reação), flutuações nos padrões de procura de tráfego na interseção (volumes e repartição pelos vários movimentos direcionais) e os custos de investimento e de manutenção (Macedo, 2005; Macedo e Benta, 2013; Seco *et al.*, 2008). A análise de todos estes critérios, desde o desempenho previsto e desejado, passando pela integração das interseções numa lógica de hierarquização viária e a análise custo-benefício, permite comparar custos de construção e de manutenção com ganhos em termos de segurança rodoviária, redução dos tempos de viagem e melhoria da qualidade ambiental que cada solução permite (Macedo e Benta, 2013).

A implantação ou remodelação de uma interseção deve, pela diversidade de critérios de seleção, ser alvo de estudos detalhados, tornando-se imperativa a necessidade de recorrer a ferramentas de previsão de desempenho adequadas, que permitam a escolha otimizada de todas as suas características. No estudo de uma qualquer interseção, o seu desempenho operacional é frequentemente avaliado através da sua capacidade e fluidez. De acordo com o HCM (TRB, 2010), pode-se definir capacidade como o “máximo fluxo sustentável com que pessoas ou veículos conseguem atravessar um ponto ou um segmento uniforme de uma via ou estrada durante um determinado período de tempo, sob as condições geométricas, de tráfego, ambientais e de operação prevalentes”.

O cálculo da capacidade de uma interseção pode basear-se em duas abordagens clássicas: modelos empíricos (baseados em análises de regressão estatística) ou modelos probabilísticos (baseados na teoria de *gap-acceptance*).

Os modelos empíricos baseiam-se na reconstituição da curva fluxo - capacidade por recurso a observações efetuadas em períodos de saturação. A abordagem estatística consiste na medição de um conjunto de variáveis eventualmente explicativas das condições de circulação e na análise das inter-relações entre elas. Desde a década de 70 que têm sido desenvolvidos vários modelos deste tipo, principalmente na Europa e na Austrália, apresentando genericamente a

capacidade de uma entrada como função do tráfego conflituante e das principais características geométricas (Vasconcelos, 2014).

Nesta categoria destacam-se os seguintes modelos: modelo estatístico do Reino Unido (TRL); modelo estatístico francês (SETRA); modelo estatístico português (FCTUC); modelo estatístico suíço (ITEP); e o modelo estatístico alemão (FHWA). Estes modelos não serão objeto de estudo da presente dissertação.

Os modelos probabilísticos analíticos baseiam-se num modelo de interação entre veículos, permitindo a partir do conhecimento das correntes de tráfego envolvidas e da sua distribuição temporal e espacial, determinar a capacidade da interseção em estudo, contemplando ainda fatores comportamentais e operacionais da interseção. Estes modelos adequam-se a interseções prioritárias isoladas, podendo uma entrada para uma rotunda ser considerada um caso particular de um cruzamento prioritário clássico.

Vasconcelos (2014) refere que o manual alemão (FGSV, 2002) admite a análise de uma rotunda como uma sequência de entroncamentos desde que as operações de entrada em cada ramo sejam consideradas independentes, proposição razoável para rotundas com um diâmetro do círculo inscrito¹ superior a 28 metros, valor mínimo considerado na caracterização de uma rotunda normal, de acordo com Silva e Seco (2008).

Nesta categoria destacam-se os seguintes modelos: modelo probabilístico americano (HCM e NCHRP Report 572); e o modelo probabilístico australiano (NAASRA, aaSIDRA) (Akçelik, 2003).

Atualmente, a microsimulação apresenta-se como uma abordagem alternativa aos modelos clássicos. Com efeito, tem-se verificado um uso cada vez mais generalizado de modelos de simulação microscópica de tráfego como ferramenta de análise de problemas de engenharia de tráfego, pela sua potencialidade de realizar análises detalhadas das condições operacionais de uma infraestrutura rodoviária (Macedo e Benta, 2013). Os modelos de microsimulação permitem uma análise detalhada das condições operacionais de uma infraestrutura rodoviária, sendo ajustáveis às diferentes realidades locais, tanto em termos de especificidades geométricas e operacionais, como em termos de comportamento dos utilizadores do sistema de transportes.

A microsimulação enquanto modelação dinâmica (transições e mudanças nas condições são modeladas no decorrer da análise) e estocástica (as variáveis intervenientes são sujeitas a variações aleatórias) dos movimentos individuais dos veículos inseridos num sistema de tráfego permite recriar em ambiente virtual uma representação da realidade. Esta modelação permite a comparação de um conjunto de soluções simuladas, tornando possível, por exemplo, a previsão de resultados de alterações geométricas nos vários elementos da infraestrutura rodoviária, particularmente nas intersecções, e avaliar os possíveis benefícios das diferentes configurações (Dowling *et al.*, 2002; Macedo e Benta, 2013).

¹ O diâmetro do círculo inscrito de uma entrada (DCI) corresponde ao maior diâmetro que se consegue inscrever no interior da rotunda (incluindo bermas) tangencial à delimitação da entrada em estudo.

1.2 Objetivos e metodologia geral

A presente dissertação pretende:

- Efetuar uma revisão da literatura sobre as metodologias de avaliação do desempenho operacional de interseções urbanas (rotundas e interseções reguladas por sinais luminosos), através de modelos analíticos de capacidades e de modelos de microssimulação de tráfego, nomeadamente com a aplicação Aimsun;
- Tendo por base um conjunto de interseções virtuais e de cenários de procura de tráfego, efetuar uma análise comparativa dos modelos analíticos e de simulação;
- Efetuar uma recolha de dados de campo (fluxos e filas de espera) que permita caracterizar o desempenho operacional dos dois tipos de interseções sob diversos cenários de procura;
- Tendo por base os dados obtidos, calibrar, validar e comparar os dois tipos de modelos aplicados às diferentes tipologias de interseções selecionadas. O estudo de caso centra-se na análise da entrada de uma rotunda e de uma corrente de tráfego regulada por sinais luminosos.

1.3 Estrutura da dissertação

A dissertação encontra-se organizada em cinco capítulos. Nos parágrafos seguintes faz-se uma breve descrição do conteúdo de cada capítulo.

Capítulo 1 – Introdução, apresenta a dissertação com um enquadramento do estudo desenvolvido, indica as motivações e os principais objetivos da investigação realizada e apresenta de forma resumida a estrutura do texto.

Capítulo 2 – Modelos probabilísticos de capacidades, apresenta os princípios fundamentais de cálculo de indicadores de desempenho, com enfoque na aplicação a rotundas e interseções reguladas por sinais luminosos. É dado destaque à análise dos modelos de chegadas, determinação dos parâmetros de aceitação e às expressões de cálculo aplicadas ao estudo de caso.

Capítulo 3 – Modelo de microssimulação Aimsun, expõe os princípios fundamentais deste tipo de modelo particularmente nos modelos desenvolvidos através do *software* Aimsun. É dado destaque à aplicação específica, ao desenvolvimento dos modelos das interseções selecionadas para a análise e clarificado o procedimento de simulação das mesmas.

Capítulo 4 – Análise comparativa dos modelos analíticos e de microssimulação, apresenta os resultados da análise das interseções, comparando resultados, distinguindo as vantagens, possibilidades e limitações da análise através de ambas as metodologias.

Capítulo 5 – Calibração dos modelos de microsimulação, apresenta a metodologia de calibração aplicada com vista à reprodução das condições de circulação observadas nas interseções selecionadas. Este capítulo divide-se em duas partes, sendo a primeira referente a uma análise de sensibilidade, efetuada para identificação dos parâmetros mais relevantes e melhor compreensão do funcionamento do modelo e a segunda acerca do procedimento de otimização sequencial desenvolvido.

Capítulo 6 – Conclusões, sumariza as conclusões da tese e identifica novas linhas de investigação relacionadas com o tema estudado.

2 Modelos analíticos de capacidades

2.1 Introdução

O desempenho operacional de uma interseção é frequentemente avaliado através da sua capacidade de escoamento de tráfego. De acordo com o *Highway Capacity Manual* (HCM) (TRB, 2010), pode-se definir capacidade como o “máximo fluxo sustentável com que pessoas ou veículos conseguem atravessar um ponto ou um segmento uniforme de uma via ou estrada durante um determinado período de tempo, sob as condições geométricas, de tráfego, ambientais e de operação prevalecentes”.

É pretendido no presente capítulo efetuar uma análise dos modelos analíticos que permitem a estimação deste indicador, sendo que se abordam os princípios gerais de modelos probabilísticos, aplicáveis a interseções prioritárias e de um modelo determinístico adequado a análise de cruzamentos semaforizados.

A generalidade das ferramentas analíticas/determinísticas implementam os procedimentos descritos no HCM. Estes procedimentos podem ser classificados enquanto *closed-form* (*i.e.*, não iterativos), macroscópicos (*i.e.*, veículos definidos através de parâmetros de tendência central e de dispersão), determinísticos (*i.e.*, um conjunto de dados de entrada resulta num único conjunto de resultados) e estáticos (*i.e.*, condições não se alteram no correr do tempo).

2.2 Modelos probabilísticos

Os modelos probabilísticos baseiam-se na teoria de *gap-acceptance* que se define como um modelo discreto de aceitação de intervalos entre veículos da corrente prioritária. Na sua génese, são consideradas duas correntes de tráfego onde a secundária deve ceder o direito de passagem à principal. A modelação das interações entre estas duas correntes de tráfego parte da definição

da hierarquia de movimentos na interseção, da descrição da disponibilidade de intervalos na corrente prioritária e do aproveitamento desses intervalos por parte dos veículos da corrente secundária. Esta análise resulta numa expressão que relaciona a capacidade de uma entrada explicitamente com o correspondente tráfego conflituante e implicitamente com fatores comportamentais e operacionais. Estes modelos adequam-se essencialmente ao estudo de interseções prioritárias e de rotundas (Vasconcelos, 2014). O ponto seguinte contribui para um melhor entendimento dos conceitos subjacentes a estes modelos.

2.2.1 Hierarquia de movimentos

Numa interseção, existe uma hierarquia de movimentos, regulada através de sinalização ou de regras que indicam a prioridade de passagem. Tomando como exemplo uma interseção prioritária de quatro ramos, a Figura 2.1 define as correntes de tráfego possíveis e os correspondentes níveis de hierarquia e de prioridade.

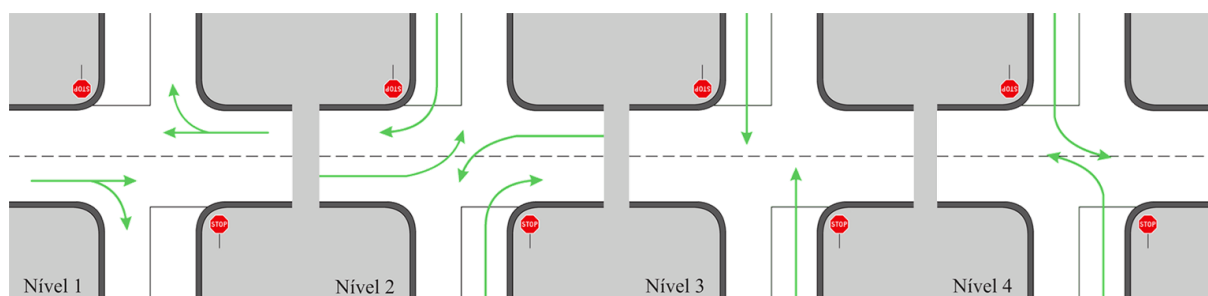


Figura 2.1 – Níveis de prioridade das correntes de tráfego de um cruzamento, adaptado de HCM (TRB, 2010)

Face a um intervalo aproveitável na corrente prioritária, tem direito de avançar, em primeiro lugar, o veículo que pertencer ao nível hierárquico superior. Sempre que veículos não prioritários aguardem por uma oportunidade para avançar e parte das oportunidades de entrada forem anuladas pela sua utilização por veículos não prioritários de ordens hierárquicas superiores ocorre impedância, diminuindo a capacidade da corrente de tráfego que integram. A capacidade efetiva de uma corrente de tráfego é obtida a partir da sua capacidade potencial corrigida por um fator de ajustamento, que é obtido pela probabilidade de não existirem na interseção veículos em fila de espera pertencentes a ordens hierárquicas superiores ao do movimento em estudo (Silva *et al.*, 2008).

Em correntes semaforizadas a entrada de veículos é regulada por sinais luminosos, sendo assim estabelecido o intervalo de tempo em que pertencem ao nível hierárquico superior, contudo, também estas correntes podem ter oposição de outros movimentos, distinguindo-se dois tipos de conflitos, representados na Figura 2.2, primários (considerados inaceitáveis devido ao elevado grau de perigosidade) e secundários (de aceitação condicionada pelos níveis de tráfego e carga a que a interseção está sujeita).

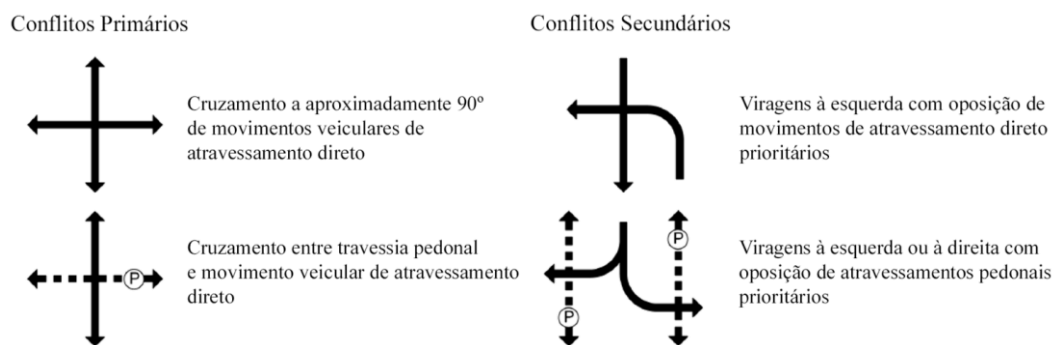


Figura 2.2 – Conflitos entre movimentos direcionais, adaptado de Costa *et al.* (2008)

No entanto, tratando o presente estudo da análise de correntes semaforizadas que não apresentam este problema, não se revela necessário ter em conta as interações entre correntes de tráfego não prioritárias. Esta interação é também dispensada na análise de rotundas em que se limita a análise às correntes motorizadas e onde existem apenas dois níveis hierárquicos: os veículos conflituantes, prioritários, e os veículos nos ramos de entrada, não prioritários (ver Figura 2.3). Os veículos não prioritários podem aproveitar todas as oportunidades disponibilizadas na corrente principal pelo que não é necessário efetuar ajustes à capacidade obtida, isto é, a capacidade real é igual à capacidade potencial.

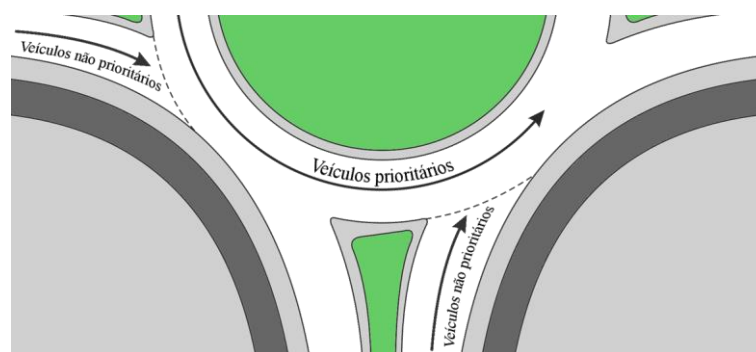


Figura 2.3 – Identificação das correntes prioritária e não prioritária (adaptado de TRB, 2010)

2.2.2 Leis de distribuição de chegadas

Os estudos de tráfego compreendem a caracterização e análise de correntes de tráfego constituídas por veículos ou peões que se deslocam, durante um período de tempo, num determinado sentido ao longo de um percurso. A caracterização das correntes é essencial ao estudo de interseções, dado o caráter predominantemente aleatório de algumas variáveis relacionadas com a circulação do tráfego. É assim necessário conhecer o modo como os veículos se distribuem ao longo do espaço e do tempo, o que requer uma descrição estatística detalhada (Costa, 2008).

Qualquer que seja a abordagem teórica de base, o desenvolvimento de um modelo de previsão de capacidades procura apresentar uma expressão matemática que estime essa capacidade em

função das diferentes variáveis relacionadas com as características geométricas das entradas e com as características dos fluxos de circulação prioritários (Silva e Seco, 2008). Interessa definir a forma com que veículos fazem a sua aproximação à interseção (no espaço e no tempo), e que oportunidades de inserção na corrente prioritária têm os veículos dos diferentes níveis hierárquicos de prioridade (*i.e.*, utilização dos intervalos disponíveis na corrente prioritária). A distribuição estatística das variáveis discretas envolvidas (*e.g.*, o número de veículos) e das variáveis contínuas (*e.g.*, intervalo entre veículos sucessivos) é caracterizada através de leis estatísticas (Costa, 2008). De acordo com Vasconcelos (2014), as distribuições Hyper-Herlang (Dawson e Chimini, 1968), e semi-Poisson (Major e Buckley, 1962) são consideradas as mais representativas do tráfego de veículos. São utilizadas em programas de simulação, contudo são excessivamente complexas para serem utilizadas em modelos clássicos de capacidade (Luttinen, 1996, 1999; Troutbeck e Brilon, 1997).

Nos pontos seguintes descrevem-se as leis de distribuição de chegadas mais utilizadas para a definição de intervalos entre veículos.

2.2.2.1 Distribuição exponencial negativa

O modelo mais utilizado para a definição dos intervalos entre veículos recorre à distribuição exponencial negativa. A função densidade de probabilidade (*fdp*) e função distribuição acumulada (*fda*) que definem este modelo e representam o caráter aleatório de chegadas de veículos são respetivamente:

$$f(t) = \lambda e^{-\lambda t} \quad (2.1)$$

$$F(t) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (2.2)$$

onde, t representa o intervalo entre veículos prioritários consecutivos (s) e λ representa o parâmetro de escala de distribuição.

O valor esperado para a distribuição exponencial negativa é calculado através da seguinte equação:

$$E[T] = \int_0^{\infty} t f(t) dt = \int_0^{\infty} t \lambda e^{-\lambda t} dt = \frac{1}{\lambda} \quad (2.3)$$

Para estimar o parâmetro de escala de distribuição recorre-se ao método dos momentos, igualando o primeiro momento da distribuição (valor esperado) ao primeiro momento da amostra (média amostral). Sendo $1/q$ o intervalo médio entre veículos durante um período de observação em que se registou o fluxo de tráfego q (veíc./h) e estabelecendo a igualdade das médias na distribuição teórica e na amostra (intervalo médio, h) conclui-se que o estimador do parâmetro de escala é igual ao fluxo de tráfego expresso em veíc./s, *i.e.*, $\lambda = q/3600$.

Para $\lambda = 0,15$ veíc./s, $\lambda = 0,30$ veíc./s e $\lambda = 0,50$ veíc./s apresentam-se na figura seguinte as correspondentes *fdp* e *fda*.

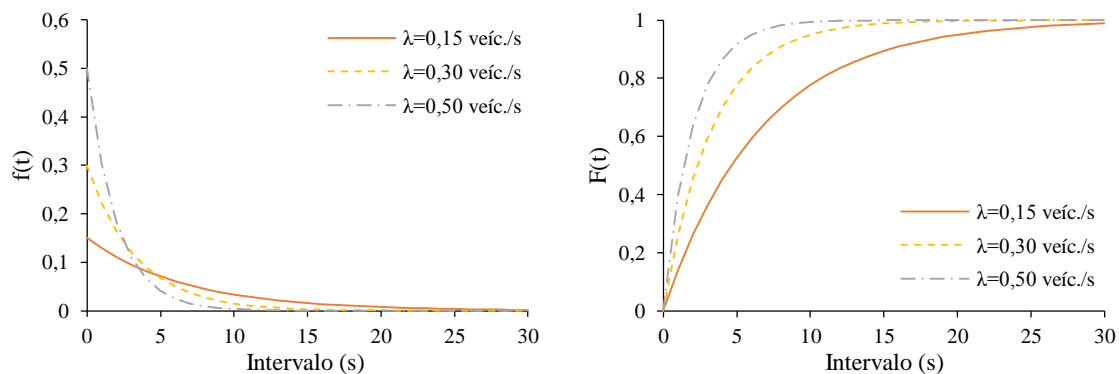


Figura 2.4 – Função densidade de probabilidade *fdp* e função distribuição acumulada *fda* da distribuição exponencial negativa

A distribuição exponencial negativa parte de simplificações, como a assunção de um comportamento consistente e homogêneo dos condutores (*i.e.*, velocidades independentes e identicamente distribuídas e inexistência de interações entre veículos). Estas condições permitem concluir que o modelo de contagens (número de chegadas por intervalo de tempo) segue a distribuição de Poisson, à medida que o tempo tende para infinito. Por observação da Figura 2.4, pode-se concluir que o modelo exponencial prevê que a probabilidade de se observarem intervalos com uma dada duração é tanto maior quanto mais curtos forem esses intervalos. Para fluxos de tráfego mais elevados, a função densidade de probabilidade apresenta as previsões de ocorrência mais elevadas e a função de distribuição acumulada assume, nesta gama de fluxos, uma subida acentuada, como se pode observar na Figura 2.5.

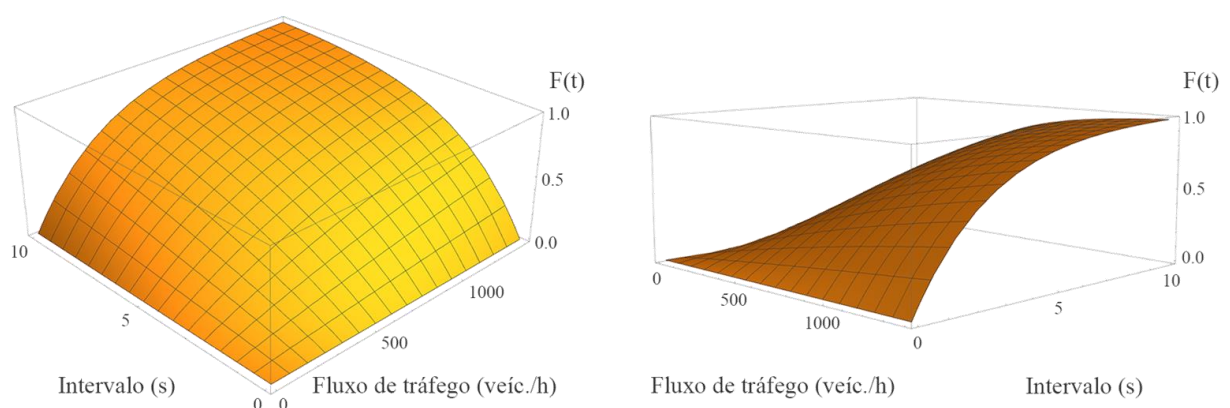


Figura 2.5 – Função distribuição acumulada da distribuição exponencial negativa

Segundo Luttinen (1996), à medida que os volumes de tráfego aumentam, as premissas assumidas deixam de se verificar, conduzindo à previsão de intervalos irrealisticamente pequenos e não descrevendo a existência de pelotões, diminuindo assim a fiabilidade dos resultados deste modelo. A distribuição exponencial deve, por estas razões, ser considerada

como modelo de estimação de intervalos apenas em condições de fluxos de tráfego muito moderados, $q < 150$ veíc./h e utilizado em aplicações que não sejam sensíveis às suas limitações.

2.2.2.2 Distribuição exponencial deslocada

Para minimizar a limitação de estimação de intervalos muito curtos, é introduzido um parâmetro de localização Δ , que representa um intervalo mínimo entre veículos, o que origina um novo modelo de estimação, designado de distribuição exponencial deslocada. A função densidade de probabilidade (*fdp*) e função distribuição acumulada (*fda*) que definem este modelo e representam o caráter aleatório de chegadas de veículos são:

$$f(t) = \begin{cases} 0, & \text{se } t < \Delta \\ \lambda e^{-\lambda(t-\Delta)}, & \text{se } t \geq \Delta \end{cases} \quad (2.4)$$

$$F(t) = \begin{cases} 0, & \text{se } t < \Delta \\ 1 - e^{-\lambda(t-\Delta)}, & \text{se } t \geq \Delta \end{cases} \quad (2.5)$$

Para $\lambda = 0,15$ veíc./s, e considerando um intervalo mínimo entre veículos de 2 segundos apresentam-se na figura seguinte as correspondentes *fdp* e *fda*.

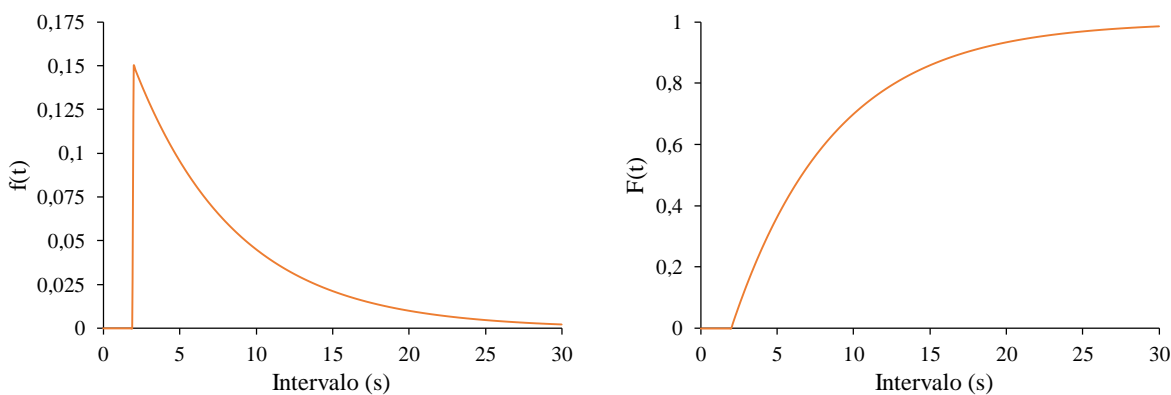


Figura 2.6 – Função densidade de probabilidade *fdp* e função distribuição acumulada *fda* da distribuição exponencial negativa deslocada ($\lambda = 0.15$ veíc./s, $\Delta = 2$ s)

A configuração da função de densidade para a distribuição exponencial negativa deslocada é semelhante à da função de densidade para a distribuição exponencial negativa, mas a probabilidade de ocorrência de intervalos inferiores ao intervalo mínimo é nula. Verifica-se na Figura 2.6 e Figura 2.7 que a densidade máxima ocorre quando $t = \Delta$. Após o intervalo mínimo, a função de distribuição tem uma subida mais acentuada do que a correspondente função de densidade da distribuição exponencial, aproximando-se assintoticamente da unidade, como se observa na figura seguinte.

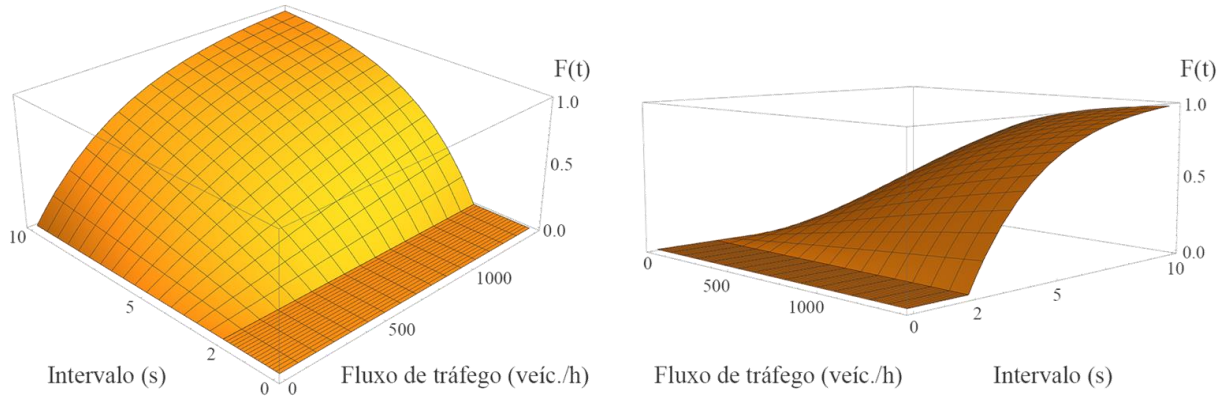


Figura 2.7 – Função distribuição acumulada da distribuição exponencial deslocada

Os estimadores dos parâmetros desta distribuição, Δ e λ , são obtidos pelo método dos momentos, que parte do cálculo do valor esperado e da variância:

$$E[T] = \int_0^{\infty} t f(t) dt = \int_0^{\Delta} 0 dt + \int_{\Delta}^{\infty} t \lambda e^{-\lambda(t-\Delta)} dt = \frac{1}{\lambda} + \Delta \quad (2.6)$$

$$\text{Var}[T] = E[T^2] - E[T]^2 = \int_{\Delta}^{\infty} t^2 \lambda e^{-\lambda(t-\Delta)} dt - \left(\frac{1}{\lambda} + \Delta\right)^2 = \frac{1}{\lambda^2} \quad (2.7)$$

Igualando as expressões do valor esperado e da variância aos correspondentes momentos da amostra, $1/\lambda + \Delta = \bar{h}$ e $1/\lambda^2 = s^2$, onde \bar{h} representa a duração média dos intervalos entre veículos (s), s representa o desvio padrão da amostra e s^2 a variância amostral, obtêm-se as expressões para os estimadores:

$$\tilde{\Delta} = \bar{h} - s \quad (2.8)$$

$$\tilde{\lambda} = \frac{1}{\bar{h} - \tilde{\Delta}} \quad (2.9)$$

Evitando a estimação de intervalos irrealisticamente curtos, a introdução de um intervalo mínimo entre veículos não reflete a dinâmica de condução, e à semelhança da distribuição exponencial negativa não prevê situações em que os veículos se deslocam em pelotão.

2.2.2.3 Distribuição Cowan M3

Face às limitações da distribuição exponencial, Cowan (1975) propôs uma família de distribuições em que se admite a possibilidade de parte dos veículos integrarem pelotões, apresentando quatro modelos de complexidade crescente, correspondendo o modelo M1 à distribuição exponencial e o modelo M2 à distribuição exponencial deslocada (Vasconcelos,

2014). Cowan propôs o estudo da distribuição de veículos, estabelecendo que a mesma tem duas componentes, *i.e.*, parte dos veículos circula em condições livres (ϕ) e parte desloca-se em pelotão ($1-\phi$), (distribuição dicotômica), aproximando-se mais esta distribuição às condições reais de circulação.

Assim, considerando que os intervalos entre veículos nos pelotões (Δ) são constantes e mínimos e que os intervalos entre os restantes veículos (livres) seguem a distribuição exponencial, resulta a seguinte função densidade de probabilidade, para o modelo de distribuição Cowan M3:

$$f(t) = \begin{cases} (1-\phi)\delta(t-\Delta), & \text{se } t < \Delta \\ (1-\phi)\delta(t-\Delta) + \phi\lambda e^{-\lambda(t-\Delta)}, & \text{se } t \geq \Delta \end{cases} \quad (2.10)$$

onde $\delta(t-\Delta)$ é a distribuição delta de Dirac, definida através das propriedades:

$$\delta(t-\Delta) = \begin{cases} \infty, & \text{se } t = \Delta \\ 0, & \text{se } t \neq \Delta \end{cases} \quad \int_0^{\infty} \delta(t-\Delta) dt = 1 \quad (2.11)$$

Com a distribuição delta indica-se que para $t = \Delta$ existe um impulso cuja área é igual a 1, representando a variação instantânea de 0 para $(1-\phi)$ na função distribuição acumulada:

$$F(t) = \begin{cases} 0, & \text{se } t < \Delta \\ 1-\phi e^{-\lambda(t-\Delta)}, & \text{se } t \geq \Delta \end{cases} \quad (2.12)$$

Os estimador do parâmetro λ , é obtido pelo método dos momentos, que parte do cálculo do valor esperado da distribuição Cowan M3:

$$E[T] = \Delta + \frac{\phi}{\lambda} \quad (2.13)$$

Igualando esta expressão ao correspondente momento da amostra (média), ou seja, $\phi / \lambda + \Delta = \bar{h}$ obtém-se a expressão para o estimador de λ :

$$\hat{\lambda} = \frac{\hat{\phi} q}{1 - \hat{\Delta} q} \quad (2.14)$$

Para $\lambda=0,15$ veíc./s, um intervalo entre veículos nos pelotões de 2 s, e considerando uma proporção de veículos livres de 70%, apresentam-se na figura seguinte as correspondentes *fdp* e *fda*.

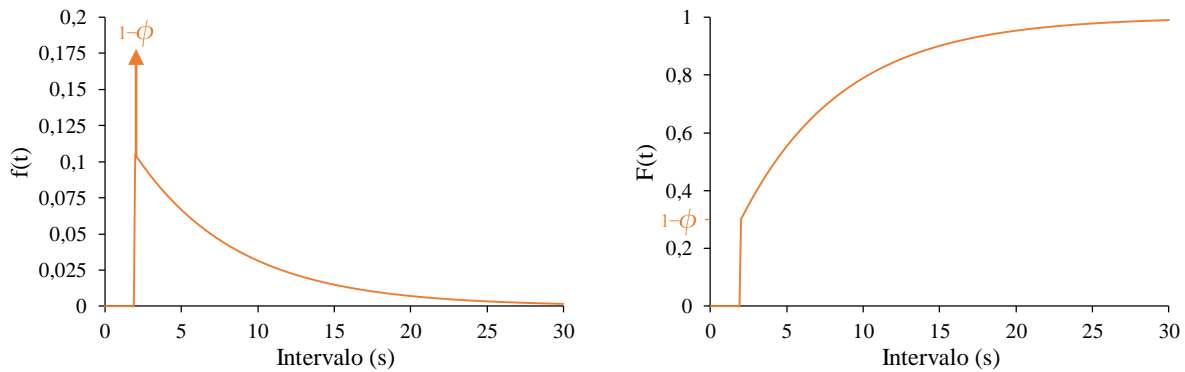


Figura 2.8 – Função densidade de probabilidade f_{dp} e função distribuição acumulada f_{da} da distribuição Cowan M3 ($\lambda = 0,15$ veíc./s, $\Delta = 2$ s, $\phi = 0,7$)

O modelo Cowan M4 utiliza, à semelhança do modelo M3, a distribuição exponencial para descrever os veículos que circulam em condições livres, contudo, aplica a distribuição Normal ou a Gama para descrever os veículos que circulam nos pelotões, sendo por isso um modelo mais rigoroso, mas acrescido em complexidade. O rigor aumenta para a análise de intervalos muito pequenos, contudo, na análise de capacidades de interseções estes intervalos têm pouca importância sendo este modelo geralmente preterido para o modelo M3 (Cowan, 1975; Vasconcelos, 2014).

2.2.3 Aproveitamento dos intervalos entre veículos

2.2.3.1 Função de aceitação

Existem duas abordagens clássicas que descrevem a forma como os intervalos disponibilizados na corrente prioritária são aproveitados pelos condutores não prioritários, designadas de função de aceitação em escada ou função de aceitação linear, sendo que esta última resulta de uma aproximação linear à função de aceitação de escada. É no modelo de escada que surge pela primeira vez o conceito de intervalo crítico e complementar, o que justifica os subpontos seguintes, relativos à estimação destes parâmetros.

Admitindo que os veículos da corrente não prioritária se encontram em fila contínua, o número de veículos que avançam para a interseção é dado por uma função de aceitação de intervalos. Considerando que avançam quando a disponibilidade na corrente prioritária for igual ou superior ao intervalo crítico t_c , e que o débito na corrente prioritária é uniforme e igual ao inverso do intervalo mínimo t_f , obtém-se uma função de aceitação em escada, sendo o número de entradas durante um intervalo genérico t dado por:

$$\alpha(t) = \begin{cases} 0 & \text{se } t < t_c \\ \left\lfloor \frac{t - t_c + t_f}{t_f} \right\rfloor & \text{se } t \geq t_c \end{cases} \quad (2.15)$$

Nesta expressão, $|X|$ representa a função arredondar ao maior número inteiro não superior a X . Siegloch propôs uma função de aceitação de intervalos contínua, que é uma aproximação linear à função de escada, definida por:

$$\alpha(t) = \begin{cases} 0 & \text{se } t < t_0 \\ \frac{t-t_0}{t_f} & \text{se } t \geq t_0 \end{cases} \quad (2.16)$$

onde t_0 é obtido através da expressão $t_c = t_0 + t_f/2$ proposta em (Luttinen, 1996).

Na figura seguinte ilustra-se a representação das funções de aceitação descritas, considerando $t_c = 5$ s, $t_f = 2$ s, e $t_0 = 4$ s.

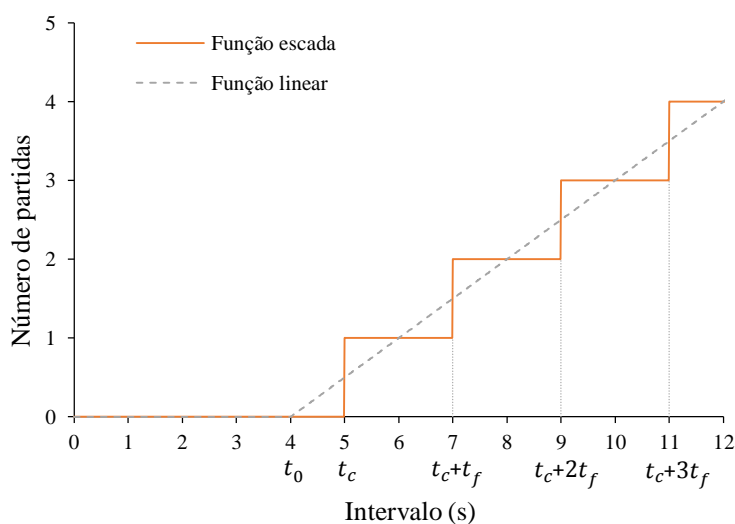


Figura 2.9 – Funções de aceitação de intervalos

Os resultados são praticamente idênticos para as duas funções de aceitação de intervalos, destacando-se por isso a aplicação da função escada por não envolver aproximações.

2.2.3.2 Intervalo crítico

Como se depreende da Figura 2.10, o intervalo crítico representa o mínimo intervalo de tempo disponibilizado na corrente principal que permite a entrada de um veículo não prioritário, ou seja, o mínimo tempo que o condutor que ocupa o primeiro lugar de uma fila de espera considera aceitável para que consiga atravessar ou se inserir em segurança na corrente principal (Silva *et al.*, 2008). Caso o intervalo de tempo seja igual ou superior ao intervalo crítico o condutor avançará, caso contrário rejeita-o.

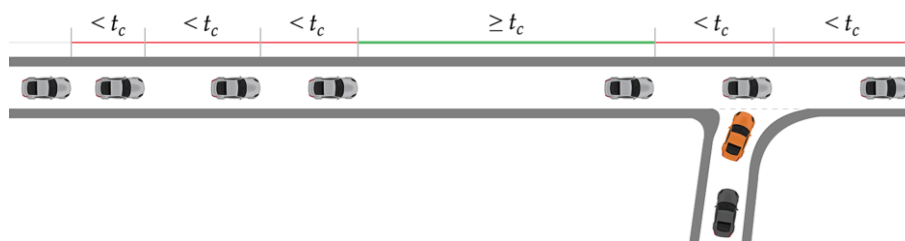


Figura 2.10 – Aceitação de intervalos entre veículos na corrente principal, intervalo crítico

O intervalo crítico pode ser quantificado tendo por base observações do comportamento dos condutores na interseção (decisões de aceitação/rejeição de intervalos) ou estimado a partir de formulações empíricas. Destas formulações, as mais conhecidas são preconizadas pelo HCM (TRB, 2010), com as quais se admite um comportamento consistente e homogéneo dos condutores e se reconhece a influência de características geométricas da interseção e da composição do tráfego. Por exemplo, a expressão seguinte indica o intervalo crítico para um cruzamento prioritário:

$$t_{c,x} = t_{c,base} + t_{c,HV}P_{HV} + t_{c,G}G - t_{c,T} - t_{3,LT} \quad (2.17)$$

onde $t_{c,x}$ é o intervalo crítico para o movimento x (s), $t_{c,base}$ é o intervalo crítico de base (s) dado pelo Quadro 2.1, $t_{c,HV}$ é o fator de ajustamento devido aos veículos pesados, tomando o valor de 1,0 para estradas de 2 vias e o valor de 2,0 para estradas com 2 ou 3 vias em cada direção (s), P_{HV} representa a proporção de veículos pesados (e.g., $P_{HV} = 0,02$ para 2% de veículos pesados), $t_{c,G}$ é o fator de ajustamento devido à inclinação das vias, G representa o declive longitudinal das vias, em percentagem, $t_{c,T}$ é o fator de ajustamento relacionado com a possibilidade de atravessamento em duas fases e $t_{3,LT}$ representa o fator de ajustamento relacionado com o tipo de manobra.

Quadro 2.1 – Intervalo crítico de base, adaptado de HCM (TRB, 2010)

Tipo de movimento	Intervalo crítico de base, $t_{c,base}$ (s)		
	2 vias	4 vias	6 vias
Vir. Esq. Via prioritária	4,1	4,1	5,3
Vir. Dir. Via secundária	6,2	6,9	7,1
Atravessamento	6,5	6,5	6,5
Vir. Esq. Via secundária	7,1	7,5	6,4

À data de publicação da versão anterior (TRB, 2000) do atual HCM 2010, os estudos dedicados a rotundas nos Estados Unidos foram insuficientes para apresentar uma metodologia consolidada acerca deste tipo de interseções. A metodologia que se encontra no manual destina-se apenas à análise de rotundas com uma via de entrada, e é apresentado um quadro com a gama de valores sugeridos para o intervalo crítico, resultado de estudos de rotundas e comparações com estudos semelhantes realizados noutros países. Assim, é sugerido o limite inferior de 4,1 segundos e superior de 4,6 segundos. Para o estudo de rotundas com outras configurações, o

manual sugere que deve ser formulado um modelo de análise específico em detrimento do apresentado. O manual HCM 2010, apresenta uma reformulação da metodologia de análise de rotundas, baseada essencialmente nos trabalhos de investigação divulgadas nos relatórios: NCHRP 3-65: *Applying Roundabouts in the United States* (Rodegerdts, 2004) e NCHRP Report 572: *Roundabouts in the United States* (Rodegerdts, 2007), nos quais é conduzido um estudo em 103 rotundas, sendo que para análise de parâmetros operacionais se analisaram 17 rotundas. A metodologia proposta no HCM (TRB, 2010), passa então a contemplar a análise de rotundas com duas vias de entrada. Os valores de referência para o intervalo crítico podem ser observados no quadro seguinte, encontrando-se implícitos nas formulações que o manual descreve para o cálculo da capacidade.

Quadro 2.2 – Intervalo crítico (Rodegerdts, 2007)

Intervalo crítico, t_c (s)		
Uma via	Duas vias	
	Esquerda	Direita
4,2 – 5,9	4,2 – 5,5	3,4 – 4,9

Vasconcelos *et al.* (2013) apresenta uma estimativa para o intervalo crítico, adequada à análise de rotundas nacionais, tendo procedido à sua estimativa a partir da observação de seis rotundas, localizadas nas áreas urbanas de Coimbra e de Viseu. O estudo revela a complexidade da obtenção deste parâmetro, com recurso a seis métodos baseados na observação das decisões de aceitação/rejeição de intervalos: Siegloch, Raff, Miller & Pretty, Wu, Bunker e Logit. Os resultados obtidos constituem os valores de referência apresentados no quadro seguinte.

Quadro 2.3 – Intervalo crítico, valores PT (Vasconcelos, 2014)

Intervalo crítico, t_c (s)		
Uma via	Duas vias	
	Esquerda	Direita
3,7	3,4	3,2

O autor conclui que a amostra do estudo por ser de dimensão limitada pode não ser completamente representativa das rotundas portuguesas, contudo, os resultados em termos médios são consistentes, na medida em que as estimativas de capacidades efetuadas com fórmulas que incorporam estes parâmetros têm uma boa correlação com as capacidades observadas, tendo sido adotados na presente dissertação como valores de referência. Comparando os valores obtidos com os valores de referência utilizados noutros países (Estados Unidos, Alemanha, Dinamarca, Suécia, Polónia), constata-se que em Portugal os valores para o intervalo crítico são inferiores. A influência de fatores ambientais e comportamentais como a geometria da interseção, a composição do tráfego, os tempos de espera, a carga mental dos condutores, entre outros, contribui para que seja um parâmetro que deve, preferencialmente, ser estimado localmente. Ou seja, caso seja desejada uma maior precisão na estimativa do intervalo crítico, sendo consensual assumir que este valor dependerá do comportamento dos condutores,

variando de país para país, dever-se-á recorrer a um sistema de recolha de dados e estimar este parâmetro a partir de um número alargado de observações utilizando técnicas como o método da máxima verosimilhança (Miller e Pretty, 1968) ou de regressão logística.

Geralmente a estimação deste e de outros parâmetros semelhantes, como o intervalo complementar, é promovida por autoridades rodoviárias estabelecendo valores de referência a nível nacional, constantes em manuais de apoio à conceção geométrica de interseções como o HCM dos Estados Unidos (TRB, 2010), ou o seu equivalente alemão – *Handbuch fuer die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen* (FGSV, 2002).

Contudo, deve ser sempre acautelada a utilização destes valores de referência em interseções que tenham condições geométricas e operacionais convencionais, semelhantes àquelas que serviram de base à estimação dos parâmetros tabelados, não sendo recomendado, por exemplo, utilizar diretamente os parâmetros de aceitação de um entroncamento no cálculo da capacidade de uma rotunda. Nesse caso, a análise implica a recolha de dados de campo específicos dessa interseção ou o abandono dos métodos baseados na teoria clássica de *gap-acceptance* e recomenda-se o recurso a aplicações comerciais de microsimulação que têm em consideração, de forma implícita, as características prevalentes da interseção (Vasconcelos, 2014).

2.2.3.3 Intervalo complementar

O intervalo complementar ou mínimo é o tempo médio que decorre entre o instante de partida do veículo não prioritário que ocupa a primeira posição na fila de espera e a chegada do veículo que o precede à mesma posição (ver Figura 2.11). O seu valor representa o intervalo médio entre veículos não prioritários, assumindo procura constante e a inexistência de tráfego conflituante (Silva *et al.*, 2008).

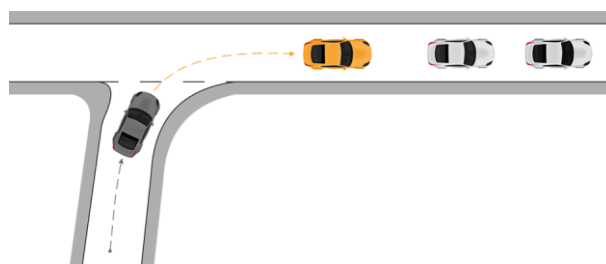


Figura 2.11 – Intervalo complementar

O modelo do HCM (TRB, 2010), para a determinação do intervalo complementar em interseções prioritárias, aplica a expressão:

$$t_{f,x} = t_{f,base} + t_{f,HV} P_{HV} \quad (2.18)$$

onde $t_{f,x}$ é o intervalo complementar para o movimento x (s), $t_{f,base}$ é o intervalo complementar de base (s) dado pelo Quadro 2.4, $t_{f,HV}$ é o fator de ajustamento devido aos veículos pesados,

tomando o valor de 0,9 para estradas de 2 vias e o valor de 1,0 para estradas com 2 ou 3 vias em cada direção (s) e P_{HV} representa a proporção de veículos pesados.

Quadro 2.4 – Intervalo complementar de base HCM (TRB, 2010)

Tipo de movimento	Intervalo complementar de base, $t_{f,base}$ (s)		
	2 vias	4 vias	6 vias
Vir. Esq. Via prioritária	2,2	2,2	3,1
Vir. Dir. Via secundária	3,3	3,3	3,9
Atravessamento	4,0	4,0	4,0
Vir. Esq. Via secundária	3,5	3,5	3,8

Quando se pretende analisar o intervalo complementar de uma entrada de uma rotunda com uma via de entrada, a versão anterior (TRB, 2000) ao atual HCM propõe uma gama de valores para t_f , estabelecendo o limite inferior em 2,6 segundos e o superior em 3,1 segundos.

Como já referido, a metodologia proposta no HCM 2010 (TRB, 2010), passa a contemplar a análise de rotundas com duas vias de entrada sendo que os valores de referência para o intervalo complementar são os descritos no quadro seguinte, encontrando-se implícitos nas formulações que o manual descreve para o cálculo da capacidade.

Quadro 2.5 – Intervalo complementar (Rodegerdts, 2007)

Uma via	Intervalo complementar, t_f (s)	
	Duas vias	
	Esquerda	Direita
2,6 – 4,3	3,1 – 4,7	2,7 – 4,4

Caso os valores de referência para este parâmetro, constantes em manuais de apoio à conceção geométrica de interseções, não sejam os adequados ao estudo que se pretende desenvolver, devem, à semelhança dos valores para o intervalo crítico, ser obtidos através de recolha de dados de campo.

Para a análise de rotundas, Vasconcelos (2014), determinou o intervalo complementar, através do método determinístico de Siegloch, obtendo os valores de referência que se observam no Quadro 2.6, aplicados nas análises efetuadas na presente dissertação. Importa referir que, à semelhança do intervalo crítico, o intervalo complementar traduz o comportamento dos condutores, o qual varia individualmente como resposta a diversos fatores. Assim, os valores indicados são valores médios de variáveis aleatórias com uma determinada distribuição.

Quadro 2.6 – Intervalo complementar, valores PT (Vasconcelos, 2014)

	Intervalo complementar, t_f (s)	
	1 via	2 vias
Uma via	2,2	-
Duas vias (Esquerda)	-	2,2
Duas vias (Direita)	-	2,2

Este intervalo, aplicado a interseções prioritárias, tem base de comparação com o indicador fluxo de saturação, respeitante a interseções reguladas por sinais luminosas (detalhado no ponto 2.3.1), por fornecer indiretamente a indicação de quantos veículos se conseguem inserir na corrente prioritária perante a inexistência de tráfego conflituante.

2.2.4 Expressões de cálculo de capacidade

2.2.4.1 Modelo de Siegloch

Baseado na teoria de *gap-acceptance*, o modelo de Siegloch resulta da combinação do modelo de chegadas baseado na distribuição exponencial negativa com a função de aceitação linear. Siegloch assume que o número de entradas de veículos na interseção varia linearmente para intervalos maiores do que t_0 , expressão (2.16), e aplica o modelo de chegadas com distribuição exponencial negativa, expressão (2.1), para obter uma fórmula de capacidade.

$$\begin{aligned}
 Q &= q \int_0^{\infty} \alpha(t) f(t) dt \\
 &= q \int_0^{\infty} \frac{t-t_0}{t_f} \lambda e^{-\lambda t} dt \\
 &= \frac{q\lambda}{t_f} \left[\int_{t_0}^{\infty} t e^{-\lambda t} dt - t_0 \int_{t_0}^{\infty} e^{-\lambda t} dt \right] \\
 &= \frac{q\lambda}{t_f} \left[\frac{e^{-\lambda t_0} (\lambda t_0 + 1)}{\lambda^2} - t_0 \frac{e^{-\lambda t_0}}{\lambda} \right] \\
 &= \frac{q e^{-\lambda t_0}}{\lambda t_f}
 \end{aligned} \tag{2.19}$$

Para a distribuição exponencial negativa o estimador do parâmetro de escala λ é igual ao fluxo de tráfego *i.e.*, $\lambda = q$ (veíc./s). Sendo $t_0 = t_c - t_f/2$, obtém-se a fórmula de Siegloch:

$$Q = \frac{e^{-q \left(t_c - \frac{t_f}{2} \right)}}{t_f} \tag{2.20}$$

onde Q é a capacidade expressa em veíc./s, q representa o fluxo de tráfego (veíc./s), t_c representa o intervalo crítico (s) e t_f representa o intervalo complementar (s). A representação da expressão (2.20), estabelecendo um valor fixo para t_f e admitindo diferentes valores para t_c , permite ilustrar a influência dos intervalos de aceitação nesta expressão, como ilustrado na figura seguinte.

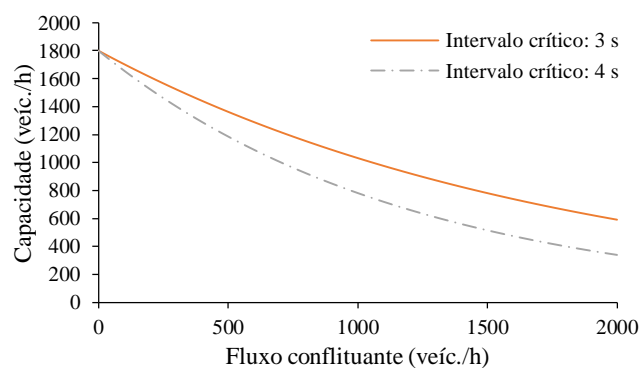


Figura 2.12 – Fórmula de Sieglösch, $t_f = 2$ s; $t_c = 3$ s e $t_c = 4$ s

Verifica-se, por um lado, que quanto menor o valor do intervalo crítico maior a capacidade e, por outro lado, que a influência deste parâmetro na capacidade aumenta com o fluxo conflituante. Este efeito explica-se pela progressiva diminuição da duração média dos intervalos entre veículos prioritários e da crescente representatividade do primeiro veículo em espera no número total de veículos que conseguem aproveitar as respectivas oportunidade de entrada.

Uma análise semelhante pode refletir a influência do intervalo complementar, na fórmula de Sieglösch, estabelecendo um valor fixo para $t_c = 3$ s, e admitindo $t_f = 2$ s e $t_f = 3$ s.

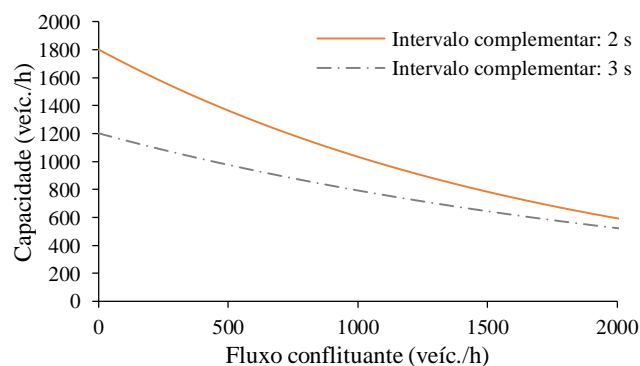


Figura 2.13 - Fórmula de Sieglösch, $t_c = 3$ s; $t_f = 2$ s e $t_f = 3$ s

Verifica-se que quanto menor o valor do intervalo complementar maior a capacidade, sendo que este efeito vai perdendo relevância com o aumento do fluxo de tráfego conflituante. Com efeito, para um fluxo conflituante nulo a capacidade (geométrica) é dada pelo inverso do intervalo complementar, correspondendo portanto a um fluxo de saturação.

Para os fluxos de tráfego mais elevados, tal como referido no ponto anterior, o número de entradas em cada oportunidade é cada vez menor, pelo que a capacidade tende a depender essencialmente do intervalo crítico, o qual indica a facilidade com que o primeiro veículo em fila entra para a interseção.

2.2.4.2 Modelo de Hagrind

O modelo de capacidades de Hagrind (1998), para além de adotar distribuições estatísticas mais realísticas, nomeadamente a distribuição de Cowan M3 para a definição do intervalo entre veículos, permite a generalização a casos em que uma corrente de tráfego seja condicionada por duas ou mais correntes prioritárias.

Tratando cada uma das correntes prioritárias como um processo independente, e considerando intervalos críticos e complementares individualizados, Hagrind apresenta uma fórmula genérica de capacidades:

$$Q_k = \frac{e^{-\sum_{i \in I_k} \lambda_i (t_{c,i} - \Delta_i)} \sum_{i \in I_k} \lambda_i}{1 - e^{-\sum_{i \in I_k} \lambda_i t_{f,i}}} \prod_{i \in I_k} \frac{\phi_i}{\phi_i + \lambda_i \Delta_i} \quad (2.21)$$

onde k é o índice da via de entrada, I_k é o conjunto de vias conflituantes com a via de entrada, k , λ_i , ϕ_i e Δ_i são os parâmetros da distribuição Cowan M3 da corrente prioritária i , $t_{c,i}$ e $t_{f,i}$ são respetivamente o intervalo crítico e o intervalo mínimo da corrente prioritária i relativamente à via de entrada k .

São especialmente importantes as particularizações desta fórmula aos casos de uma e duas vias conflituantes:

a) Uma via conflituante

A particularização da fórmula generalizada de Hagrind para o caso de uma via de entrada e uma via no anel de circulação é dada pela seguinte equação:

$$Q = \frac{q_c \phi e^{-\lambda(t_c - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda t_f}} \quad (2.22)$$

em que Q representa a capacidade da entrada (veíc./s), q_c representa o fluxo prioritário (veíc./s), t_c e t_f representam, respetivamente, o intervalo crítico e o intervalo complementar (s), e onde ϕ , λ e Δ são parâmetros da distribuição de intervalos entre veículos na via prioritária.

Em Vasconcelos *et al.* (2012) é obtida uma função de parametrização, assumindo que Δ toma o valor de 2 segundos, adaptado ao estudo de entradas de rotundas com uma via de circulação no anel:

$$\phi = \begin{cases} 1 & \text{se } q_c < 0,178 \\ 1.553(1 - 2q_c) & \text{se } 0,178 < q_c < 0,5 \\ 0 & \text{se } q_c > 0,5 \end{cases} \quad (2.23)$$

$$\lambda = \frac{\phi q_c}{1 - \Delta q_c} \quad (2.24)$$

onde ϕ representa a proporção de veículos livres, q_c o fluxo prioritário (veíc./s) e λ representa o parâmetro de escala de distribuição e Δ o parâmetro de localização.

b) Duas vias conflitantes

Caso a entrada na interseção seja condicionada por duas vias conflitantes com o mesmo valor de intervalo crítico e intervalo complementar, ou seja $t_{c,1} = t_{c,2} = t_c$ e $t_{f,1} = t_{f,2} = t_f$, a particularização da expressão (2.21) resulta na expressão seguinte, proposta por Troutbeck (1986):

$$Q = \frac{\phi_1 \phi_2 (\lambda_1 + \lambda_2) e^{-(\lambda_1 + \lambda_2)(t_c - \Delta)}}{(\phi_1 + \lambda_1 \Delta)(\phi_2 + \lambda_2 \Delta)(1 - e^{-t_f(\lambda_1 + \lambda_2)})} \quad (2.25)$$

onde os índices 1 e 2 indicam a posição da via conflituante (1: via exterior, mais próxima da entrada e 2: via interior, mais próxima da ilha central) e os parâmetros ϕ e λ podem ser calculados com recurso às expressões (2.23) e (2.24).

Caso o ramo disponibilize mais do que uma via de entrada, a expressão (2.25) aplica-se individualmente a cada via de entrada, sendo que os valores de t_c e t_f podem assumir valores distintos consoante a via (esquerda ou direita).

Considerando, a título de exemplo, uma rotunda de quatro ramos, com duas vias de circulação no anel e duas vias de entrada, para um valor de tráfego conflituante de 900 veíc./h que se distribui equitativamente pelas duas vias do anel *i.e.*, $q_{c,1} = q_{c,2} = 450$ veíc./h, pode encontrar-se a capacidade da entrada A (ver Figura 2.14).

Os parâmetros de aceitação são geralmente diferentes caso se trate da via de entrada da esquerda ou da via de entrada direita, considerando $t_{c,esq} = 3,4$ s, $t_{f,esq} = 2,2$ s, $t_{c,dia} = 3,2$ s e $t_{f,dia} = 2,2$ s, o intervalo entre veículos que integram os pelotões $\Delta = 2$ s, calculando os parâmetros ϕ e λ com recurso às expressões (2.23) e (2.24), obtêm-se por (2.25) as capacidades: $Q_{esq} = 0,226$ veíc./s (814 veíc./h) e $Q_{dia} = 0,242$ veíc./s (871 veíc./h), correspondendo a soma das duas capacidades à capacidade da entrada, *i.e.*, $Q_A = 0,468$ veíc./s = 1685 veíc./h (ver Figura 2.15).

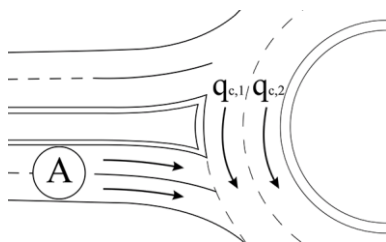


Figura 2.14 – Entrada “A” da rotunda

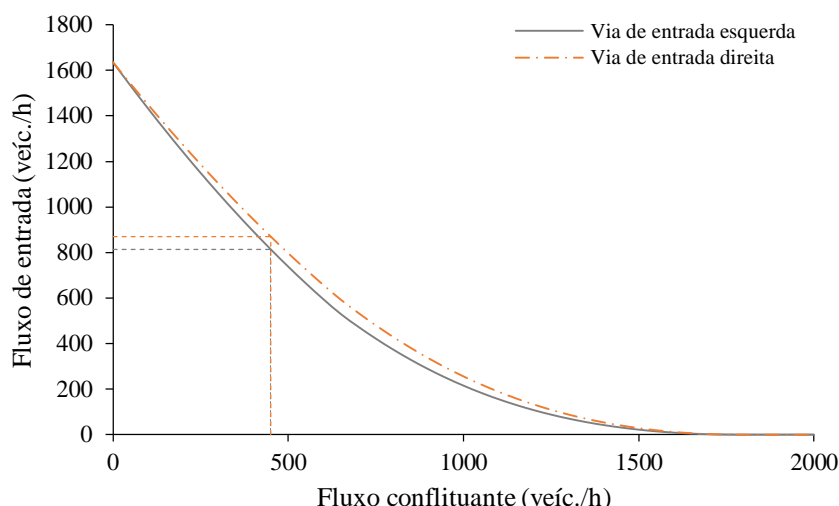


Figura 2.15 – Capacidade estimada para $q_{c,1} = q_{c,2}$

De acordo com este modelo, a capacidade de uma via de entrada é tanto maior quanto mais equilibrada for a distribuição de tráfego entre as vias de circulação conflituantes no anel, traduzindo-se este equilíbrio num aumento da probabilidade de dois veículos conflituantes circularem lado a lado ou com ligeira sobreposição, diminuindo o desperdício de oportunidades oferecidas aos veículos em espera (Vasconcelos *et al.*, 2013). Esta afirmação será confirmada posteriormente, na análise realizada em 4.4.2, referente à influência da distribuição do tráfego conflituante na capacidade da entrada de uma rotunda.

2.2.4.3 Repartição do tráfego de entrada pelas vias disponíveis

Como será aprofundado na secção 2.4.1, um dos principais indicadores de desempenho associado aos modelos analíticos é a taxa de saturação, x . Esta é usualmente expressa em forma de percentagem, sendo a relação entre o fluxo de chegada, durante um determinado período de tempo e perante um determinado débito e tipo de tráfego prioritário, e a capacidade da entrada, perante os mesmos débitos prioritários, ao longo do mesmo período de tempo (Silva e Seco, 2008), sendo normalmente calculada em relação a um determinado ramo ou via de entrada. Este cálculo não levanta qualquer dificuldade em rotundas de uma via de entrada e de circulação, contudo não é trivial em rotundas com duas vias de entrada.

Com efeito, quando existe disponibilidade de mais do que uma via para efetuar um dado movimento (caso do movimento de atravessamento, ou ida em frente), os condutores tendem a seleccionar a via onde previsivelmente sofrerão menos demoras, ou seja, a que tem a menor taxa de saturação. Este comportamento é expectável em rotundas urbanas e suburbanas em períodos de ponta, em que a maioria dos condutores conhecem a interseção e as condições de tráfego e estão ativamente à procura de percursos menos demorados (Fisk, 1991).

Assumindo que os condutores optam pela via com menor taxa de saturação, o seu valor tenderá para o equilíbrio, ou seja, para uma rotunda com duas vias de entrada e duas vias de circulação no anel, considerando o tráfego conflituante igualmente distribuído a tendência será de $x_{esq} = x_{dta}$.

No entanto, essa distribuição equilibrada será sempre condicionada pela procura. Na figura seguinte, são apresentadas duas distribuições de procura distintas.

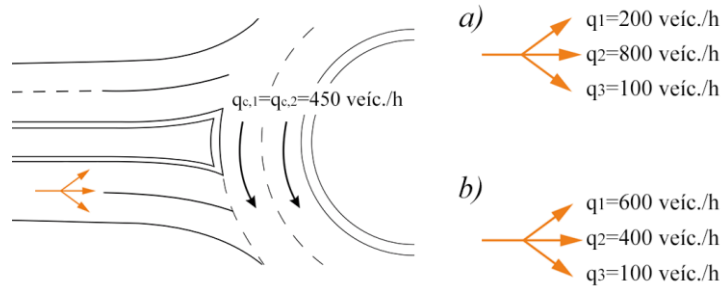


Figura 2.16 – Repartição do tráfego de entrada (exemplo)

Em ambos os casos, como $q_{c,1} = q_{c,2} = 450$ veic./h, $Q_{esq} = 814$ veic./h e $Q_{dta} = 871$ veic./h. Num estado de equilíbrio o nível de congestionamento é semelhante e a proporção de tráfego que opta pela via da esquerda para efetuar o movimento de ida em frente é dada pela seguinte expressão, obtida por Vasconcelos *et al.* (2014).

$$\begin{aligned}
 x_{esq} &= x_{dta} \\
 \frac{q_{esq}}{Q_{esq}} &= \frac{q_{dta}}{Q_{dta}} \\
 \frac{q_1 + q_2 p_{esq}}{Q_{esq}} &= \frac{q_3 + q_2 (1 - p_{esq})}{Q_{dta}} \quad (2.26) \\
 p_{esq} &= \frac{(q_2 + q_3) Q_{esq} - q_1 Q_{dta}}{q_2 (Q_{esq} + Q_{dta})} \quad 0 \leq p_{esq} \leq 1
 \end{aligned}$$

Desta forma, para o caso *a)*, $p_{esq} = 0,414$, resultando em 532 veic./h e 568 veic./h na via da esquerda e da direita, respetivamente, e conduzindo a uma taxa de saturação equivalente para as duas vias, ou seja, $x_{esq} = x_{dta} = 0,65$. Para o caso *b)* a proporção dos veículos do movimento de atravessamento que opta pela via da esquerda, resultante da equação, é negativa; atendendo à condição, deve ser considerada nula, resultando em 600 veic./h e 500 veic./h na via da esquerda e da direita, respetivamente, a que correspondem as taxas de saturação de 74% e 57%. Verifica-se assim que em situações onde a procura é muito desequilibrada não se obtêm taxas de saturação semelhantes para as duas vias de entrada. Neste caso, todos os veículos que pretendam ir em frente tendem a utilizar a via da direita, já que a taxa de saturação da via da esquerda é superior somente com a procura de 600 veic./h para o movimento de viragem à esquerda.

2.3 Modelo determinístico

2.3.1 Fluxo de saturação

O conceito de fluxo de saturação, também designado de débito de saturação, tem aplicação na análise de interseções reguladas por sinais luminosos, correspondendo ao fluxo estável máximo de veículos que pode atravessar uma determinada interseção, sob as condições existentes, admitindo que aquele grupo de correntes de tráfego dispõe de 100% de tempo de verde, fundamental para o cálculo da capacidade.

Como já referido, pode ser realizada uma comparação com o conceito de intervalo complementar, que representa o intervalo médio entre veículos não prioritários, assumindo procura constante e a inexistência de tráfego conflitante, sendo que, no caso de interseções semaforizadas, a inexistência de tráfego conflitante é proporcionada pelo sinal verde dado à corrente de tráfego em que se insere.

Numa interseção semaforizada é através de sinalização luminosa que se gere o ordenamento e a disciplina de tráfego. Na sinalização luminosa o semáforo transmite as indicações aos condutores e peões, de permissão ou proibição de avançarem, através de uma sequência de cores convencional constituída, no caso dos condutores, pelo verde (passagem permitida), amarelo (fixo: passagem proibida a não ser que os condutores ao se encontrarem tão perto da linha de paragem já o não possam fazer em condições de segurança, intermitente: passagem permitida, desde que se faça com precaução e com respeito pelas regras da prioridade) e vermelho (passagem proibida).

O conjunto de movimentos que recebem a mesma sinalização constitui uma corrente de tráfego (ver Figura 2.17), sendo que se define fase, como o intervalo de tempo no qual uma ou mais correntes de tráfego têm direito de avançar, estando as restantes impedidas de o fazer.

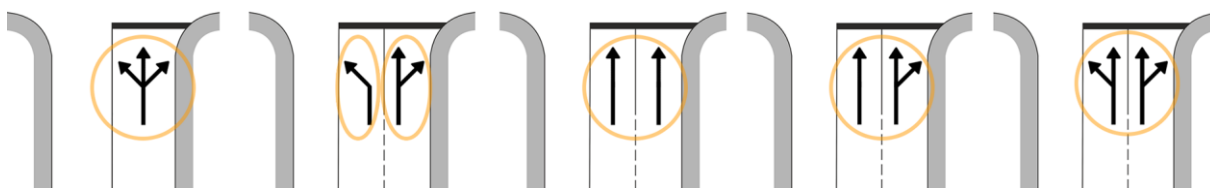


Figura 2.17 – Exemplo de correntes de tráfego independentes, adaptado de Costa *et al.* (2008)

A sequência de fases mínima, que proporciona o direito de avançar a todas as correntes de tráfego, designa-se ciclo. A definição das fases e respetiva sequência deve atender às expectativas dos condutores, e as correntes de tráfego agrupadas numa mesma fase devem apresentar índices de carga semelhantes. O índice de carga define-se enquanto quociente entre o débito de chegadas e o débito de saturação, traduzindo a necessidade de sinal verde para a correspondente fase. Assim, a fase com índice de carga superior, considerada crítica, condicionará a distribuição dos tempos de verde nas restantes fases. O índice de carga de uma fase j é dado por:

$$y_i = \max\left(\frac{q_{ji}}{s_{ji}}\right) = \max(y_{cj}) \quad (2.27)$$

onde y_i representa o índice de carga da fase i , q_{ji} o débito de chegadas da corrente de tráfego j que avança na fase i , s_{ji} o débito de saturação da corrente de tráfego j que avança na fase i e y_{cj} o índice de carga da corrente de tráfego j .

O índice de carga da interseção é dado pela soma dos índices de carga de todas as suas fases, *i.e.*, $Y = \sum y_i$.

Para o cálculo do débito de saturação, é essencial o conhecimento do processo de partida dos veículos, que influi na capacidade de escoamento do cruzamento. Considerando que uma corrente de tráfego apresenta permanentemente veículos para avançarem, pode ser representado o seu diagrama de partidas, como na figura seguinte.

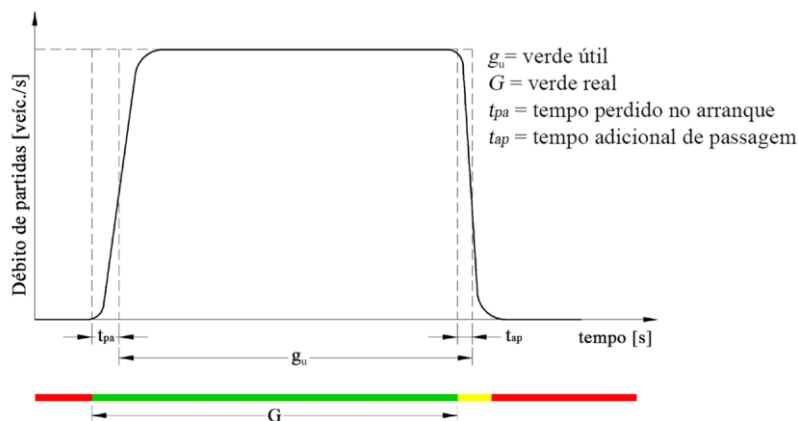


Figura 2.18 – Padrões reais e conceituais de partidas, adaptado de Costa *et al.* (2008)

Verifica-se pela análise da Figura 2.18, que o ritmo de partidas de veículos no início do tempo de verde é lento, devido à perda de tempo no arranque. À medida que o tempo avança o intervalo entre veículos sucessivos diminui estabilizando num valor mínimo (geralmente à passagem do quarto ou quinto veículo), ocorrendo nesse instante o fluxo máximo de passagem, designado por fluxo ou débito de saturação. O tempo perdido no arranque t_{pa} é o tempo compreendido entre os instantes iniciais do verde real e do verde útil. Ao tempo entre os instantes finais do verde real e do verde útil dá-se o nome de tempo adicional de passagem t_{ap} .

Para quantificar o fluxo de saturação podem ser seguidas duas abordagens: a) estimação através de fórmulas; b) medições no local.

2.3.1.1 Modelo de estimação

Costa *et al.* (2008) propõe a estimação deste indicador, através da seguinte fórmula, para uma corrente de tráfego sem oposição em via exclusiva:

$$s = s_0 f_w f_i f_z f_p f_t f_d \quad (2.28)$$

onde s corresponde ao débito de saturação (veíc./h), s_0 corresponde ao débito de saturação base (unidades de veículos ligeiros por hora: uvl/h), f_w é o fator de ajustamento devido à largura da via, f_i é o fator de ajustamento devido ao declive da via, f_z é o fator de ajustamento devido à localização do cruzamento, f_p é o fator de ajustamento devido à localização da via, f_t é o fator de ajustamento devido à composição da corrente de tráfego e f_d é o fator de ajustamento devido à mudança de direção.

O valor do débito de saturação base é de 1900 uvl/h, sempre que se verificarem as seguintes condições: via exclusiva para movimento em frente sem oposição; corrente de tráfego constituída por veículos ligeiros; largura da via igual a 3,3 metros numa extensão que garanta uma permanente partida de veículos; perfil longitudinal da via em patamar; localização do cruzamento em zona de características médias e via afastada do passeio (Costa *et al.*, 2008).

O fator de ajustamento devido à largura da via, é obtido através de:

$$f_w = \begin{cases} 0,105w + 0,653 & \text{se } 2,5 < w < 3,3 \\ 0,053w + 0,826 & \text{se } 3,3 < w < 5,0 \end{cases} \quad (2.29)$$

onde w representa a largura da via em metros.

O fator de ajustamento devido ao declive da via, é obtido através de:

$$f_i = 1 - 2i \quad (2.30)$$

onde i é o declive da via (formato decimal, positivo em subida, negativo em descida).

A influência da localização da interseção é refletida no fator f_z e o seu valor é obtido enquadrando a interseção em estudo numa das seguintes classes:

- i) Classe A ($f_z = 1,1$) correspondente a uma área residencial ou suburbana, com restrições à liberdade de manobra dos condutores, provocadas pela presença de peões, rotatividade do estacionamento ou paragens de autocarros, reduzidas ou nulas.
- ii) Classe B ($f_z = 1,0$) correspondente a uma zona de características médias onde as perturbações à partida dos veículos são moderadas.
- iii) Classe C ($f_z = 0,9$) correspondente a zonas centrais em que as restrições à liberdade dos condutores têm um efeito sensível no escoamento do tráfego.

O fator de ajustamento devido à localização da via f_p toma o valor de 0,95 sempre que a via de tráfego se situe junto ao lancil.

O fator de ajustamento f_t permite converter os débitos homogeneizados em débitos reais, visto que o valor base do débito de saturação é expresso em uv/h, assim este fator é dado pela expressão:

$$f_t = \frac{1}{1 - \sum p_i + \sum p_i E_i} \quad (2.31)$$

onde p_i representa a proporção de veículos da classe i (exceto veículos ligeiros), e E_i é o coeficiente de equivalência dos veículos da classe i retirado do quadro seguinte.

Quadro 2.7 – Coeficiente de equivalência, E_i

	Coeficiente de equivalência
Veículo comercial médio	1,5
Veículo comercial pesado	2,3
Autocarro	2,0
Veículo de duas rodas com motor	0,4
Bicicleta	0,2

O fator de ajustamento devido à mudança de direção f_d , reflete o efeito das mudanças de direção nos veículos, que avançam com velocidades mais baixas, sendo dado por:

$$f_d = \frac{1}{1 + 1,5 / r} \quad (2.32)$$

onde r representa o raio da curva (m), descrita pelo veículo na manobra de viragem.

2.3.1.2 Medição no local

Como alternativa ao método de estimação apresentado no ponto anterior, o débito de saturação pode ser medido diretamente no terreno com recurso a diversos métodos de contagens, como o descrito em Costa *et al.* (2008) designado por método australiano. Neste método, em cada ciclo, contam-se os veículos que partindo da situação de parados em fila, atravessam a linha de paragem nos seguintes períodos de tempo:

1. Período inicial, constituído pelos primeiros 10 segundos de sinal verde;
2. Período intermédio, após o período inicial até ao instante de passagem do último veículo que foi obrigado a parar na fila de espera ou no fim do verde real (dependendo do que acontecer primeiro);
3. Período final, correspondendo ao tempo para além do final do verde, contado desde o início do tempo de amarelo até à passagem do último veículo do ciclo em estudo, que esteve presente na fila de espera.

Devem ainda ser registados os tempos de verde saturado (tempo que decorre até à passagem do último veículo que foi obrigado a parar na fila de espera) e de verde real.

Caso sejam registados veículos nos três períodos de tempo, o tempo de verde é totalmente saturado. Caso seja registada a passagem de veículos apenas nos dois primeiros períodos de tempo, conclui-se que o período de verde saturado é inferior à duração do verde. Caso apenas existam registos no primeiro intervalo de tempo, não se chega a atingir o débito de saturação, pelo que estas contagens devem ser eliminadas.

O débito de saturação (s), o tempo perdido no arranque (t_{pa}) e o tempo adicional de passagem (t_{ap}) são obtidos a partir das expressões:

$$s = \frac{X_2}{X_4 - 10 N_4} \quad (2.33)$$

$$t_{pa} = 10 - \frac{X_1}{s N_1} \quad (2.34)$$

$$t_{ap} = \frac{X_3}{s N_3} \quad (2.35)$$

onde X_1 representa o número de veículos registados no período inicial nos ciclos observados, X_2 representa o número de veículos registado no período intermédio nos ciclos observados, X_3 é o número de veículos registados no período final nos ciclos observados, X_4 é o tempo total de verde saturado, N_3 representa o número de períodos finais onde se registaram veículos, N_1 e N_4 representam o número de ciclos considerados válidos (*i.e.*, com tempo de saturação superior a 10 segundos). O tempo de saturação é o tempo decorrido entre o início do verde e o instante de passagem, na linha de paragem, do último veículo que foi obrigado a parar ou no fim do verde real, dependendo do que acontecer primeiro.

O tempo de verde útil (g), pode então ser determinado analiticamente através da expressão:

$$g = G - t_{pa} + t_{ap} \quad (2.36)$$

onde G representa o verde real (s), t_{pa} e t_{ap} (s) têm os significados mencionados anteriormente.

Para a obtenção de valores fiáveis para o débito de saturação, devem ser efetuadas contagens em cerca de 30 ciclos válidos e deve ser cuidadosamente escolhido o período de observação para obter valores representativos dos períodos descritos.

2.3.2 Expressão de cálculo de capacidade

Para o cálculo da capacidade assume-se que existe uma fila persistente a montante da interseção e um débito de passagens constante durante o período de verde. Contudo, como na realidade esse fluxo é variável, considera-se um período fictício de verde útil, denotado por g , expressão (2.36), durante o qual se assume um débito de passagens constante e máximo (equivalente ao fluxo de saturação).

Como o período de verde representa uma proporção do ciclo total, a capacidade resulta da expressão:

$$Q = \frac{g}{C} s \quad (2.37)$$

Esta expressão tem aplicação no cálculo da capacidade de uma corrente de tráfego destinada a movimentos sem conflito nos movimentos de viragem. O procedimento para situações de correntes de tráfego que apresentem conflito, é descrito detalhadamente no capítulo 31 do HCM (TRB, 2010).

2.4 Indicadores de desempenho

A qualidade das condições de funcionamento de uma interseção pode ser avaliada com recurso a indicadores de desempenho como a capacidade, descrita nas secções anteriores.

Para rotundas, o nível de desempenho geral é avaliado em função da capacidade oferecida por cada uma das entradas, refletindo o nível de serviço oferecido pela infraestrutura. O estudo da capacidade toma contornos muito relevantes enquanto qualificador da solução, sendo de igual importância a análise de indicadores complementares, nomeadamente, capacidade geométrica, grau de saturação, comprimento das filas de espera e demoras sofridas pelos condutores.

Para interseções reguladas por sinais luminosos, para além do estudo da capacidade é geralmente recomendada a análise da reserva de capacidade ou margem de crescimento, comprimento das filas de espera e demoras.

2.4.1 Grau de saturação

Como discutido, o indicador capacidade, só por si, não é revelador do desempenho da interseção sendo que é necessária e recomendável a análise paralela de indicadores complementares, como o grau ou taxa de saturação.

Designa-se grau de saturação a relação, usualmente expressa em percentagem, entre o fluxo de chegada, durante um determinado período de tempo, e a capacidade. Este indicador pode ser calculado ao nível do ramo de entrada ou desagregado por via.

O cálculo do grau de saturação (x) de uma entrada ou via pode então calcular-se através da expressão:

$$x = q / Q \quad (2.38)$$

em que q é o fluxo de tráfego e Q a capacidade ambos expressos em (veíc./s ou veíc./h).

Os valores de grau de saturação superiores a 1 indicam uma procura superior à capacidade e portanto uma situação de congestionamento.

Esta expressão é aplicável tanto em entradas de rotundas como em correntes de tráfego de interseções reguladas por sinais luminosos.

2.4.2 Demoras

A análise das demoras é um complemento importante à definição do desempenho da interseção. De acordo com o HCM (TRB, 2010), quatro fatores influenciam a demora sofrida por um condutor na sua entrada na interseção: controlo das condições de entrada, tráfego (interações entre veículos podem condicionar a velocidade), características geométricas da interseção, e condições anormais de circulação (incidentes).

Assumindo como prioritários os fatores relativos ao controlo, diferentes modelos podem ser aplicados, sendo que, de uma forma simplificada, se trata de determinar a diferença entre o tempo necessário à passagem de um veículo considerando que tem prioridade absoluta e o tempo que o mesmo necessita para atravessar a rotunda nas condições de controlo prevalecentes (*e.g.*, cedência de passagem).

Caso o grau de saturação de uma entrada seja moderado, é fácil concluir que as correspondentes filas de espera serão momentâneas e aleatórias, caracterizando-se o seu funcionamento como *steady-state*. Para estas situações, o cálculo das demoras passa pela expressão, referente a condições não saturadas:

$$D_1 = \frac{1}{RC} \quad (2.39)$$

onde D_1 representa a demora média em condições não saturadas (s), e RC a reserva de capacidade, sendo $RC = Q - q$.

Esta expressão admite que as chegadas de veículos seguem a distribuição exponencial.

Nos casos em que a taxa de saturação seja superior a 100%, indicando um crescimento das filas em proporção ao tempo durante o qual a interseção apresenta esse comportamento, as demoras podem ser calculadas através de relações determinísticas, dependendo do período de análise T , assim:

$$D_2 = \frac{1}{Q} + (x-1) \frac{T}{2} \quad (2.40)$$

onde D_2 representa a demora média em condições saturadas.

a) Expressão para cruzamentos prioritários e rotundas

A formulação adotada pelo HCM para interseções prioritárias e rotundas (TRB, 2010), foi obtida por Akcelik e Troutbeck (1991), e minimiza as fragilidades dos modelos D_1 e D_2 , podendo considerar-se um modelo unificado.

$$D = \frac{1}{Q} + \frac{T}{4} \left(x - 1 + \sqrt{(x-1)^2 + \frac{8x}{QT}} \right) \quad (2.41)$$

Caso as taxas de saturação ultrapassem os 85%, situação normal em redes rodoviárias urbanas muito solicitadas, favorece-se a aplicação da expressão (2.41), que apresenta para estes graus de saturação resultados mais realistas. Procede-se na figura seguinte à análise comparativa dos resultados obtidos para o cálculo das demoras, através dos três modelos referidos, considerando $Q = 600$ veíc./h e $T = 15$ min.

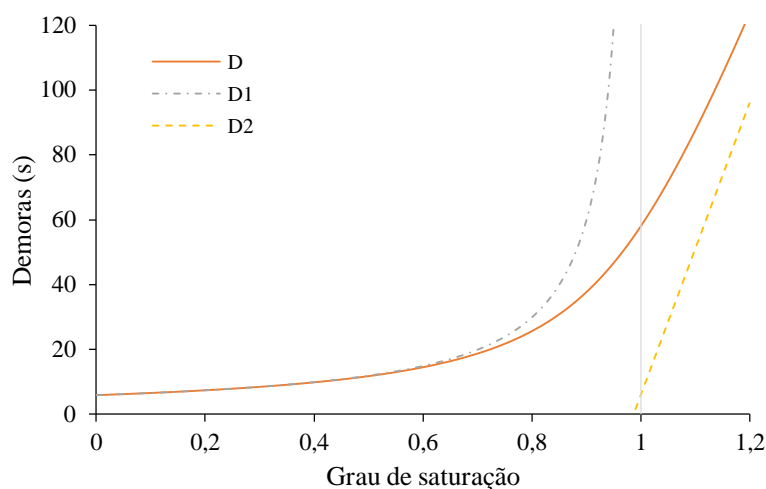


Figura 2.19 – Modelos de demoras, adaptado de Akçelik e Troutbeck (1991)

Verifica-se por análise da Figura 2.19, que a expressão correspondente ao modelo D_1 , apresenta uma assíntota vertical para $x=1$, conduzindo a valores irrealistas de demoras para os casos em que a procura se aproxima da capacidade. O modelo determinístico D_2 , para graus de saturação inferiores a 1,15, também conduz a estimativas erróneas por subestimação das demoras.

Assim, a expressão proposta no HCM (TRB, 2010), revela-se a mais consistente para a estimação de demoras.

b) Expressão para cruzamentos semaforizados

As demoras sofridas pelos condutores que façam a sua aproximação a uma interseção semaforizada, durante um determinado período de análise, podem ser contabilizadas através da soma de três parcelas:

$$d = d_1 + d_2 + d_3 \quad (2.42)$$

onde d representa a demora total (s/veíc.), d_1 a demora em condições não saturadas (s/veíc.), d_2 a demora em condições saturadas (s/veíc.) e d_3 representa a demora causada por fila já instalada no início do período de análise (s/veíc.).

O HCM (TRB, 2010), propõe que a demora referente a condições não saturadas, seja calculada através da expressão:

$$d_1 = \frac{0,5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(1, x) \frac{g}{C}\right]} \quad (2.43)$$

onde C representa a duração do ciclo (s), g o tempo de verde efetivo por corrente de tráfego (s), e x o grau de saturação por corrente de tráfego. Caso o tempo de análise contenha um período saturado, o cálculo de demoras para essas condições, pode ser efetuado conforme a expressão:

$$d_2 = 900T \left[(x-1) + \sqrt{(x-1)^2 + \frac{8klx}{cT}} \right] \quad (2.44)$$

onde T representa a duração do período de análise, x o grau de saturação por corrente de tráfego, k é o fator representativo da influência do plano de regulação semafórico (para planos semafóricos com controlo fixo: $k = 0,5$), l o fator representativo da influência de controlo de chegadas a montante da interseção (caso se trate de uma interseção isolada: $l = 1,0$) e c representa a capacidade da corrente de tráfego (veíc./h).

Caso não exista fila no início do período de análise, d_3 é considerado nulo. Sempre que no início desse período se encontrem veículos em fila de espera, a sua influência na demora total pode ser calculada através da expressão:

$$d_3 = \frac{1800Q_b(1+u)t}{cT} \quad (2.45)$$

onde Q_b representa o número de veículos em fila no início do período de análise T , c representa a capacidade da corrente de tráfego, t e u podem ser calculados através das expressões seguintes:

$$t = \begin{cases} 0 & \text{se } Q_b = 0 \\ \min \left\{ T, \frac{Q_b}{c[1 - \min(1, x)]} \right\} & \text{se } Q_b \neq 0 \end{cases} \quad (2.46)$$

$$u = \begin{cases} 0 & \text{se } t < T \\ 1 - \frac{cT}{c[1 - \min(1, X)]} & \text{se } t \geq T \end{cases} \quad (2.47)$$

O parâmetro t contabiliza a influência de uma fila preexistente na satisfação do débito de passagens, u é um parâmetro que contabiliza o atraso provocado por essa fila. Apesar de se incluir o cálculo de d_3 , no presente ponto, na prática não se estimam demoras com existência de veículos no início do período de análise pelo que se considera $d = d_1 + d_2$.

2.4.3 Capacidade de reserva

O conceito de capacidade de reserva Q_r , corresponde à percentagem de aumento de tráfego que uma determinada corrente de tráfego pode ainda suportar (Costa *et al.*, 2008), indicando a diferença entre o número máximo de veículos máximo da corrente de tráfego e o atual. O seu cálculo é realizado pela expressão:

$$Q_r = \frac{Q - q}{q} \quad (2.48)$$

Onde Q representa a capacidade da corrente de tráfego e q o fluxo de tráfego (débito de chegada), ambos em veíc./s.

Admitindo que a taxa de crescimento de tráfego é igual em todas as correntes de tráfego da interseção, mantendo-se a proporcionalidade entre os débitos, a capacidade de reserva do cruzamento pode ser calculada através de:

$$Q_r = \frac{Y_{\text{máx}} - Y}{Y} \quad (2.49)$$

Onde Y representa o índice de carga do cruzamento, rever expressão ((2.27) e $Y_{\text{máx}}$ o seu valor máximo, que ocorre quando para cada ramo de entrada o número de veículos que chega durante um ciclo é igual ao número máximo de veículos que podem partir nesse período.

Com atenção ao critério de repartição do tempo de verde resulta que o índice de carga máximo do cruzamento pode ser calculado pela expressão (2.50).

$$Y_{\text{máx}} = 0,9 \frac{C - L}{C} \quad (2.50)$$

onde C representa a duração do ciclo e L o tempo perdido por ciclo (*i.e.*, período de tempo no ciclo que não é utilizado pelos veículos), com o valor de 0,9 a providenciar uma margem de segurança, que pode ser adotada ou não, que reflete uma redução de 10% do número máximo de partidas

2.5 Considerações finais

É frequente o recurso a modelos analíticos de capacidades nos processos de análise e de concepção geométrica de interseções rodoviárias, privilegiando-se os modelos empíricos, probabilísticos e determinísticos. Um dos mais utilizados métodos empíricos é o proposto pelo *Transport Research Laboratory* (TRL), que apesar da sua fácil implementação não é objeto de estudo na presente dissertação, sobretudo pelas suas limitações, nomeadamente, insensibilidade à repartição de tráfego de entrada e de circulação e inadequação a análises desagregadas ao nível da via de entrada. Contudo, este modelo permite identificar a influência dos parâmetros geométricos da interseção, podendo nesta ótica apresentar vantagens para a comunidade técnica.

Os modelos probabilísticos, baseados na teoria de aceitação de intervalos (*gap-acceptance*), descrevem a dinâmica da distribuição de intervalos entre os veículos prioritários e o aproveitamento dos mesmos, sendo base da abordagem do HCM.

Baseado na teoria de *gap-acceptance*, o modelo de Siegloch, resulta na combinação do modelo de chegadas baseado na distribuição exponencial negativa com a função de aceitação linear. O modelo de capacidades de Hagrings, adota a distribuição de Cowan M3 para a definição do intervalo entre veículos (mais realista), e permite a análise de casos em que uma corrente de tráfego é condicionada por duas ou mais correntes prioritárias, revelando-se estas as principais vantagens da sua aplicação. Destaca-se a importância da recolha de dados de campo para os valores dos intervalos de aceitação sempre que os valores de referência não sejam os adequados ao estudo que se pretende desenvolver. A distribuição de chegadas de tráfego baseada no modelo Cowan M3 colmata as limitações da distribuição exponencial negativa e distribuição exponencial deslocada, evitando a estimação de intervalos irrealisticamente curtos e prevendo a circulação de veículos em pelotões.

Dando o devido ênfase à capacidade enquanto indicador de desempenho, são no presente capítulo, tecidas considerações referentes a indicadores complementares, recomendando-se o seu estudo para uma análise mais completa das interseções.

3 Modelo de microssimulação Aimsun

3.1 Introdução

O modelo de microssimulação Aimsun (*Advanced Interactive Microscopic Simulator for Urban and Non-urban Networks*), desenvolvido por J. Barceló e J. L. Ferrer na Universidade Politécnica de Catalunha, em Barcelona, é um *software* capaz de reproduzir as condições reais de tráfego em uma rede rodoviária. Inicialmente desenvolvido enquanto produto de pesquisa tornou-se, devido às suas potencialidades, um produto comercial. O comportamento de cada veículo é continuamente modelado ao longo da simulação de acordo com vários modelos comportamentais (*car-following*, *lane-changing*, *gap-acceptance*).

Este modelo permite a obtenção detalhada de fluxos de tráfego, velocidades, tempos de viagem e de outros indicadores de desempenho. O *software* é adaptável a uma vasta gama de geometrias de rede permitindo realizar análises de segurança e estudos de impacto ambiental. A modelação dinâmica e estocástica dos movimentos individuais dos veículos inseridos num sistema de tráfego é combinada com a modelação discreta de elementos como os sinais luminosos (Barceló, 2010).

A microssimulação permite testar a aplicação de sistemas inteligentes de transportes (ITS) fazendo a ligação do sistema ao modelo, ou mesmo o teste de novos sistemas, possibilitando a experimentação de medidas controversas sem riscos (Tang *et al.*, 2010). O objetivo do Aimsun é a simulação de redes de tráfego urbanas e interurbanas, proporcionando ao utilizador uma interface simples que permite facilitar a construção do modelo e a sua aplicação enquanto ferramenta de avaliação (Boxill e Yu, 2000).

De forma simplificada, podem ser elencadas as fases principais do desenvolvimento de um modelo de microssimulação enquanto processo iterativo: a sua construção (incluindo recolha e tratamento de dados de entrada), verificação, calibração e validação (certificação da lógica de

implementação do modelo, comparação com os dados observados), análise dos resultados obtidos e sua relevância para os objetivos do estudo.

A construção de um modelo no Aimsun implica a recolha de informação da oferta, incluindo dados respeitantes à infraestrutura (*e.g.*, geométricos, informação relativa aos sistemas de controlo de tráfego existentes, serviços de transporte coletivo), e de informação da procura de transportes que corresponde às necessidades de deslocação dos diferentes utilizadores da rede, inserida no modelo através de matrizes origem-destino ou de fluxos de tráfego.

A verificação consiste em determinar se a lógica definida pelo criador do modelo é a que está a ser aplicada, não se pretendendo, nesta fase, averiguar se é a mais correta (*e.g.*, verificação da distribuição de veículos definida). A calibração do modelo pode ser definida enquanto processo de ajuste de parâmetros (comportamentais e operacionais), de forma precisa e eficiente para aumentar a consistência e o realismo da simulação. A validação do modelo pretende determinar se os fundamentos que lhe estão subjacentes, definidos pelo utilizador, são adequados ao objetivo da simulação. Este processo pode passar pela comparação de indicadores de desempenho com os resultados dados pela metodologia do HCM ou pelos dados observados (Spiegelman *et al.*, 2010).

A ampla gama de informações e parâmetros necessários ao desenvolvimento deste tipo de modelo propicia potenciais erros de estimativa, que podem afetar a fiabilidade dos seus resultados. Sempre que a recolha de dados seja impedida por inexistência de meios de recolha fiáveis deve ser considerada a adoção de estimativas por outros modelos (Figueiredo *et al.*, 2014).

3.2 Princípios gerais

A fase de construção do modelo, passa pela definição completa da infraestrutura, sendo que as vias são representadas através de secções e as zonas de descontinuidade ou interseções são representadas em nós.

Uma secção representa uma via ou conjunto de vias nas quais o tráfego circula na mesma direção, podendo contemplar a introdução de vias adicionais de entrada ou saída, como apresentado na figura seguinte, não podendo ser representada mais do que uma via de entrada/saída adicional por lado.

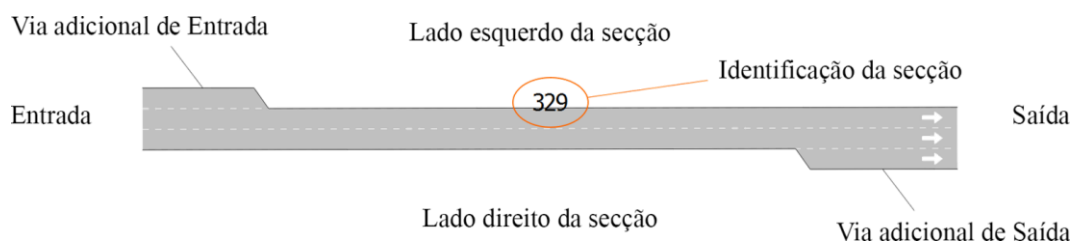


Figura 3.1 – Notação das secções, adaptado de Aimsun (2015)

A definição completa da secção passa pela definição ao nível da geometria (reta, curva, mista), orientação, número e largura de vias, tipo de via (*e.g.*, artéria, autoestrada, rotunda, rampas), existência de vias adicionais de entrada e/ou saída, existência de vias reservadas, velocidade máxima permitida, capacidade máxima, traçado, marcação rodoviária (*i.e.*, linha descontínua ou contínua). As secções têm ainda a possibilidade de definição de parâmetros dinâmicos, tais como fatores de cooperação de mudança de via, de risco para mudança de via, de sensibilidade à mudança de via, de variação de aceleração e de variação de desaceleração. O modelo dinâmico da secção inclui ainda a definição do tempo de reação, do tempo de reação em paragem e do tempo de reação em sinais luminosos.

As zonas de discontinuidade ou interseções são representadas em nós, distinguindo-se nós de ligação (*join nodes*) e nós de interseção (*junction nodes*), distinguindo-se os nós de interseção pela existência de espaço físico entre as secções (Aimsun, 2015). Na figura seguinte, exemplificam-se nós de ligação, onde o número de vias da secção/secções de origem é igual ao número de vias da secção/secções de destino.

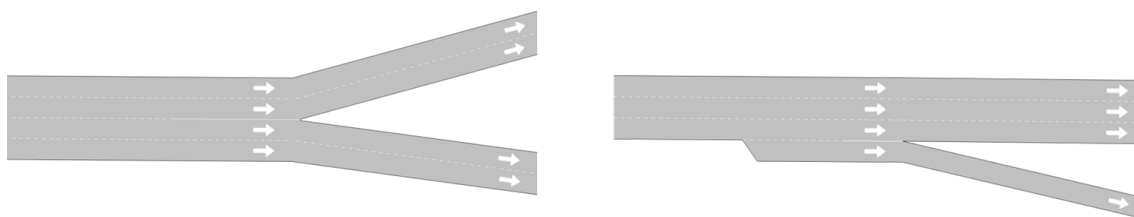


Figura 3.2 – Exemplos de nós de ligação, adaptado de Aimsun (2015)

Os movimentos de viragem são definidos ao nível dos nós de interseção (ver Figura 3.3). O utilizador define as possibilidades de movimentos e especifica o tipo de controlo, através de sinalização (*i.e.*, paragem obrigatória ou obrigatoriedade de cedência do direito de passagem), sinais luminosos, ou através de regras de prioridade (interseções prioritárias).

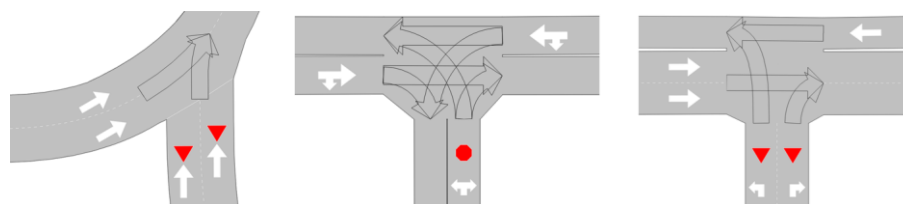


Figura 3.3 – Exemplos de nós de interseção, adaptado de Aimsun (2015)

A definição da procura de tráfego pode ser atribuída ao modelo de duas formas, através de matrizes origem/destino ou da definição de fluxos de tráfego de entrada complementada com informação de repartição direcional. Nos dois casos, os veículos são introduzidos na rede através de centróides de entrada e saída, identificados no exemplo da figura seguinte: ID: 332, 333, 391 e 416, para uma interseção onde a procura é definida através da matriz O/D.

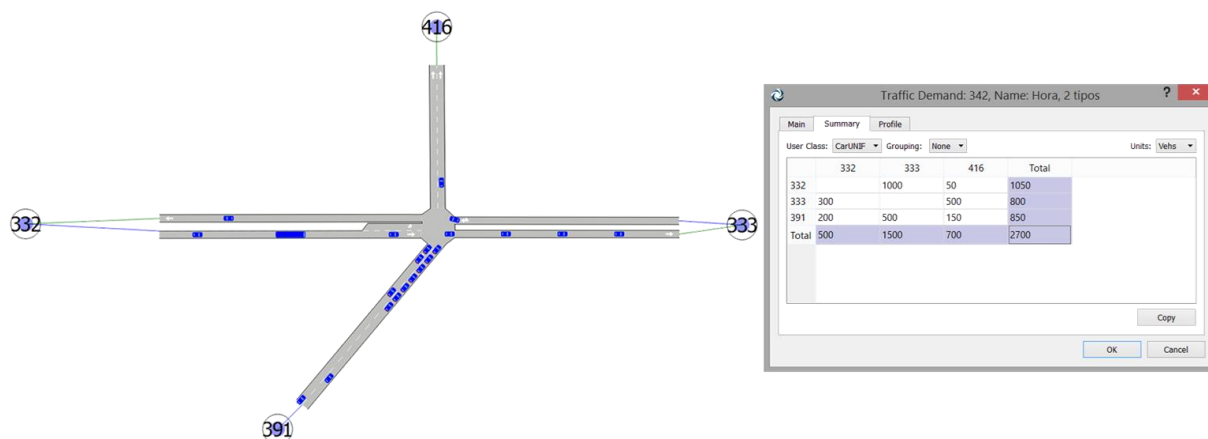


Figura 3.4 – Interseção com procura de tráfego definida por matriz O/D

Os veículos simulados são agrupados em classes e tipos. As classes dos veículos não associam quaisquer características físicas aos veículos, pretendendo definir apenas o seu comportamento na rede enquanto utilizadores de vias reservadas, sendo a sua definição opcional. Como exemplo (Figura 3.5), pode ser definida uma classe de veículos de transportes públicos que inclua os tipos autocarro, táxis e/ou veículo de emergência.

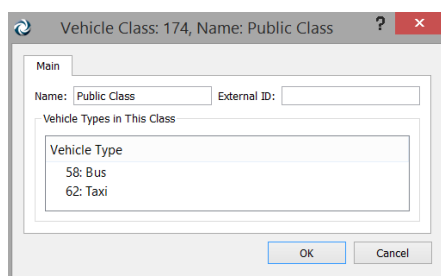


Figura 3.5 – Classe de veículos

É ao nível do tipo de veículo que são definidas todas as suas características físicas, de representação na simulação, e comportamentais. Os principais parâmetros que definem os veículos são: comprimento, largura, velocidade máxima, aceleração máxima, desaceleração normal e máxima, grau de aceitação da velocidade por parte dos condutores, distância mínima entre veículos, intervalo crítico, tempos de reação. Alguns destes parâmetros devem ser sujeitos a calibração e validação. O comportamento de todos os veículos simulados é atualizado de acordo com os submodelos clarificados na secção 3.3.

Todos os dados de uma simulação são organizados em cenários, experiências e replicações.

Existem vários tipos de cenários (*e.g.*, dinâmicos, macro/atribuição, macro/ajuste, geração/atração, distribuição), que centram a informação referente à procura e aos sistemas de controlo, sendo que o seu editor define qual o objeto da simulação, as suas estratégias e condições e quais os resultados que se pretendem analisar e guardar.

Um cenário dinâmico engloba dados referentes a:

- Procura de tráfego, percursos de transportes públicos e sistemas de controlo;
- Dados reais para validação da simulação;
- Informação estatística que se pretende guardar;
- *Application Programming Interfaces* (API);
- Valores de variáveis;
- Estratégias e condições aplicadas.

Associadas ao cenário encontram-se as experiências (uma ou várias), onde são definidas para o caso de uma experiência dinâmica informações relativas a:

- Submodelos comportamentais aplicados;
- Modelos de chegadas, tipo de intervalo de entrada na rede;
- Tempos de reação;
- Variáveis e políticas a implementar.

O utilizador pode definir o número e tipo de replicações (*i.e.*, sumária ou animada), verificar o estado das mesmas e aceder aos resultados da simulação.

3.3 Principais submodelos

Durante a simulação de veículos, pertencentes a uma determinada rede, o seu comportamento é atualizado de acordo com submodelos comportamentais como o de *car-following* e *lane-changing*. Os condutores tendem a circular à sua velocidade desejada, contudo, são confrontados ao longo do seu percurso com fatores físicos, como o comportamento do veículo precedente, o comportamento de veículos adjacentes, sinalização, controlo semafórico, entre outros, que limitam e condicionam a sua circulação.

O tempo de simulação é dividido em intervalos designados ciclos de simulação (Δt) com um valor mínimo de 0,1 s e uma predefinição de 0,8 s. Em cada ciclo de simulação, a posição e velocidade de cada veículo na rede é atualizada de acordo com a instrução (Aimsun, 2015a):

```

if (it is necessary to change lanes) then
    Apply Lane-Changing Model
endif
if (the vehicle has not changed lanes) then
    Apply Car-Following Model
endif
    
```

Quando todos os veículos de um ciclo de simulação forem “atualizados”, os que os sucedem são introduzidos no sistema e são geradas as novas chegadas. Este procedimento repete-se ao longo de toda a simulação (Aimsun, 2015a).

O Aimsun contém ainda um modelo de aceitação de intervalos, *gap-acceptance*, que simula o comportamento dos veículos sempre que tenham oposição aos seus movimentos por parte de outros veículos, nomeadamente quando pretendem efetuar manobras de inserção em interseções como cruzamentos prioritários e rotundas ou em situações de mudança de via.

3.3.1 Car-following

O modelo de *car-following* usado na aplicação Aimsun é do tipo *collision-avoidance* baseado no modelo desenvolvido por Gipps (1981, 1986b), onde os veículos são classificados em livres ou condicionados por um veículo líder. Sempre que um veículo seja condicionado pela sua aproximação ao veículo líder, tenta ajustar a sua velocidade de forma a manter uma distância de segurança adequada do mesmo. Quando em condições livres a velocidade do veículo será condicionada pela sua velocidade desejada e aceleração máxima.

O modelo de Gipps consiste na análise de duas componentes, aceleração e desaceleração, descritas empiricamente pelas expressões (3.1) e (3.2), as quais devolvem a velocidade de cada um dos veículos no instante t .

A componente aceleração representa a intenção do veículo atingir a sua velocidade desejada e a componente desaceleração reproduz as limitações impostas pelo veículo precedente na obtenção dessa velocidade.

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

onde $V(n, t)$ é a velocidade do veículo n no instante t , $V^*(n)$ é a velocidade desejada do veículo n para a sua posição atual, $a(n)$ é a aceleração máxima do veículo n e T representa o tempo de reação.

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

onde $d(n)$ (< 0) é a desaceleração mais severa que o veículo seguidor n está disposto a aplicar, $x(n, t)$ é a posição do veículo n no instante t , $x(n-1, t)$ é a posição do veículo líder ($n-1$) no instante t , $s(n-1)$ é o “comprimento efetivo” do líder, isto é, o comprimento real do veículo

líder adicionado ao espaçamento mínimo entre veículos imobilizados e $d'(n-1)$ é a estimativa da desaceleração, feita pelo condutor seguidor, relativamente ao veículo líder.

A velocidade do veículo n no intervalo $(t, t+T)$ é dada pelo mínimo das duas expressões anteriores $V_a(n, t+T)$. Quando o intervalo entre veículos é muito grande então a velocidade mínima é dada pela expressão (3.1) e o veículo acelera livremente de acordo com uma lei derivada de dados empíricos, tendendo assintoticamente para a velocidade desejada. $V^*(n)$. Caso contrário a velocidade é dada pela expressão (3.2), sendo que esta expressão indica a velocidade máxima que permite a imobilização do veículo, recorrendo à sua máxima desaceleração $d(n)$, tal que no fim da manobra resulte o espaçamento mínimo entre veículos parados $s(n-1)$ (Vasconcelos, 2014).

A posição dos veículos pode ser atualizada facilmente fixando o intervalo de simulação igual ao tempo de reação T , através da expressão:

$$x(n, t+T) = x(n, t) + V(n, t+T)T \quad (3.3)$$

A velocidade máxima desejada de um veículo numa secção específica s , pode ser calculada considerando o limite de velocidade dessa secção, $S_{limit}(s)$ e o parâmetro de aceitação do veículo, *speed acceptance* $\theta(i)$. A velocidade limite de uma secção s é calculada pela expressão:

$$s_{limit}(i, s) = S_{limit}(s) \cdot \theta(i) \quad (3.4)$$

Sendo que a velocidade máxima desejada corresponderá a:

$$V_{max}(i, s) = \min[s_{limit}(i, s), V_{max}(i)] \quad (3.5)$$

Esta velocidade máxima, corresponde a $V^*(n)$ na expressão do modelo de *car-following* de Gipps (3.1).

3.3.2 Lane-changing

Existem várias circunstâncias que podem levar um condutor a efetuar uma mudança de via. Entre elas destacam-se as derivadas de obrigatoriedade (*e.g.*, via onde se encontra termina, apresenta bloqueio ou passa a ser reservada a outra classe de veículos), antecipação (*e.g.*, situação de congestionamento ou via não adequada ao destino) ou opção (*e.g.*, melhoria das condições de circulação) (Dowling *et al.*, 2004).

A oportunidade de mudar de via é determinada pela relação entre o benefício e o risco associado à manobra (Barceló, 2010).

O submodelo que simula as mudanças de via dos veículos pode ser considerado um desenvolvimento do modelo de *lane-changing* de Gipps (1986a).

Trata-se de um processo de decisão baseado na eventualidade de mudar de via. O submodelo aplica-se caso exista necessidade, intenção e possibilidade de mudança de via. De modo a representar o comportamento de um condutor durante o processo de mudança de via, são estabelecidas três zonas distintas, correspondentes a três níveis de motivação para efetuar a manobra, como se apresenta na figura seguinte.

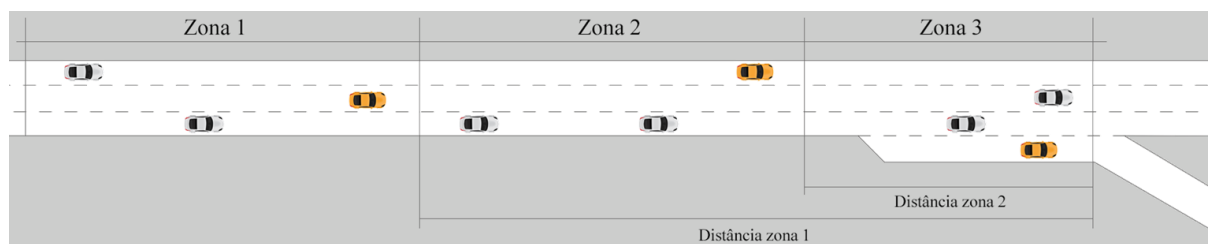


Figura 3.6 – Zonas de mudança de via, adaptado de Barceló e Casas (2005)

A zona 1 é a mais afastada de uma possível saída. Nesta zona, a decisão de mudança de via é condicionada apenas pela distribuição de tráfego das restantes vias adjacentes. A possibilidade de o condutor pretender mudar de via de forma a inserir-se na mais adequada para efetuar a próxima saída não é ainda tida em conta. De forma a analisar a vantagem de mudança de via nesta zona são examinados vários parâmetros: velocidade de circulação do veículo, distância ao veículo da frente, velocidade e distância ao veículo precedente caso seja efetuada a manobra.

A zona 2 é considerada uma zona intermédia. A decisão de mudança de via é condicionada apenas pela desejabilidade da manobra. Os veículos tendem a efetuar a mudança para a via mais apropriada para uma possível saída, procurando um intervalo entre veículos na via adjacente e efetuando essa mudança caso não existam perturbações no restante tráfego.

A zona 3 é a mais aproximada da saída, onde os veículos que a pretendam utilizar são forçados a mudar para a via mais adequada, com uma imposta redução de velocidade ou mesmo paragem, de forma a tornar essa manobra possível. Os veículos que circulam na via adjacente podem alterar o seu comportamento de forma a disponibilizarem intervalos suficientes para inserção dos veículos que pretendem integrá-la (Barceló e Casas, 2005).

As zonas de mudança de via são definidas através das distâncias até à zona 1 e zona 2 (rever Figura 3.6).

Enquanto parâmetros, estas “distâncias zona *i*” podem ser definidas em unidade de tempo (s) ou distância (m), dependendo das preferências do utilizador. Quando definidas em unidade de tempo a sua conversão para distância é efetuada pela equação:

$$D_m = D_t \cdot S_{limit} (s) \quad (3.6)$$

onde D_m é a distância (m), D_t é a distância (s) e $S_{limit}(s)$ representa a velocidade limite da secção s .

A percepção das distâncias até à zona 1 e zona 2 para cada veículo pode variar através de um coeficiente, possibilitando, por exemplo, que veículos pesados antecipem a necessidade de mudança de via comparativamente aos veículos ligeiros (Aimsun, 2015a). O processo que envolve a mudança de via implica a definição de intervalos de aceitação, definidos no submodelo *gap-acceptance*.

3.3.3 Gap-acceptance

O submodelo *gap-acceptance* tem aplicação em situações de mudança de via e de cedência de prioridade. Quando se aborda a mudança de via, a possibilidade de efetuar a manobra é avaliada através do seguinte algoritmo (Aimsun, 2015a):

```

Get downstream and upstream vehicles in target lane
Calculate gap between downstream and upstream vehicles: TargetGap
if ((TargetGap > VehicleLeng) & (it is aligned)) then
    Calculate the distance between vehicle and downstream vehicle in target lane: DistanceDown
    Calculate the speed imposed by downstream vehicle to vehicle, according to Gipps
        Car-following Model: ImposedDownSpeed
    if (ImposedDownSpeed is acceptable by vehicle, according to the deceleration rate) then
        Calculate the distance between upstream vehicle in target lane and vehicle: DistanceUp
        Calculate the speed imposed by vehicle to upstream vehicle, according to Gipps
            Car-following Model: ImposedUpSpeed
        if (ImposedUpSpeed is acceptable by upstream vehicle, according to the deceleration rate) then
            Lane Change is Feasible
            CarryOutLaneChange
        else
            The gap is not acceptable because of the upstream vehicle
        endif
    else
        The gap is not acceptable because of the downstream vehicle
    endif
else
    There is no gap aligned with the vehicle
endif

```

Esta instrução avalia a disponibilidade de intervalos entre veículos na via para a qual o veículo pretende mudar, analisando a posição dos veículos que condicionam a manobra, como representado na Figura 3.7 (onde o veículo que circula na via esquerda pretende mudar para a via da direita). Estes intervalos são essencialmente função da velocidade praticada pelos veículos da via desejada, sendo que o seu aumento implica a necessidade de espaços entre veículos maiores. O veículo que pretende efetuar a mudança de via pode adaptar o seu comportamento, *i.e.*, acelerar ou desacelerar de forma a usufruir de um intervalo mais seguro.

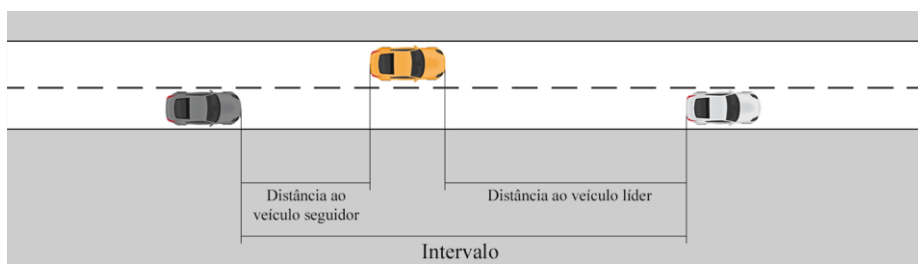


Figura 3.7 – Exemplo de mudança de via, adaptado de Hidas (2005)

O submodelo de *gap-acceptance* que simula o comportamento de veículos em situações de cedência de prioridade determina se o veículo não prioritário consegue ou não, em função da disponibilidade de intervalos na corrente prioritária, inserir-se na mesma ou efetuar uma manobra de atravessamento. Esta circunstância depende essencialmente da posição e velocidade dos veículos inseridos na corrente prioritária. Este submodelo baseia-se nas distâncias dos veículos (prioritários e não prioritários) a um hipotético ponto de colisão, nas suas velocidades e taxas de aceleração praticadas, determinando o tempo necessário para o veículo efetuar a sua manobra em segurança (função do fator de risco inerente a cada condutor), como se representa na figura seguinte.

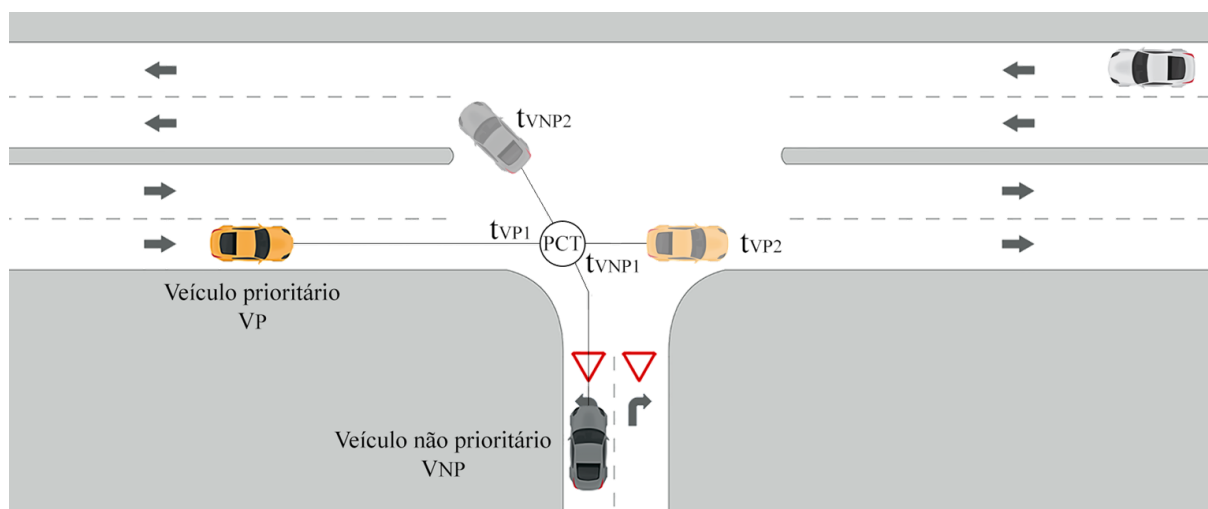


Figura 3.8 – Modelo *gap-acceptance*, adaptado de Aimsun (2015a)

O método de avaliação de intervalos, representado na figura anterior, segue o procedimento:

- i) Identificação do veículo não prioritário (V_{NP}) e do veículo prioritário (V_P);
- ii) Determinação de um hipotético ponto de colisão entre os dois, ponto de colisão teórico (PCT);
- iii) Cálculo do tempo que ambos os veículos demoram a alcançar o PCT , respetivamente t_{VP1} e t_{VNP1} ;
- iv) Cálculo do tempo que ambos os veículos demoram a ultrapassar a zona de conflito PCT , respetivamente t_{VP2} e t_{VNP2} .

A inserção do veículo não prioritário é efetuada em segurança caso t_{VNP2} (adicionado da margem de segurança inerente ao comportamento do condutor) seja inferior a t_{VP1} .

Se esta situação não se verificar, e caso t_{VP2} seja inferior a t_{VNP1} , o veículo prioritário considerado já libertou a interseção e é identificado um novo veículo prioritário que possa impedir a manobra, voltando a análise ao início.

O veículo não prioritário aguarda pela sua oportunidade de inserção, desacelerando ou mesmo imobilizando o veículo até estarem reunidas as condições de segurança.

Este processo envolve ainda a definição da distância de visibilidade dos condutores da via não prioritária, considerando que veículos que se encontrem total ou parcialmente a essa distância vão constar da análise enquanto possíveis veículos conflitantes.

3.4 Indicadores de desempenho

Os resultados da simulação são vastos e referentes a níveis de análise distintos (rede, secção, via, nó, movimento de viragem, matrizes O/D, trajeto), podendo ser apresentadas numa escala temporal global (recolhidas desde o início até o fim da simulação) ou periódica (definida pelo utilizador). O Aimsun permite ainda a colocação de detetores, destinados à análise específica de uma determinada secção ou via, devolvendo a cada simulação, informação relativa a contagens, densidade, fluxos de tráfego, intervalos entre veículos, taxas de ocupação e velocidades.

Durante uma simulação animada é possível obter para qualquer veículo, num determinado instante, informações detalhadas acerca do seu comportamento (*e.g.*, velocidade, aceleração, desaceleração, tempos de reação) e características físicas.

Fazem parte destes resultados os indicadores de desempenho, referidos anteriormente, como capacidade, taxas de saturação, filas de espera e demoras.

A escolha dos indicadores de desempenho depende dos objetivos da modelação. Em alguns casos basta conhecer estatísticas globais (*e.g.*, tempo total de percurso, velocidade média), noutros casos poderá ser necessário obter informações muito mais detalhadas, como os perfis de velocidades dos veículos.

O Aimsun organiza todos os dados relativos a uma dada simulação em tabelas, sendo que a sua base de dados (para nível micro) inclui, entre outras, as tabelas: MISYS (sistema), MISECT (secções), MILANE (via), MITURN (movimentos), MINODE (nós), MIDETEC (detetores), MICENT_O (centróides de origem), MICENT_D (centróides de destino), MIODPAIR (matrizes O/D), MIPT (transportes públicos), MISUBPATH, MICONTROLTURN e MICONTROLSIGNAL (ciclos semafóricos).

São exemplos de indicadores fornecidos no final da simulação os descritos no Quadro 3.1, onde são assinalados os respetivos níveis de análise.

Quadro 3.1 – Indicadores de desempenho (Aimsun, 2015a)

		Rede	Secção	Via	Nó	Movimento
<i>Delay time</i>	Demora (s)	•	•	•		•
<i>Delay time virtual queue</i>	Demora em fila virtual (s)			•		•
<i>Density</i>	Densidade (veíc./km)	•	•	•		
<i>Flow</i>	Fluxo de tráfego (veíc./h)	•	•	•		•
<i>Harmonic speed</i>	Velocidade harmónica (km/h)	•	•	•		•
<i>Count</i>	Contagem (veíc.)		•	•		•
<i>Input count</i>	Contagem (entrada)	•	•	•		•
<i>Input flow</i>	Fluxo de tráfego (entrada)	•	•	•		•
<i>Max queue</i>	Fila (veíc.)		•	•		•
<i>Max virtual queue</i>	Fila virtual máxima (veíc.)	•	•			
<i>Mean queue</i>	Fila média (veíc.)	•	•	•		•
<i>Virtual queue</i>	Fila virtual (veíc.)		•			
<i>Mean virtual queue</i>	Fila virtual média (veíc.)		•			
<i>Missed turns</i>	N.º de viragens não efetuadas	•			•	
<i>Number of stops</i>	N.º de paragens obrigatórias	•	•			•
<i>Speed</i>	Velocidade média (km/h)	•	•	•		•
<i>Stop time</i>	Tempo de paragem em stop (s)	•	•	•		•
<i>Travel time</i>	Tempo de viagem (s)	•	•	•		•
<i>Delay time/Travel time</i>	Demora/Tempo de viagem		•			
<i>Total travelled distance</i>	Distância total percorrida (km)	•	•			•
<i>Total travel time</i>	Tempo total de viagem (s)		•			•
<i>Vehicles inside</i>	Veículos na rede (veíc.)	•				
<i>Vehicles outside</i>	Veículos fora da rede (veíc.)	•				
<i>Vehicles lost</i>	Veículos perdidos (veíc.)				•	•
<i>Vehicles lost inside</i>	Veículos perdidos na rede (veíc.)	•				
<i>Vehicles lost outside</i>	Veículos perdidos fora da rede (veíc.)	•				
<i>Fuel consumption</i>	Consumo de combustível	•	•			•
<i>Pollutant Emission</i>	Emissões de poluentes	•	•			•
<i>Instant emission</i>	Emissões instantânea	•	•		•	•
<i>Number of lane changes</i>	N.º de mudanças de via		•			•
<i>V/C ratio</i>	Fluxo/Capacidade		•			
<i>Level of service</i>	Nível de serviço				•	
<i>Missed vehicles</i>	N.º de veículos que não efetuam o movimento de viragem (veíc.)					•

O Aimsun calcula os indicadores de desempenho durante a simulação e no fim calcula um conjunto de estatísticas. Estes resultados podem ser obtidos ao nível da correspondente replicação e encontram-se no separador referente ao *Network Summary*.

A este nível de agregação importa comparar os veículos gerados para a rede com os veículos presentes na entidade *Demands*. O número de veículos pode não corresponder, devido ao processo estocástico de geração de procura, que por omissão segue uma distribuição exponencial. Caso a diferença seja significativa ao ponto de afetar o rigor desejado da simulação, deve verificar-se se existem veículos pertencentes à procura definida que não

tenham sido introduzidos na rede. Esta verificação pode ser realizada verificando nos centróides se existem veículos a aguardar a entrada na rede. Uma das formas de resolver esta situação passa pelo prolongamento imediatamente a jusante dos centróides da via/s de entrada.

Todos os indicadores referidos estão disponíveis com diferentes níveis de agregação temporal e podem ser consultados no separador *Time Series* da respetiva replicação. Por omissão o Aimsun utiliza um período de 10 minutos, podendo ser alterado ao nível do cenário, no separador *Output - Statistics - Interval*.

Todos os resultados são apresentados graficamente ou listados em tabelas. A última linha da tabela indica o valor relativo à totalidade do período de simulação e coincide com o valor listado em *Network Summary*.

A obtenção dos indicadores pode ser obtida, por exemplo, para um determinado par origem/destino. Ao nível da matriz de tempos de percurso permite saber se a melhoria global do tempo de percurso de uma determinada intervenção está a ser obtida por demoras inaceitáveis em um ou mais pares origem/destino. A seleção do registo dos pares origem destino pretendidos é realizada ao nível do cenário, no separador *Output*.

Caso seja pretendido obter informação mais detalhada, não agregada, pode recorrer-se à utilização dos já mencionados detetores de tráfego, que permitem obter os instantes das passagens individuais e respetivas velocidades.

3.5 Considerações finais

Os modelos de microssimulação permitem representar a realidade com um nível de detalhe elevado. O Aimsun segue um processo de simulação híbrida, na medida em que combina a simulação discreta de elementos como os sinais luminosos e a simulação contínua dos movimentos individuais dos veículos inseridos num sistema de tráfego. As fases principais do desenvolvimento de um modelo de microssimulação resumem-se à sua construção, verificação, calibração, validação e análise dos resultados obtidos.

No modelo de microssimulação Aimsun, o comportamento de cada veículo é continuamente modelado ao longo da simulação de acordo com vários modelos comportamentais (*car-following*, *lane-changing*, *gap-acceptance*). A velocidade de cada um dos veículos da rede é simulada de acordo com um modelo de *car-following*, baseado no modelo desenvolvido por Gipps (1981, 1986b). O submodelo que simula as mudanças de via dos veículos pode ser considerado um desenvolvimento do modelo de *lane-changing* de Gipps (1986a). O submodelo *gap-acceptance* tem aplicação em situações de mudança de via e de cedência de prioridade.

Nestes modelos a rede é representada através de secções e as suas zonas de descontinuidade ou interseções são representadas em nós. A procura de tráfego é atribuída ao modelo através de matrizes origem/destino ou da definição de fluxos de tráfego de entrada.

Todos os dados de uma simulação são organizados em cenários, experiências e replicações.

O desenvolvimento de um modelo de microssimulação envolve a sua construção, verificação, calibração, validação e posterior análise dos resultados obtidos, propondo-se a presente dissertação a explicitar a importância da calibração enquanto fase essencial para o ajuste do modelo à realidade. O Aimsun disponibiliza uma vasta gama de indicadores de desempenho dependendo a sua escolha dos objetivos da modelação.

4 Análise comparativa dos modelos analíticos e de microssimulação

4.1 Metodologia

Sendo frequente o recurso a modelos analíticos de capacidades e a outros indicadores de desempenho, pretende-se numa primeira abordagem estabelecer análises de comparação entre os mesmos e os modelos de microssimulação, relevando vantagens e desvantagens da aplicação de cada um.

Não sendo objetivo do presente capítulo a replicação precisa das condições de procura das interseções selecionadas, é pretendida, para efeitos de comparação dos modelos analíticos e de microssimulação, uma clarificação dos resultados de ambos no que concerne em particular aos indicadores de desempenho mais relevantes. Com este objetivo definido, as análises incidem sobre uma rotunda e sobre um cruzamento semaforizado. A avaliação das condições operacionais da rotunda teve por base o modelo analítico de Hagring, descrito em 2.2.4.2 e o modelo de microssimulação Aimsun, sem alterações dos parâmetros de qualquer um dos submodelos comportamentais, ou seja, utilizando todas as predefinições inerentes ao *software*, sem otimização. A interseção semaforizada selecionada foi analogamente simulada, sendo o modelo analítico selecionado para comparação de resultados o modelo determinístico descrito em 2.3. Em 4.3 é descrito o procedimento de recolha de dados de campo, que serviu de base à validação do modelo de microssimulação calibrado (ver capítulo seguinte), assim como de *input* nos modelos analíticos. No presente capítulo, como já referido, interessa sobretudo detalhar as diferenças entre modelos, admitindo-se por esse motivo, condições de procura fictícias mas apropriadas à análise nos modelos de simulação.

4.2 Seleção das interseções

As interseções foram selecionadas para esta análise em função das suas características de procura de tráfego, condições de circulação e geometria.

A rotunda encontra-se inserida na estrada da circunvalação de Viseu N2 (coordenadas geográficas 40°38'57.3"N 7°54'43.8"W), providenciando acesso a norte ao centro da cidade pela Rua das Pedras Alçadas e fazendo a ligação sul com a Estrada de Nelas n.º 1. A entrada Oeste da rotunda foi selecionada para análise por apresentar um funcionamento fluido, pela ocorrência de períodos de fila contínua e por apresentar uma geometria convencional.

A entrada semaforizada selecionada insere-se na circular externa da cidade de Coimbra (coordenadas geográficas 40°13'10.721"N 8°26'16.767"W), constituindo a entrada Este da rotunda da Casa do Sal, providenciando acesso ao centro de Coimbra pela Av. Fernão Magalhães e a outras direções nomeadamente, Rua Cidade de Poitiers, Rua Padrão e IC2. Foi selecionada para análise por apresentar um volume de tráfego intenso, ser constituída por três vias e providenciar acesso a diversas direções permitindo a análise da capacidade, da influência da repartição direcional de tráfego e de diversos indicadores de desempenho.

As duas interseções são descritas pormenorizadamente nos pontos 4.4 e 4.5.

4.3 Recolha de dados

O processo de recolha e tratamento de dados baseou-se em registos vídeo, com posterior criação de uma base de dados, onde foi registado o instante de passagem de cada veículo em secções de referência. A extração de dados através de imagens vídeo revelou-se vantajosa, permitindo o esclarecimento de situações pouco claras assim como a obtenção de dados adicionais.

As principais vantagens deste método revelam-se, designadamente face a fluxos de tráfego muito intensos, onde as contagens manuais são difíceis de concretizar em tempo real e nos casos em que a análise se centra numa área particular da rede (como o caso das interseções), permitindo em simultâneo o registo de fluxos de tráfego, mudanças de direção, velocidades, demoras, entre outros parâmetros, através da colocação estratégica das câmaras de vídeo (Slinn *et al.*, 2005).

Este procedimento foi otimizado pelo recurso a uma aplicação de análise de ficheiros vídeo (LUT|VP3) que permite a análise de trajetórias de veículos, de uma forma semiautomática, a partir de registos vídeo. Esta aplicação foi desenvolvida em VB.NET e permite ao utilizador o controlo completo do movimento associado ao tempo de reprodução, com registo de dados específicos de *gap-acceptance* através da marcação no teclado (Vasconcelos *et al.*, 2012). Os dados são disponibilizados em ficheiro de texto ou podem ser copiados diretamente para uma folha de cálculo através do *clipboard*. Na figura seguinte apresenta-se o *display* oferecido pela aplicação e um exemplo do ficheiro de texto resultante da análise. Ressalve-se que a mesma aplicação foi utilizada na análise de ambas as tipologias de interseções selecionadas.

De acordo com Silva e Seco (2008), esta rotunda pode ser qualificada como normal, caracterizando-se pela existência de uma ilha central com diâmetro igual ou superior a 4 metros (neste caso 40 m) e um diâmetro do círculo inscrito (DCI), maior diâmetro que se consegue inscrever no interior da rotunda (incluindo bermas) e que passa tangencialmente à delimitação da entrada em estudo superior a 28 metros (neste caso de 57 m).

4.4.1 Caracterização da procura de tráfego

A procura foi definida a partir de registos vídeo (como descrito em 4.3) a partir dos quais se retiraram o número de veículos, tipo, posição e respetivos instantes de entrada na rede.

Com estes dados, aliados a uma repartição direcional definida por amostragem, foi construído um ficheiro de chegadas de tráfego, que permitiu a definição precisa da procura da entrada da rotunda e do seu tráfego conflituante. Todos os dados referentes à procura da entrada oeste da rotunda selecionada podem ser consultados em pormenor no Apêndice A.

O ficheiro que serve de base à construção das chegadas dos veículos inclui as seguintes informações:

- Identificação do tipo de veículo (*modalId*);
- Instante da geração (*timeGeneration*);
- Centróide de origem do veículo (*originId*);
- Centróide de destino do veículo (*destinationId*);
- Secção ligada ao centróide de origem (*originSectionId*).

A definição deste ficheiro pretende traduzir, de uma forma extremamente precisa, a procura real, sendo que, no correspondente modelo de microssimulação, o veículo registado será gerado nesse instante, na correspondente secção e terá o seu destino definido conforme os dados observados.

Este procedimento fornece um rigor na definição da procura bastante elevado, permitindo que a sua verificação seja mais simples na fase de calibração do modelo de simulação.

4.4.2 Modelo analítico e modelo microscópico

O modelo analítico escolhido para a análise da entrada oeste da rotunda de Nelas, é o modelo de Haging, descrito detalhadamente em 2.2.4.2, que para além de adotar distribuições estatísticas mais realísticas (Cowan M3) para a definição do intervalo entre veículos, permite a generalização a casos em que uma corrente de tráfego seja condicionada por duas ou mais correntes prioritárias, como o presente caso.

O modelo microscópico, com princípios já detalhados no capítulo 3, é construído com recurso ao *software* Aimsun. A vista geral do modelo apresenta-se na figura seguinte.



Figura 4.3 – Vista geral do modelo de microsimulação da rotunda

De forma a retirar ilações acerca de cada metodologia (analítica vs. microsimulação) destacam-se as seguintes análises efetuadas:

- i) Influência do tráfego conflituante na capacidade da entrada;
- ii) Influência da repartição do tráfego de chegada na capacidade da entrada;
- iii) Influência da repartição do tráfego conflituante na capacidade da entrada.

Para a análise *i*), no que concerne o modelo de simulação, é gerada procura infinita (10000 veículos, num período de 2 horas, correspondente a um fluxo de 5000 veíc/h), garantindo a formação de filas estáveis nas duas entradas. Para isso, consideram-se condições típicas para a entrada de uma rotunda provida de duas vias, ou seja, uma procura com distribuição de 20% para movimentos de viragem à esquerda, 50% para idas em frente e 30% para viragens à direita. O fluxo de tráfego conflituante é distribuído de forma equilibrada pelas duas vias de circulação do anel, *i.e.*, 50% para cada, aumentando o seu valor até que a capacidade se anule (estas condições são aplicadas aos dois modelos). Para cada nível de tráfego conflituante efetua-se o registo do fluxo a cada 15 minutos em 4 detetores: um por cada via de entrada (junto à linha de cedência de passagem) e um por cada via de circulação no anel, imediatamente a montante dos pontos de conflito. Este procedimento é aplicado às três análises supramencionadas e a recolha de dados é otimizada pela utilização de um *script* que permitiu a realização das várias simulações em modo consola, de uma forma mais célere. Em cada simulação opta-se por excluir os resultados do primeiro período de 15 minutos, devido à possível instabilidade inicial das condições. Todas as simulações realizam-se assumindo todos os veículos do tipo *car*, com os seus parâmetros comportamentais predefinidos.

A Figura 4.4 representa a influência do fluxo conflituante na capacidade de entrada da rotunda, calculada pela formulação de Hagring e obtida através de simulação.

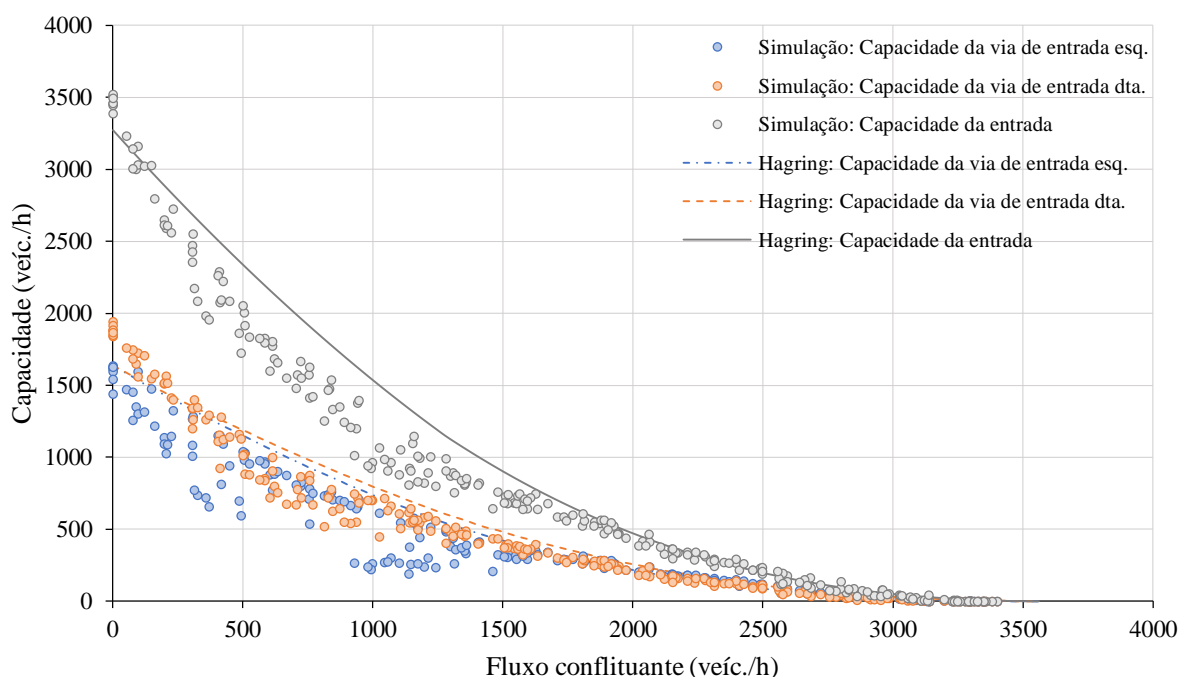


Figura 4.4 – Influência do tráfego conflituante na capacidade (distribuição 50/50 do tráfego conflituante)

Constata-se que a diferença nos resultados de capacidade entre a formulação de Hagrings e a dos modelos de simulação não é muito acentuada, à exceção da gama de fluxos conflituantes intermédios, o que encontra explicação nos efeitos de mudança de via e de bloqueio de tráfego.

A capacidade da via da direita é nos dois modelos ligeiramente superior e mais consistente que na via da esquerda. Para o modelo de simulação, esta situação encontra justificação na existência de veículos na via da esquerda que têm como destino o ramo sul da rotunda (*i.e.*, pretendem efetuar uma viragem à direita), que se imobilizam enquanto aguardam oportunidade de inserção na via da direita, provocando um desaproveitamento da capacidade da via da esquerda. Com o aumento do fluxo conflituante, o número de entradas por intervalo é menor disponibilizando aos condutores mais tempo para posicionamento na via mais adequada ao seu destino pretendido. Para fluxos de tráfego conflituante mais reduzidos o referido tempo de posicionamento e a possibilidade de aproveitamento de intervalos na via mais adequada ao seu destino diminui. Vasconcelos (2014) refere que em rotundas de duas vias de entrada, o intervalo crítico é geralmente menor na via da direita e que os intervalos complementares tendem a ser semelhantes nas duas vias de entrada, reforçando a evidência encontrada de um ligeiro aumento de capacidade da via da direita.

Em todo o caso, é expectável que a capacidade da via de entrada direita apresente valores de capacidade ligeiramente superiores, tratando-se de uma via em que uma parte significativa dos veículos efetua uma manobra de inserção na interseção, contrariamente à via de entrada esquerda que conduz a manobras de inserção e de atravessamento.

As diferenças entre a capacidade resultante dos dois modelos podia ser atenuada mediante uma escolha mais criteriosa dos parâmetros de aceitação de intervalos, t_c e t_f , e/ou através da

calibração de alguns parâmetros do Aimsun, contudo o objetivo da presente análise é somente de comparação de padrões de variação.

Para indagar a influência da repartição do tráfego de chegada na capacidade da entrada, análise *ii*), testam-se diferentes repartições direcionais dos veículos que fazem a sua aproximação à interseção, considerando novamente uma procura de 10000 veículos, num período de 2 horas, correspondente a um fluxo de 5000 veíc/h. O fluxo de tráfego conflituante é distribuído de forma equilibrada pelas duas vias de circulação no anel, *i.e.*, 50% para cada, totalizando o valor de 500 veíc./h. Na figura seguinte apresentam-se os resultados da capacidade para diferentes repartições direcionais do tráfego de chegada, representando P_{esq} a percentagem de veículos que pretendem efetuar os movimentos de viragem à esquerda ou inversão de marcha e P_{dta} a percentagem de veículos que pretendem efetuar o movimento de viragem à direita, encontrando-se implícita a P_{fte} , percentagem de veículos que pretendem ir em frente.

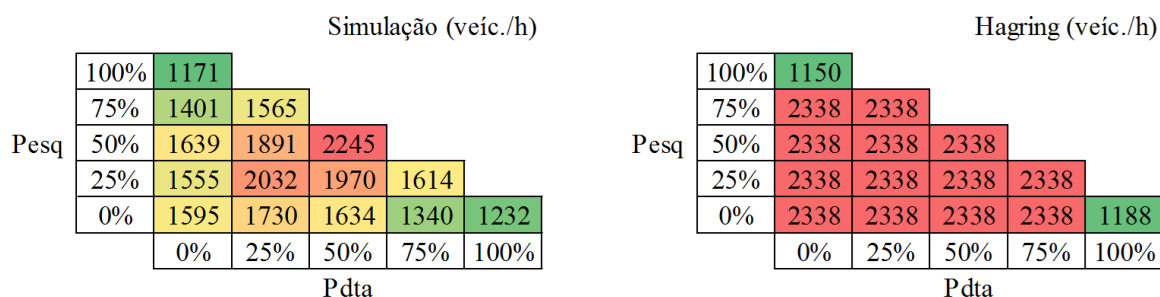


Figura 4.5 – Influência da repartição direcional do tráfego de chegada

A observação da figura anterior permite constatar que para os casos extremos de repartição (*i.e.*, 100% de viragens à esquerda ou 100% de viragens à direita), a capacidade dada pelo modelo de Hagrings é limitada pela capacidade da via utilizada, esquerda ou direita respetivamente, considerando que a outra via fica vazia. Para as restantes repartições direcionais, o modelo analítico prevê, para a procura definida, que a capacidade das duas vias será máxima, pelo que a capacidade da entrada é dada pela soma das suas capacidades individuais máximas.

Na simulação também se verifica que as proporções que conduzem à mínima capacidade são aquelas em que todos os condutores pretendem virar à esquerda ou virar à direita, sendo que neste último caso a capacidade é ligeiramente superior, 1232 veíc./h. A capacidade máxima obtém-se para o caso de 50% proporção de viragem à esquerda, 50% de viragem à direita, justificada pela minimização do número de mudanças de via e possíveis bloqueios do tráfego a montante. Esta distribuição garante uma utilização quase contínua das oportunidades de entrada nas duas vias.

Para a análise *iii*), as condições aplicadas ao modelo de simulação, a respeito de tráfego de chegada foram as utilizadas na análise da influência do tráfego conflituante na capacidade da entrada (*i.e.*, procura infinita, materializada numa procura de 10000 veículos, num período de 2 horas, correspondente a um fluxo de 5000 veíc/h, com distribuição de 20% para movimentos

de viragem à esquerda, 50% para idas em frente e 30% para viragens à direita). O tráfego conflituante considerado é de 1500 veíc./h, tendo sido analisadas diferentes repartições entre as duas vias de circulação no anel.

A Figura 4.6 ilustra, para ambas as metodologias, com acréscimos de 5% na proporção do tráfego conflituante na via exterior, a influência da repartição do tráfego conflituante na capacidade da entrada.

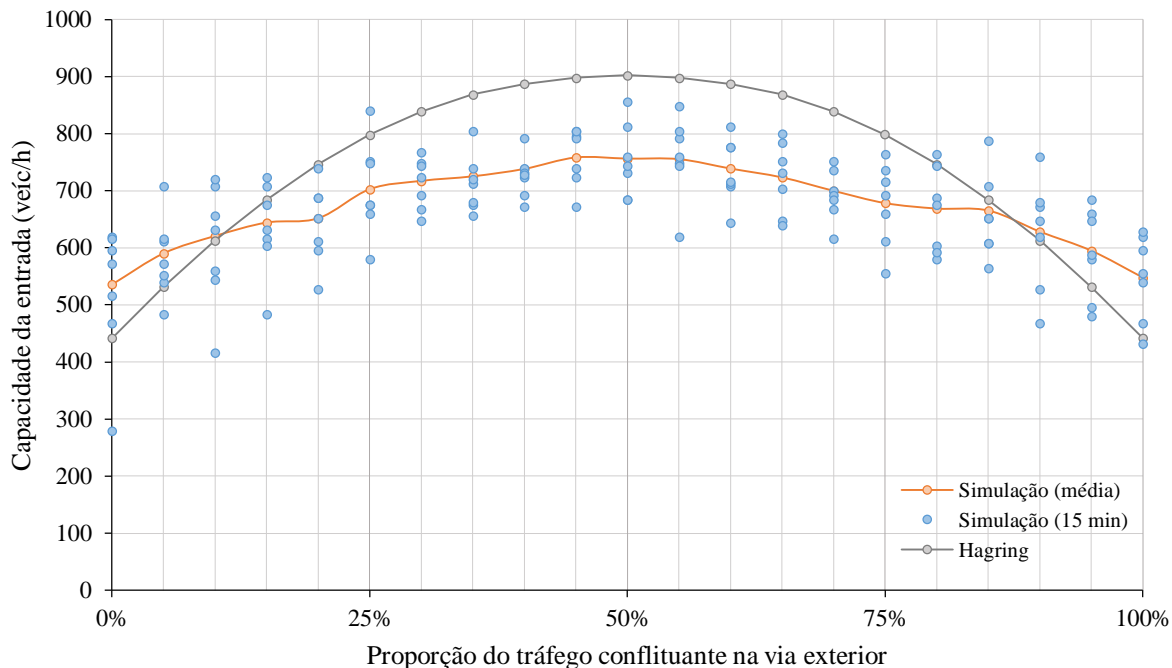


Figura 4.6 – Influência da repartição do tráfego conflituante na capacidade da entrada

Ambos os modelos revelam a tendência de capacidade máxima para a repartição mais equilibrada do tráfego conflituante, *i.e.*, 50% para cada uma das vias prioritárias, sendo esta conclusão menos evidente no modelo de simulação, justificada pelo efeito estocástico inerente à simulação.

Para efeitos de clarificação da comparação de resultados, atente-se nos resultados para duas repartições distintas obtidos pela formulação de Hagrings: Para uma repartição do fluxo conflituante (100/0) obtém-se: $Q_{esq} = 207$ veíc./h e $Q_{dta} = 235$ veíc./h, correspondendo a capacidade da entrada à soma, ou seja, $Q_{ent} = 442$ veíc./h. Para uma repartição equilibrada do fluxo conflituante (50/50) obtém-se: $Q_{esq} = 422$ veíc./h e $Q_{dta} = 480$ veíc./h, correspondendo a capacidade da entrada à soma, ou seja, $Q_{ent} = 902$ veíc./h. O ganho de capacidade é de 460 veíc./h, evidenciando a grande influência da repartição do tráfego conflituante.

Reiterando a mesma análise para o modelo de simulação: Para uma repartição do fluxo conflituante (100/0) obtém-se: $Q_{esq} = 275,5$ veíc./h e $Q_{dta} = 272,5$ veíc./h, correspondendo a capacidade da entrada à soma, ou seja, $Q_{ent} = 548$ veíc./h. Para uma repartição equilibrada do fluxo conflituante (50/50) obtém-se: $Q_{esq} = 348$ veíc./h e $Q_{dta} = 409$ veíc./h, correspondendo a

capacidade da entrada à soma, ou seja, $Q_{ent} = 757$ veíc./h. O ganho de capacidade é de 209 veíc./h, evidenciando a grande influência da repartição do tráfego conflituante.

De realçar ainda, que a capacidade máxima do modelo de simulação foi obtida para a repartição 45/55, correspondendo a um valor de 759 veíc./h.

4.5 Cruzamento semaforizado

Para análise de uma interseção regulada por sinais luminosos foi selecionada a entrada semaforizada Este da rotunda da Casa do Sal, localizada em Coimbra (ver Figura 4.7). Esta interseção enquadra-se na definição de rotunda semaforizada, contudo os princípios de dimensionamento são claramente distintos dos aplicados a uma rotunda. Neste caso, a semaforização incide sobre todos os ramos afluentes, com funcionamento permanente. Esta solução revela-se vantajosa na presença de fortes oscilações de procura, permite um melhor controlo das velocidades de circulação e proporciona uma boa solução para problemas de funcionamento nos ramos de entrada (Silva e Seco, 2008).

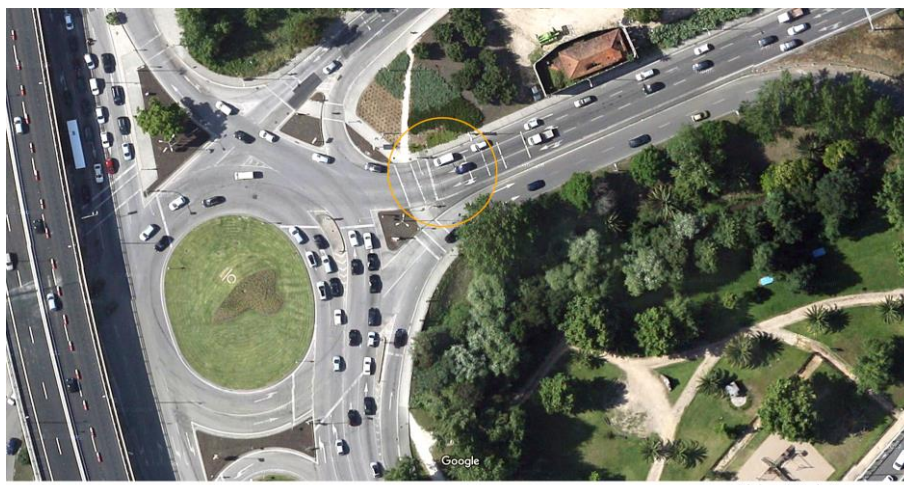


Figura 4.7 – Vista aérea da Rotunda da Casa do Sal, Coimbra (fonte: Google Maps, 2016)

4.5.1 Caracterização da procura de tráfego

Durante o período de observações, a entrada semaforizada selecionada apresentou uma procura constante máxima, sendo que em nenhum dos ciclos observados o tempo de verde era suficientemente longo para escoar a fila de espera existente. Como tal, tornou-se relevante apenas o registo do instante de passagem dos veículos aquando da receção da indicação de sinal verde, definida a partir de registos vídeo (como descrito em 4.3) acompanhado da identificação do seu tipo e posição. Estes dados, aliados a uma repartição direcional definida por amostragem, permitiram a construção de uma base de dados, que pode ser consultada em pormenor no Apêndice B. É ainda relevante ressaltar que a indicação sugerida pelo método referido em 2.3.1.2, da medição de aproximadamente 30 ciclos válidos foi atendida, tendo sido efetuada em

31 ciclos. Contudo, três destes ciclos foram desconsiderados do estudo, dois por apresentarem perturbações devidas à passagem de veículos de emergência médica e um pelo escoamento dos veículos ter sido condicionado por paragens de veículos a jusante da barra de paragem. Deste modo, a presente análise referir-se-á a dados de observações efetuadas em 28 ciclos válidos.

A entrada semaforizada selecionada apresentava um sistema de controlo a tempo fixo, com ciclo de 120 s, tempo de verde de 33 s e tempo de amarelo de 3 s.

4.5.2 Modelo analítico e modelo microscópico

Um dos parâmetros mais importantes para o cálculo da capacidade de interseções semaforizadas é o fluxo de saturação, correspondendo ao fluxo estável máximo de veículos que pode atravessar a interseção, sob as condições existentes, admitindo que aquele grupo de correntes de tráfego dispõe de 100% de tempo de verde. Como referido em 2.4.1, existem duas metodologias para a determinação do fluxo de saturação: *a)* estimacão analítica e/ou *b)* medições no local.

Assim, para aplicação do modelo de estimacão descrito *a)*, apresentam-se os dados de entrada no quadro seguinte:

Quadro 4.1– Dados de entrada, modelo de estimacão do fluxo de saturacão

Modelo de estimacão (dados)	
Largura da via	3 m
Inclinacão do tranel	0%
Classificacão da zona	Classe A, zona suburbana, onde a visibilidade é boa, sendo nulas ou reduzidas as restricões à liberdade de manobra dos condutores provocadas pela presença de peões, rotatividade do estacionamento ou paragens de autocarros
Composicão do tráfego	2,63% de motociclos, 95,72% de veículos ligeiros de passageiros; 0,83% de veículos comerciais ligeiros; 0,37% de veículos comerciais pesados; 0,45% de autocarros
Raio de viragem	10 m (manobra de viragem à direita)
Reparticão direcional	Via direita partilhada para movimento de ida em frente e viragem à direita: 15% dos veículos que circulam nesta via pretendem efetuar viragem à direita.

Assim, para as três vias que compõem a corrente de tráfego em estudo (via esquerda, central e direita) são obtidos os resultados apresentados no quadro seguinte:

Quadro 4.2 – Fluxo de saturacão, modelo de estimacão

	Modelo de estimacão			
	Via esquerda	Via central	Via direita (ida em frente)	Via direita (viragem à direita)
s_0	1900 uvl/h	1900 uvl/h	1900 uvl/h	1900 uvl/h
f_w	0,97	0,97	0,97	0,97
f_i	1,00	1,00	1,00	1,00
f_z	1,10	1,10	1,10	1,10
f_p	0,95	1,00	0,95	0,95
f_t	1,00	1,00	1,00	1,00
f_d	1,00	1,00	1,00	0,87
s (veíc./h)	1926	2027	1926	1676

O fluxo de saturação da corrente de tráfego selecionada apresenta então o valor:

$$s = \frac{1}{\frac{0.3333+0.3333+0.3333*0.85}{1926+2027+1926} + \frac{0.3333*0.15}{1676}} = 5224 \text{ veíc / h} \quad (4.1)$$

A metodologia *b)*, detalhada em 2.3.1.2, é sustentada em medições no local que permitem a construção do quadro que se apresenta:

Quadro 4.3 – Dados observados

Ciclo	Período inicial (n.º de veículos)	Período intermédio (n.º de veículos)	Período final (n.º de veículos)	Tempo de saturação (s)	Tempo de verde (s)
1	13	32	6	33	33
2	12	35	1	33	33
3	8	33	2	33	33
4	11	36	5	33	33
5	11	32	8	33	33
6	11	31	6	33	33
7	14	30	5	33	33
8	10	31	3	33	33
9	9	33	9	33	33
10	12	30	6	33	33
11	11	34	5	33	33
12	12	28	4	33	33
13	10	34	5	33	33
14	12	35	6	33	33
15	10	32	5	33	33
16	13	32	7	33	33
17	10	31	7	33	33
18	13	28	5	33	33
19	10	30	6	33	33
20	8	30	3	33	33
21	7	32	5	33	33
22	12	33	4	33	33
23	11	32	6	33	33
24	12	29	6	33	33
25	13	31	3	33	33
26	10	31	6	33	33
27	10	30	3	33	33
28	11	31	2	33	33
Totais	X ₁ =306	X ₂ =886	X ₃ =139	X ₄ =924	

Considera-se N_1 e $N_4 = 28$ ciclos (número de ciclos considerados válidos) e $N_3 = 28$ períodos (número de períodos finais onde se registaram veículos).

Assim, por este método é obtido o fluxo de saturação através da equação (2.33) de 1,38 veíc./s, correspondente a 4953 veíc./h, para o total das 3 vias. Esta metodologia propõe ainda, para o cálculo do tempo perdido no arranque e do tempo adicional de passagem, respetivamente, expressões (2.34) e (2.35), a partir das quais se obtém os valores: $t_{pa} = 2,1$ s e $t_{ap} = 3,6$ s.

Com estes resultados, a capacidade da corrente de tráfego é calculada analiticamente, através da expressão (2.37) resultando o valor de 1426 veíc./h.

Como o método de estimação *a)* não permite a obtenção de t_{pa} e de t_{ap} , a capacidade da corrente de tráfego pode servir-se destes valores, e através da expressão (2.37) resulta para esta metodologia o valor de 1504 veíc./h.

Pelo rigor com que estima o fluxo de saturação, tempo perdido no arranque e tempo adicional de passagem, privilegia-se a aplicação do método baseado em medições no local. Sendo que, mesmo caso se adote uma simplificação no método de estimação através de fórmulas, considerando $g = G$, este tende a sobrestimar o valor da capacidade da corrente de tráfego.

Para a construção do modelo microscópico de simulação, foram atendidas as principais características geométricas das vias envolvidas, e a repartição de tráfego observada por amostragem, repartição uniforme do tráfego pelas três vias de chegada, sendo que da via de chegada direita cerca de 15% dos veículos pretendem efetuar o movimento de viragem à direita. Como durante os 28 ciclos observados, a entrada encontrava-se permanentemente solicitada por veículos, *i.e.*, corrente de tráfego saturada, o modelo de simulação atribuiu uma procura infinita à interseção, materializada numa solicitação de 5000 veíc./h, o ciclo simulado foi de 120 s, tempo de verde de 33 s e tempo de amarelo de 3 s. Na figura seguinte pode observar-se a vista geral do modelo de microssimulação da entrada Este da rotunda da Casa do Sal, em Coimbra.

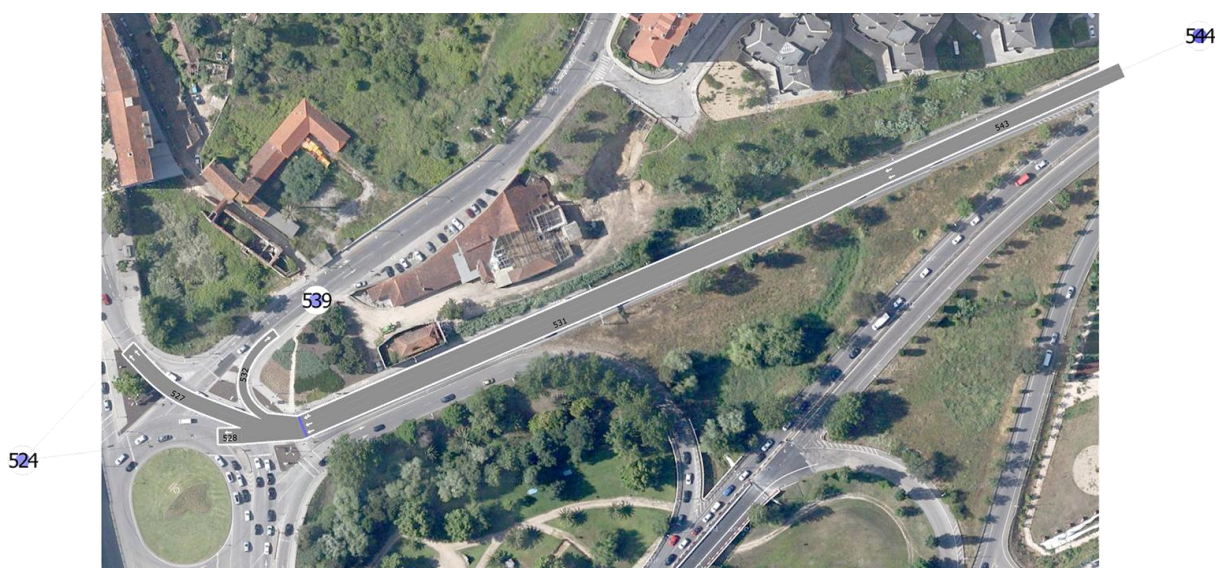


Figura 4.8 – Vista geral do modelo de microssimulação da entrada semaforizada

Com o objetivo de perceber qual a influência do tempo de verde na capacidade da entrada semaforizada, procedeu-se a uma análise comparativa entre a capacidade do modelo simulado e do modelo determinístico, abordado em 2.3.2, apresentada na figura seguinte.

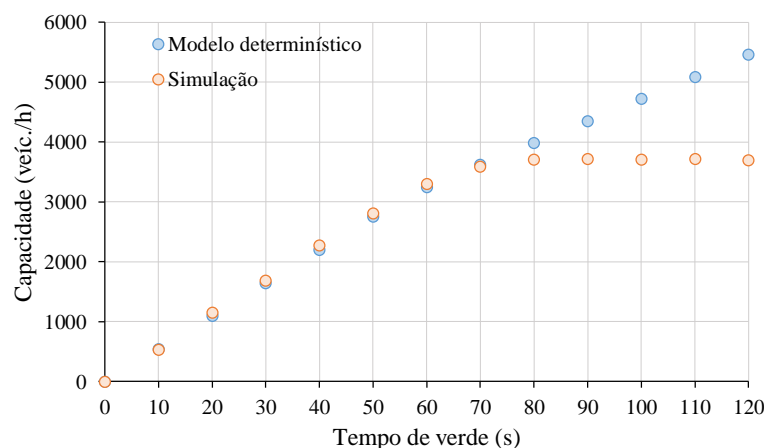


Figura 4.9 – Influência do tempo de verde na capacidade da entrada

Da figura anterior destaca-se a tendência linear dos resultados obtidos pelo modelo determinístico e a quebra entre a previsão dos dois modelos acentuada a partir dos 70 s de período de verde. Após considerações acerca do motivo da disparidade observada, concluiu-se que os modelos não seriam comparáveis sem que as respectivas premissas o fossem. Assim, para a comparação ter uma base sólida, o valor do ciclo foi aumentado para 220 segundos, dado que ao considerar o ciclo observado de 120 segundos perder-se-ia um dos requisitos principais do modelo determinístico, a existência de fila persistente a montante da interseção. A existência de uma via curta, com cerca de 180 m (ver figura seguinte), que influencia a procura infinita da corrente de tráfego para tempos de verde que esgotem a sua capacidade, também contribuiu para a discrepância observada.



Figura 4.10 – Via curta a montante da interseção

Tendo consciência dessa limitação, estabeleceu-se um novo modelo determinístico, que contempla a existência da via curta e o seu desenvolvimento, permitindo uma comparação direta com o modelo de simulação, com o objetivo de esclarecer a influência do tempo de verde na capacidade da entrada. Relembrando que a expressão determinística: $Q = gs/C$ não particulariza fluxos de saturação individualizados, interessa no presente caso estimar o fluxo de saturação, que considere o esgotamento da capacidade de uma das vias e reformular a expressão de capacidade para que esta reflita essa influência.

Assim, o número de veículos que esgota a capacidade da via curta N será dado por:

$$N = \frac{L_{VC}}{L_{veic.} + d} \quad (4.2)$$

onde L_{VC} representa o comprimento da via curta (m), $L_{veic.}$ representa o comprimento médio dos veículos (m) e d a distância entre veículos parados (m).

O fluxo de saturação foi calculado com base no gráfico apresentado na figura seguinte, referente aos dados obtidos na simulação para os tempos de verde de 20, 40 e 60 segundos (onde a capacidade não é influenciada pela existência da via curta).

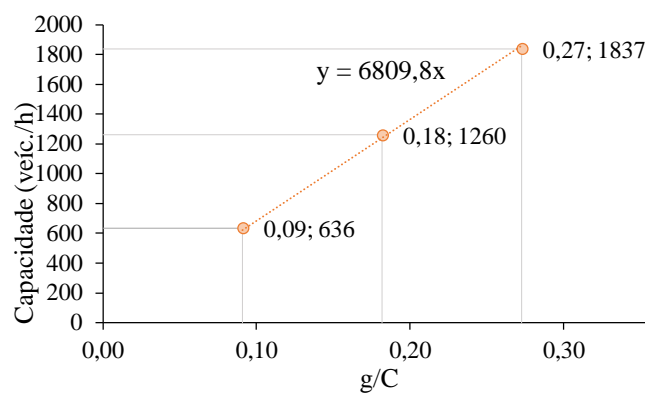


Figura 4.11 – Capacidade (linha de tendência)

De acordo com a expressão (2.37), pode retirar-se da equação da linha de tendência da figura anterior, o valor do fluxo de saturação de 6810 veic./h para a corrente de tráfego, 2270 veic./h, por via. Assim, obtém-se $s_1 = 0,63$ veic./s (fluxo de saturação de 1 via), $s_2 = 1,26$ veic./s (fluxo de saturação de 2 vias) e $s_3 = 1,89$ veic./s (fluxo de saturação de 3 vias). Com o valor do fluxo de saturação s pode encontrar-se o instante a partir do qual a capacidade da via curta se esgota, através da seguinte expressão:

$$t_{VC} = \frac{N}{s} \quad (4.3)$$

onde N representa o número máximo de veículos da via curta e s o fluxo de saturação em veic./s.

Considerando que existem então dois períodos de verde: g_A tempo de verde durante o qual a capacidade das três vias não é esgotada: $g_A = \min(g, t_{VC})$, e g_B tempo de verde que esgota a capacidade da via curta: $g_B = g - g_A$, podendo ser calculada uma capacidade Q_A referente a 3 vias e Q_B referente a 2 vias, ou mais simplesmente o seu somatório como indicado na expressão seguinte:

$$Q = \frac{g_A}{C} s_3 + \frac{g_B}{C} s_2 \quad (4.4)$$

onde Q representa a capacidade da corrente semaforizada (veíc./s), g_A e g_B representam respectivamente, o tempo de verde durante o qual a capacidade das três vias não é esgotada e o tempo de verde para o qual a capacidade da via curta se esgota (s), C o tempo de ciclo (s), s_3 o fluxo de saturação de 3 vias e s_2 o fluxo de saturação de duas vias.

Para a presente análise, a simulação foi efetuada considerando apenas veículos ligeiros, com 4 m de comprimento, com parâmetros comportamentais semelhantes, nomeadamente o intervalo mínimo entre veículos de aproximadamente 1 m. Como a via curta tem um desenvolvimento de 180 m é simples o cálculo do número de veículos que esgotam a sua capacidade: 36 veículos (adotou-se o valor de 35 veículos para refletir a influência da zona de alargamento do número de vias). O instante a partir do qual se esgota a capacidade da via curta: $t_{VC} = 56$ s é obtido através da expressão (4.3) e com este dado é possível calcular a capacidade da corrente de tráfego (Quadro 4.4), pelo modelo determinístico, expressão (4.4), considerando a influência da via curta, dividindo a capacidade em duas parcelas, Q_A : 3 vias de entrada e Q_B : 2 vias de entrada (capacidade da via curta esgotada), correspondendo a capacidade da via de tráfego ao seu somatório. Os resultados pelos dois modelos resumem-se no quadro seguinte:

Quadro 4.4 – Capacidade, modelo determinístico e de simulação

Modelo determinístico de capacidade: Ciclo de 220 s							
g (s)	20	40	60	80	100	120	140
g/C	0,09	0,18	0,27	0,36	0,45	0,55	0,64
g_A (s)	20	40	56	56	56	56	56
g_B (s)	0	0	4	24	44	64	84
Q_A (veíc./h)	619	1238	1718	1718	1718	1718	1718
Q_B (veíc./h)	0	0	93	505	918	1331	1744
Q (veíc./h)	619	1238	1811	2224	2636	3049	3462
Modelo de simulação: Ciclo de 220 s							
Q (veíc./h)	636	1260	1837	2196	2515	2872	3194

Os resultados desta análise expõem-se graficamente na figura seguinte.

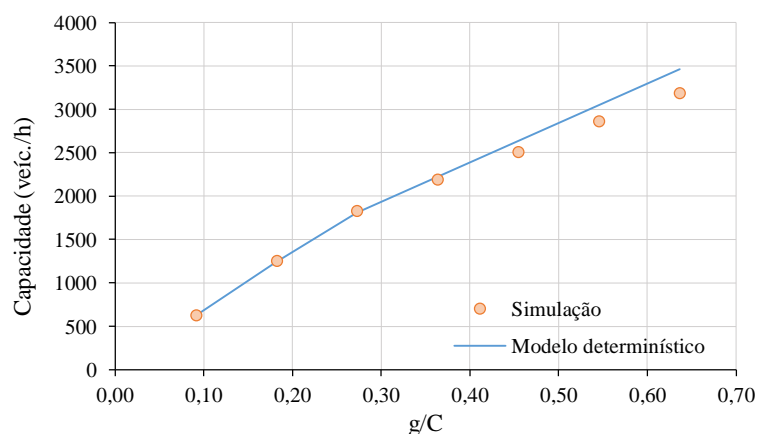


Figura 4.12 – Influência do tempo de verde na capacidade da entrada

Pode concluir-se que os dois modelos apresentam capacidades semelhantes, sendo que o alargamento do período de verde reflete naturalmente um aumento da capacidade. Mais relevante ainda, a partir do instante em que existência da via curta passa a influenciar a capacidade, os modelos têm uma aproximação satisfatória, sendo que o modelo determinístico devolve valores ligeiramente superiores.

4.6 Considerações finais

Neste capítulo são apresentadas as entradas das interseções selecionadas para estudo, rotunda de Nelas em Viseu, entrada Oeste e entrada semaforizada Este da rotunda da Casa do Sal em Coimbra. Os dados recolhidos durante o período de observações de ambas podem ser consultados mais pormenorizadamente nos apêndices A e B, respetivamente.

Na entrada da rotunda foram realizadas três análises, com o objetivo de comparar a influência de diferentes distribuições de tráfego na capacidade, determinada com recurso a modelos analíticos e de simulação. O modelo analítico selecionado tem base na formulação de Hagrind e compararam-se os seus resultados com o modelo de microssimulação construído no Aimsun.

Em relação à primeira análise, influência do tráfego conflituante na capacidade da entrada, pode concluir-se que a diferença nos resultados de ambos os modelos não é muito acentuada à exceção da gama de fluxos conflituantes intermédios, podendo esta diferença reduzir-se mediante uma escolha mais criteriosa dos parâmetros de aceitação de intervalos.

A segunda análise pretendia esclarecer a influência da repartição do tráfego de chegada na capacidade da entrada, sendo que se verificou, em ambos os modelos a obtenção do valor máximo para a capacidade para o caso de 50% proporção de viragem à esquerda, 50% de viragem à direita, justificada pela minimização do número de mudanças de via e possíveis bloqueios do tráfego a montante. Ambos os modelos refletem para os casos extremos de repartição (*i.e.*, 100% proporção de viragem à direita e 100% de proporção de viragem à esquerda) valores mínimos de capacidade. O modelo de simulação é mais sensível à repartição direcional do tráfego de chegada, sendo que o modelo analítico prevê, à exceção das repartições extremas referidas, que a capacidade das duas vias será máxima, pelo que a capacidade da entrada é dada pela soma das suas capacidades individuais máximas.

A última análise efetuada refletiu a influência da repartição do tráfego conflituante na capacidade da entrada, concluindo-se que ambos os modelos revelam a tendência de capacidade máxima para a repartição mais equilibrada do tráfego conflituante.

O fluxo de saturação da entrada semaforizada foi estudado de acordo com dois modelos, nomeadamente, modelo de estimação de forma analítica e modelo baseado em medições locais, indispensável ao cálculo da capacidade. A capacidade foi determinada de acordo com o modelo determinístico descrito, conduzindo respetivamente a uma capacidade de 1426 veíc./h e de 1504 veíc./h. Ressalve-se que se privilegiou o seu cálculo através do modelo assente em medições no local, mais rigoroso e que permitiu simultaneamente estimar o tempo perdido no arranque e

do tempo adicional de passagem, essenciais à determinação do parâmetro período de verde útil, preponderante na formulação da capacidade.

A respeito da entrada semaforizada foi efetuada ainda a avaliação do efeito do tempo de verde na capacidade, com base no modelo determinístico (adaptado à existência de uma via curta) e no modelo de microsimulação, concluindo-se que ambos os modelos devolvem capacidades semelhantes, crescentes com o aumento do período de verde.

5 Calibração dos modelos de microssimulação

O termo calibração abrange por definição a avaliação da qualidade de um qualquer modelo e do eventual ajuste de parâmetros que permitam aproximar os resultados estimados dos observados, ou seja, que maximizem o poder descritivo do modelo para reproduzir o comportamento dos condutores (Treiber e Kesting, 2013), sendo consensual que alguns destes parâmetros necessitam de meios tecnológicos muito exigentes para a sua aferição em campo. A calibração deve integrar, por este motivo, uma análise de sensibilidade prévia que permite definir quais os parâmetros mais relevantes a calibrar. No caso de um modelo de simulação, este processo, quando referente a modelos de microssimulação, abrange quatro campos de análise principais:

- Verificação da rede;
- Procura de tráfego na rede;
- Percursos (origem, destino);
- Análise crítica comportamental dos utilizadores da rede.

A verificação do modelo consiste em garantir que a construção do modelo é precisa e que a codificação da rede é robusta, envolvendo a confirmação da configuração geométrica de toda a rede, a correta definição de todos os sistemas de controlo de tráfego, com especial atenção à definição de fases e tempos no caso de interseções reguladas por sinais luminosos, sinalização e definição dos movimentos permitidos. O Aimsun disponibiliza uma opção de verificação de potenciais erros e emissão de avisos de construção deficiente através *Tools, Check and Fix Network*. Os erros e avisos podem incluir: a não definição do tipo de via; a conexão de uma secção a mais do que um centróide de origem, a falta de ligação de um centróide a uma secção, incompatibilidades nos movimentos definidos, entre outros. Após identificação de potenciais

problemas o utilizador deve analisar a sua relevância e reavaliar a construção do modelo, corrigindo-os ou desconsiderando-os. Outra das fases importantes da completa definição do modelo é a atribuição da procura de tráfego. A sua caracterização parte, na presente dissertação, da recolha de dados reais, como referido em 4.4.1 e 4.5.1. A verificação pode partir da análise das tabelas disponibilizadas pelo *software*, nomeadamente as tabelas MILANE e MIODPAIR. Estas tabelas permitem ainda confirmar que a repartição direcional de tráfego foi aplicada corretamente ao modelo.

Os modelos de simulação microscópica contêm diversos parâmetros independentes que podem ser usados para descrever as características de fluxo de tráfego, comportamento do condutor e as operações de controlo de tráfego. Modelos simulados com aplicação dos valores padrão de todos os parâmetros ou pontualmente ajustados manualmente nem sempre oferecem resultados fiáveis, conduzindo a análises erróneas da rede em estudo e os procedimentos rigorosos de calibração são frequentemente omitidos por serem morosos e requerem uma grande quantidade de dados de campo (Park e Qi, 2005). Nos processos de calibração tradicionais, os parâmetros do modelo são ajustados até que a correspondência entre os dados do modelo e os observados seja razoável (qualitativa e quantitativamente). Esse ajuste, frequentemente realizado por tentativa e erro, onde o êxito do processo é dependente da experiência do utilizador, torna-se um processo tedioso e demorado, privilegiando-se uma abordagem mais adequada e célere (Chu *et al.*, 2003).

O Aimsun contém um número vasto de parâmetros, suscetíveis de calibração: globais (rede), locais (secção) ou individuais (veículo). Anya *et al.* (2014) resume os principais parâmetros, a sua influência dentro do modelo, valores *default* e unidades. Os dados apresentados nos quadros seguintes referem-se aos predefinidos para os veículos ligeiros (*car*) e a uma secção do tipo arterial, sendo apresentados na coluna referente ao valor padrão o respetivo valor médio, desvio padrão, valor mínimo e valor máximo, para os parâmetros sujeitos a variabilidade.

Quadro 5.1 – Parâmetros individuais, adaptado de Anya *et al.* (2014)

Parâmetros relativos ao veículo			
Designação	Influência	Valor padrão	Unid.
Nome	Sem influência	-	-
Comprimento	Todos os submodelos	4; 0,5; 3,5; 4,5	m
Largura	Sem influência	2; 0; 2; 2	m
Velocidade máxima desejada	<i>Car-following</i> , mudança de via, tempo de viagem, filas de espera	110; 10; 80; 150	km/h
Aceleração máxima		3; 0,2; 2,6; 3,4	m/s ²
Desaceleração normal	<i>Car-following</i> , mudança de via,	4; 0,25; 3,5; 4,5	m/s ²
Desaceleração máxima	tempo de viagem, filas de espera	6; 0,5; 5; 7	m/s ²
<i>Speed Acceptance</i>		1,1; 0,1; 0,9; 1,3	-
Distância mínima entre veículos parados	Capacidade, filas de espera	1; 0,3; 0,5; 1,5	m
Tempo máximo de <i>give-way</i>	Mudança de via, <i>gap-acceptance</i>	10; 2,5; 5; 15	s
Fator de sensibilidade	<i>Car-following</i>	1; 0; 1; 1	-
Intervalo mínimo entre veículos	<i>Car-following</i>	0; 0; 0; 0	s
Ultrapassagem para via mais rápida	Mudança de via, ultrapassagem	0	%
Ultrapassagem a partir de via lenta	Mudança de via, ultrapassagem	0	%
Mudança de via imprudente	Mudança de via, ultrapassagem	0	%
Sensibilidade a mudança de via imprudente	Mudança de via, ultrapassagem	1	-

Quadro 5.2 – Parâmetros locais e globais, adaptado de Anya *et al.* (2014)

Parâmetros relativos à secção			
Velocidade limite da secção	<i>Car-following</i> , mudança de via	50	km/h
Velocidade limite da via	<i>Car-following</i> , tempo de viagem	-	km/h
Velocidade dos movimentos de viragem	<i>Car-following</i> , capacidade de efetuar viragem, tempo de viagem	-	km/h
Distância de visibilidade em interseções	<i>Give way</i>	30	m
<i>Yellow Box Speed</i>	Capacidade da interseção	15	km/h
Distância à zona 1	<i>Lane-Changing</i> , proporções de	300	m
Distância à zona 2	movimentos, congestionamentos	40	m
Tempo para alcançar a via de acesso	<i>On-ramp model</i> , capacidade <i>on-ramp</i>	97,22	s
Inclinação	<i>Car-following model</i>	0	%
Variação máxima do tempo de <i>give-way</i>	<i>Gap-acceptance give way</i>	0	s
Variação do tempo de reação	Variação local do tempo de reação	0	s
Parâmetros globais			
Número de veículos	<i>Car following</i> (2 vias)	4	veíc.
Distância máxima ao veículo líder	<i>Car following</i> (2 vias)	100	m
Diferença máxima de velocidade	<i>Car following</i> (2 vias)	50	km/h
Diferença máxima de velocidade <i>Onramp</i>	<i>Car following</i> (2 vias)	70	km/h
Porcentagem de ultrapassagens	Mudança de via	90	%
Variabilidade das distâncias (zonas)	Mudança de via	40	%
Porcentagem de recuperação	Mudança de via	95	%
Via do movimento	Mudança de via	left	-
Passo da simulação	Atualização de eventos como fases de um plano semafórico	0,75	s
Tempo de reação	Todos os submodelos e capacidade	0,75	s
Tempo de reação em stop	Todos os submodelos, filas de espera	1,20	s
Tempo de reação em semáforos	Todos os submodelos	1,60	s
Velocidade em fila	Comportamento em fila de espera	1	m/s
Velocidade em fila (saída)	Comportamento em fila de espera	4	m/s

A presente dissertação seguiu o procedimento de análise:

1. Estudo detalhado dos submodelos do *software* Aimsun aplicáveis e relevantes à análise de interseções urbanas (3.3 Principais submodelos);
2. Análise dos parâmetros suscetíveis de calibração e avaliação da sua influência nos modelos de microsimulação;
3. Seleção dos parâmetros mais relevantes, através de uma seleção prévia, seguida de uma análise de sensibilidade;
4. Calibração do modelo com recurso a um processo de otimização com aplicação de um algoritmo genético;
5. Seleção dos indicadores de desempenho e análise dos resultados obtidos.

Para efeitos de simplificação da fase de calibração dos parâmetros relacionados com os submodelos do Aimsun, para cada tipo de veículo, considera-se apenas a existência de dois tipos de veículos: ligeiros e autocarros, tendo os parâmetros comportamentais dos veículos pertencentes ao primeiro tipo sido alvo de otimização. Esta simplificação encontra justificação pela elevada percentagem de veículos ligeiros observada, cerca de 92%.

5.1 Análise de sensibilidade

De forma a perceber a influência dos parâmetros na simulação e facilitar a seleção dos parâmetros a otimizar com maior impacto nos resultados, foi efetuada uma análise de sensibilidade de modo a identificar as gamas de variação a adotar no procedimento de otimização.

Para o presente estudo, foram selecionados oito parâmetros, relacionados com os submodelos comportamentais supramencionados, *car-following*, *lane-changing* e *gap-acceptance*. Cinco dos quais definidos ao nível do tipo de veículo, definidos através do seu valor médio, desvio padrão, mínimo e máximo, nomeadamente:

- *Aceleração máxima* (m/s^2);
- *Desaceleração normal* (m/s^2);
- *Intervalo mínimo entre veículos* (m);
- *Give-way time* (s);
- *Speed acceptance*.

A *aceleração máxima* (a), corresponde ao máximo valor de aceleração que o veículo pode atingir sob qualquer circunstância. É esta a aceleração aplicada no modelo *car-following* de Gipps, representando a intenção do veículo alcançar a sua velocidade desejada. Este parâmetro assume ainda importância em relação aos modelos de aceitação de intervalos, sendo que quanto maior for o seu valor, mais rapidamente o veículo atinge a velocidade pretendida, necessitando de intervalos de tempo inferiores para efetuar a sua manobra. A *desaceleração normal* (b) é a desaceleração mais severa que o veículo seguidor está disposto a aplicar em circunstâncias normais (*i.e.*, exceto situações de emergência).

O *intervalo mínimo entre veículos* (s), é a distância, em metros, que um veículo mantém entre si e o veículo precedente quando para.

Quando um veículo se encontra condicionado por sinalização de paragem obrigatória ou obrigatoriedade de cedência de passagem, é aplicado o submodelo *gap-acceptance*, de forma a avaliar a possibilidade de efetuar a manobra desejada. Quando o veículo é obrigado a manter-se parado por mais do que o seu *give-way time*, (gwt), torna-se mais impaciente, e a sua predisposição para aceitar de intervalos menores irá aumentar. Este período é também usado no modelo de *lane-changing*, como o tempo que um veículo aceita manter-se parado enquanto aguarda uma oportunidade na via de viragem desejada antes de desistir e continuar em frente.

O parâmetro *speed acceptance* (sa) pode ser interpretado como o nível de aceitação da velocidade máxima legal da secção ($v_{m\acute{a}x}$), isto é, a velocidade desejada pelo condutor será de $v_{m\acute{a}x} \cdot sa$, a qual será alcançada caso as condições geométricas e operacionais o permitam.

Os restantes três parâmetros são definidos ao nível do *experiment*, e refletem os tempos de reação dos condutores em três situações distintas:

- Tempo de reação (s);
- Tempo de reação do veículo parado (s);
- Tempo de reação em semáforos (s).

O tempo de reação (RT) é o tempo de resposta de um condutor a mudanças de velocidade no veículo precedente. O tempo de reação pode ser fixo ou variável, sendo o seu valor por omissão igual ao passo da simulação. O programa apresenta um valor *default* de 0,75 s, para qualquer tipo de veículo. No caso de variável, o utilizador pode definir uma função de probabilidade discreta para cada veículo tipo. A variabilidade deste parâmetro pode ainda refletir a posição do veículo, sendo definido através da expressão:

$$RT_{v,s} = RT_v + RTV_s \cdot SimStep \quad (5.1)$$

onde $RT_{v,s}$ representa o valor do tempo de reação do veículo v na secção s , RT_v representa o valor do tempo de reação do veículo v , RTV_s é a variação do tempo de reação na secção s e $SimStep$ é o passo da simulação. Este parâmetro é usado no modelo de *car-following*, onde a sua designação é T (secção 3.3.1).

O tempo de reação do veículo parado (RT at stop) caracteriza o tempo que o veículo parado demora a reagir à alteração das condições de tráfego, iniciando o seu movimento. O seu valor pode ser fixo ou variável, não podendo ser inferior ao tempo de reação. Este parâmetro tem uma grande influência no comportamento das filas de espera. O programa apresenta um valor *default* de 1,1 s, para qualquer tipo de veículo.

O tempo de reação em semáforos (RT at traffic light) traduz o tempo que o primeiro veículo parado em fila demora a iniciar o seu movimento quando recebe sinal verde. Este parâmetro depende do tipo de veículo, (e.g., veículo ligeiro: 1,6 s; autocarro: 1,7 s). O tempo de reação em semáforos pode ser fixo ou variável, e a sua variabilidade pode ser definida de igual forma ao estabelecido a respeito do tempo de reação (RT).

Para identificar a forma como os parâmetros seleccionados, relacionados aos modelos de tráfego do simulador Aimsun (modelos *car-following*, *lane-changing* e *gap-acceptance*) foi efetuada uma análise de sensibilidade aos mesmos, tendo por base a construção de um modelo simples que reflete as condições base características dos presentes casos em estudo: entrada de rotunda e entrada semaforizada.

Assim, neste modelo reproduziram-se as seguintes condições (Figura 5.1):

- Entrada de uma rotunda com uma via de entrada e uma via de circulação no anel;
- Veículos com valores descritivos e comportamentais predefinidos do tipo *car*, por forma a facilitar a identificação das tendências de variação;
- Fluxo conflituante de 500 veíc./h e procura máxima na entrada, por predefinição o modelo de chegadas apresenta uma distribuição normal truncada.

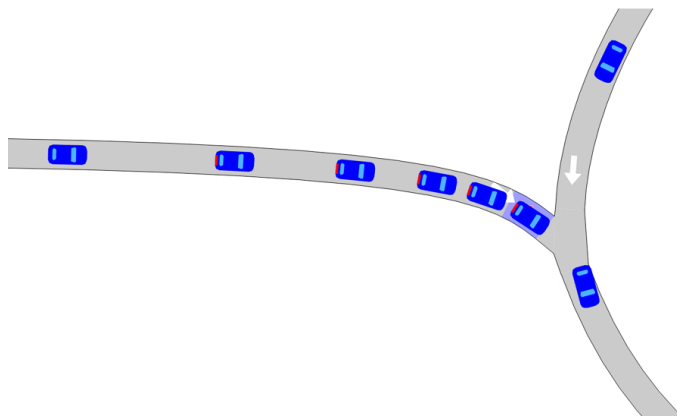


Figura 5.1 – Representação do modelo simplificado da entrada da rotunda

É importante referir que devido à procura máxima definida na entrada, não foi possível clarificar o efeito do parâmetro *speed acceptance*, visto que a existência de fila contínua não permite aos condutores alcançar a sua velocidade desejada.

O modelo que serviu de base à análise de sensibilidade dos parâmetros relativos à entrada de uma interseção semaforizada, refletiu as seguintes condições (Figura 5.2):

- Uma via de chegada;
- Veículos com valores descritivos e comportamentais predefinidos do tipo *car*;
- Procura máxima na entrada, garantindo fila contínua e estável a montante do semáforo. Por predefinição o modelo de chegadas apresenta uma distribuição normal truncada;
- Ciclo de 90 segundos: 30 segundos de verde e 3 segundos de amarelo.

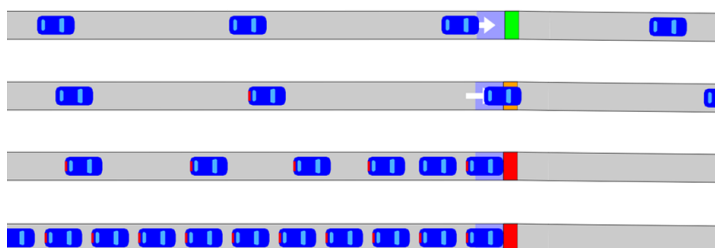


Figura 5.2 – Representação do modelo simplificado da chegada ao semáforo

Definidas as condições e construído o modelo, iniciou-se a análise de sensibilidade aos diferentes parâmetros selecionados. O processo adotado consiste em anular a variabilidade do parâmetro selecionado, testando a influência da sua alteração, dentro de uma gama de valores predefinidos, mantendo para os restantes parâmetros os valores *default*.

Assim, enquanto análise inicial, é evidenciada a influência de cada parâmetro selecionado nos resultados do modelo, estabelece-se a sua relevância e a pertinência de ser sujeito a otimização.

No quadro seguinte distinguem-se as variáveis consideradas e os respectivos valores para os quais se efetuou a análise.

Quadro 5.3 – Análise de sensibilidade, parâmetros e gama de valores selecionados

Parâmetro	Valores
Aceleração máxima (m/s ²)	[1, 2, 3, 4, 5, 6]
Desaceleração normal (m/s ²)	[1, 2, 3, 4, 5, 6]
Intervalo mínimo entre veículos (m)	[0,5; 1; 1,5; 2; 2,5; 3]
<i>Give-way time</i> (s)	[0; 5; 10; 15; 20; 25; 30]
<i>Speed acceptance</i>	[1; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5]
Tempo de reação (s)	[0,25; 0,5; 0,75; 1; 1,5; 2; 3]
Tempo de reação em stop (s)	[0,25; 0,5; 0,75; 1; 1,2; 1,5; 2; 3]
Tempo de reação em semáforo (s)	[0,25; 0,5; 0,75; 1; 1,6; 2; 3]

5.1.1 Rotunda

Como já referido, a análise de sensibilidade aos parâmetros selecionados, partiu de um modelo simplificado de simulação (*i.e.*, entrada de uma rotunda com uma via de entrada e uma via de circulação no anel), fluxo conflituante de 500 veíc./h e procura máxima na entrada.

A análise de sensibilidade selecionada pode tornar-se um processo moroso e propenso a erros, sendo que, neste caso, foi otimizada através da aplicação de um *script*, que permitiu, após a escolha do parâmetro e da gama de valores a simular, que as simulações ocorressem sequencialmente.

Com todos os parâmetros no seu valor *default*, foi realizada uma simulação para obter o valor da capacidade de referência da entrada da rotunda, resultando em 948 veíc./h. Este valor é posteriormente comparado com o valor da capacidade obtido para a gama de variabilidade definida para cada parâmetro.

Na figura seguinte são detalhados os resultados da análise de sensibilidade, que permitem aferir a importância e influência dos parâmetros selecionados na capacidade da entrada da rotunda.

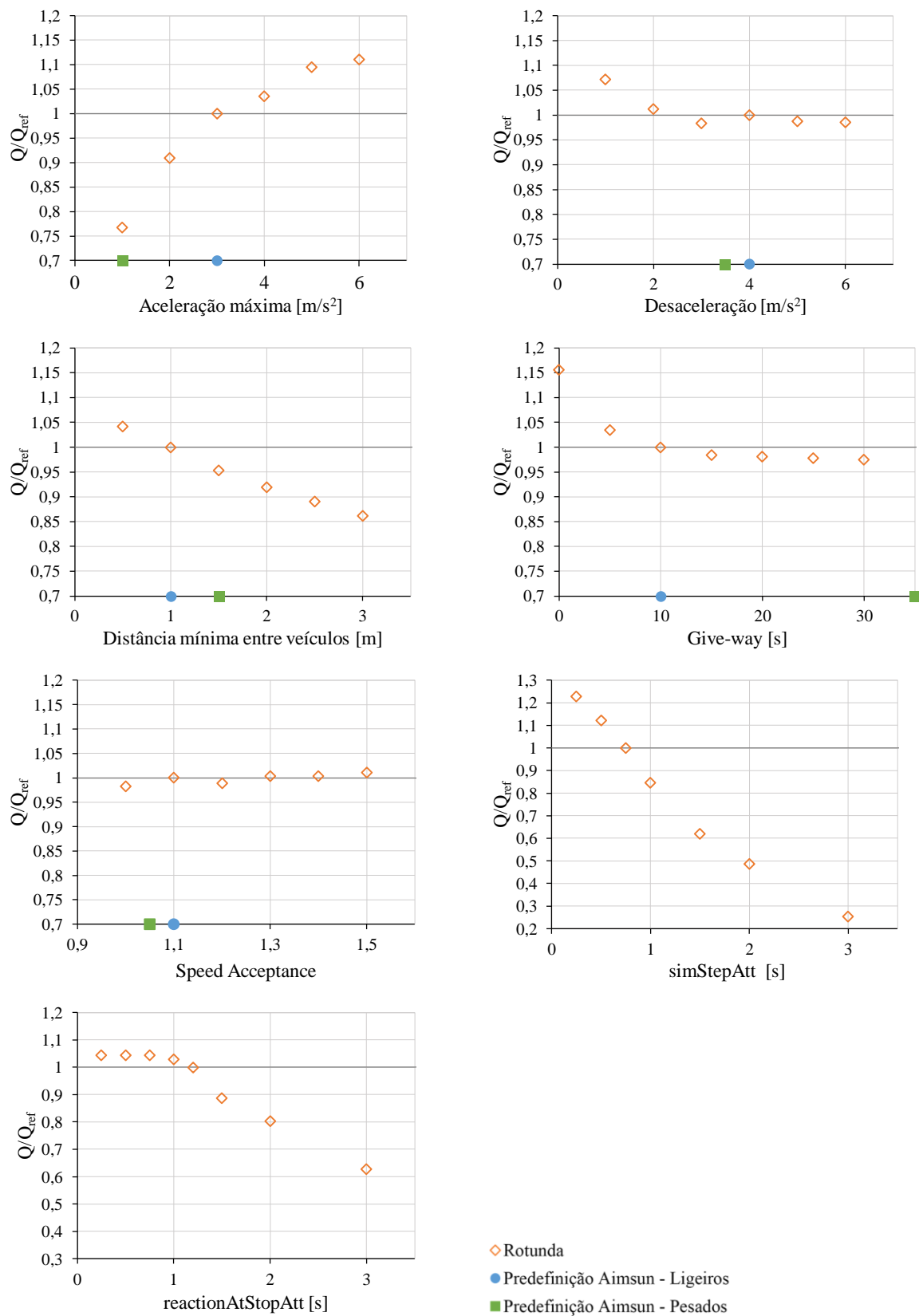


Figura 5.3 – Análise de sensibilidade, rotunda

Para a entrada da rotunda, foram obtidos os resultados da análise de sensibilidade apresentados na Figura 5.3, da qual se estabelecem algumas considerações:

- A *aceleração máxima* apresenta uma variabilidade significativa, traduzindo-se o seu aumento num acréscimo de capacidade, tratando-se por isso de um parâmetro com influência elevada na capacidade da entrada;
- A *desaceleração normal* não apresenta relevância enquanto parâmetro influente na capacidade da entrada da rotunda;
- O parâmetro que define a *distância mínima entre veículos* condiciona significativamente a capacidade da rotunda em toda a gama de variação testada, pelo que deve ser considerado na calibração do modelo;
- Pela sua relevância em todos os modelos comportamentais referidos, o *give-way time* deve imperativamente considerado na calibração do modelo, apresentando uma variabilidade acentuada, sobretudo para valores inferiores ao valor de referência do Aimsun;
- Para o fluxo conflituante simulado (500 veíc./h), não foi possível clarificar a influência do parâmetro *speed acceptance factor*, devido à existência de fila contínua na entrada que impede os condutores de atingir a sua velocidade desejada, não existindo por esse motivo uma variabilidade significativa no correspondente gráfico;
- O parâmetro *tempo de reação* encontra-se ligado ao intervalo de simulação, pelo que a análise foi realizada para o parâmetro *SimStepAtt*, global (*i.e.*, igual para todos os veículos), com o valor *default* de 0,80 s. É relevante a influência do tempo de reação na capacidade da entrada, apresentando a variabilidade mais acentuada de todos os parâmetros selecionados;
- O *tempo de reação em stop* tem uma grande influência no comportamento das filas de espera, sendo relevante na análise da capacidade da entrada da rotunda, não apresentando, contudo, uma grande variabilidade para valores inferiores ao de referência, 1,1 s.

5.1.2 Interseção semaforizada

Como já referido, a análise de sensibilidade aos parâmetros selecionados, partiu de um modelo simplificado de simulação (*i.e.*, apenas uma via e uma fase), com um ciclo de 90 s, dos quais 30 s são de período de verde e 3 s de período de amarelo.

Com todos os parâmetros no seu valor *default*, foi realizada uma simulação para obter o valor da capacidade de referência da corrente de tráfego, resultando em 751 veíc./h, posteriormente comparado com a capacidade obtida para a gama de variabilidade definida para cada parâmetro.

A figura seguinte expõe os resultados obtidos na análise, para os parâmetros: *aceleração máxima*, *desaceleração normal*, *distância mínima entre veículos*, *give-way time*, *speed acceptance*, *simStepAtt*, *tempo de reação em stop* e *tempo de reação em semáforos*.

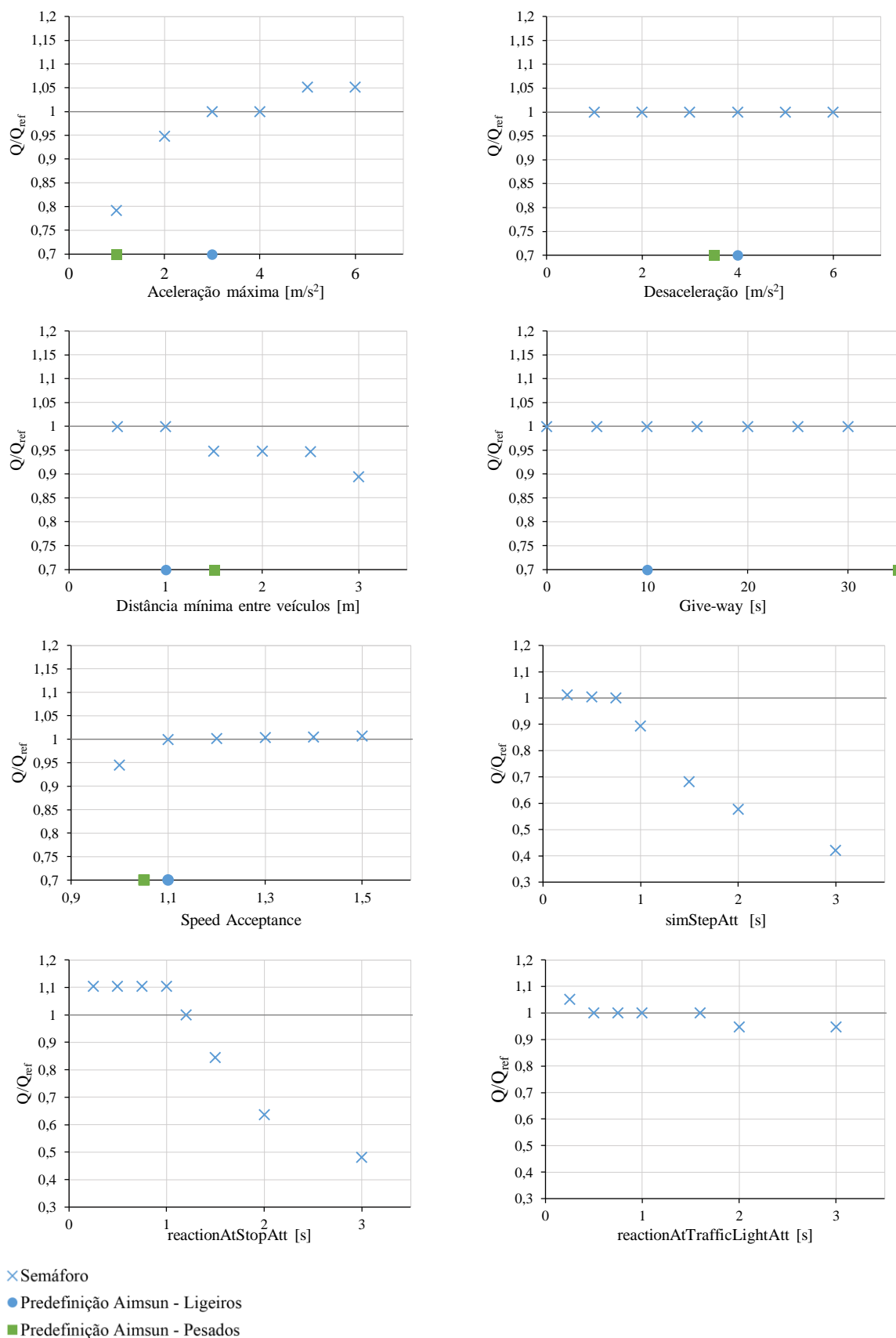


Figura 5.4 – Análise de sensibilidade, corrente semaforizada

Para a entrada semaforizada, foram obtidos os resultados da análise de sensibilidade apresentados na Figura 5.4, da qual se estabelecem algumas considerações:

- A *aceleração máxima* apresenta uma variabilidade significativa, traduzindo-se o seu aumento num acréscimo de capacidade, tratando-se por isso de um parâmetro com influência elevada na capacidade da entrada;
- A *desaceleração normal* não apresenta relevância enquanto parâmetro influente na capacidade da entrada semaforizada;
- O parâmetro que define a *distância mínima entre veículos* apresenta uma influência relevante, provocando o aumento do seu valor uma redução de capacidade para distâncias superiores ao valor *default*, pelo que deve ser considerado na calibração do modelo;
- Não se tratando de uma entrada sujeita a cedências de passagem o parâmetro *give-way time*, como esperado, não apresenta relevância na capacidade;
- Não foi possível clarificar a influência do parâmetro *speed acceptance factor*, devido à existência de fila contínua na entrada que impede os condutores de atingir a sua velocidade desejada;
- O parâmetro *tempo de reação* encontra-se ligado ao intervalo de simulação, pelo que a análise foi realizada para o parâmetro *SimStepAtt*, global (*i.e.*, igual para todos os veículos), com o valor *default* de 0,80 s. A sua análise deve ser contemplada ao nível da calibração, por apresentar, para valores superiores a 0,8 s um decréscimo da capacidade associado ao seu aumento;
- O *tempo de reação em stop*, tem uma grande influência no comportamento das filas de espera, sendo relevante na análise da capacidade da entrada semaforizada. Apresentando uma influência semelhante ao anterior parâmetro, tempo de reação, pode efetuar-se uma calibração conjunta destes dois parâmetros.

O *tempo de reação em semáforos*, na análise de sensibilidade, não apresenta relevância na capacidade da entrada semaforizada, recomendando-se contudo uma análise mais cuidada à sua influência, sobretudo ao nível do instante de passagem do primeiro veículo em fila na barra de paragem.

Assim, efetua-se importa esclarecer se o valor predefinido do Aimsun de 1,6 s será para o presente estudo adequado, dispensando calibração.

Como por definição este parâmetro reflete o tempo que o primeiro veículo parado em fila demora a iniciar o seu movimento ao receber sinal verde, importa desde logo efetuar uma análise aos dados observados da corrente semaforizada selecionada.

De acordo com o HCM (TRB, 2010) o primeiro intervalo tem correspondência direta com o *tempo de reação em semáforos* e apresenta geralmente o maior valor de todos os intervalos durante o período de verde, como se observa na Figura 5.5. O intervalo será gradualmente

menor dissipando-se essa redução a partir do quinto veículo, representando esse valor o intervalo entre veículos de saturação.

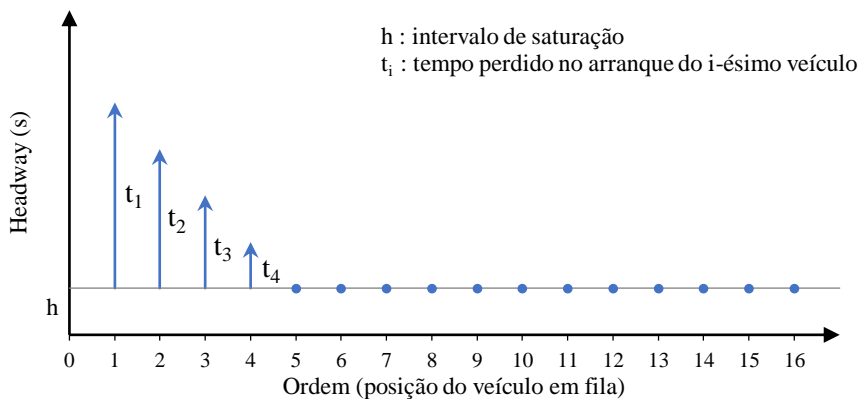


Figura 5.5 – Distribuição conceitual de veículos, adaptado de HCM (TRB, 2010)

Na figura seguinte, pormenorizam-se os instantes de passagens dos primeiros veículos em fila de espera, para os 28 ciclos observados.

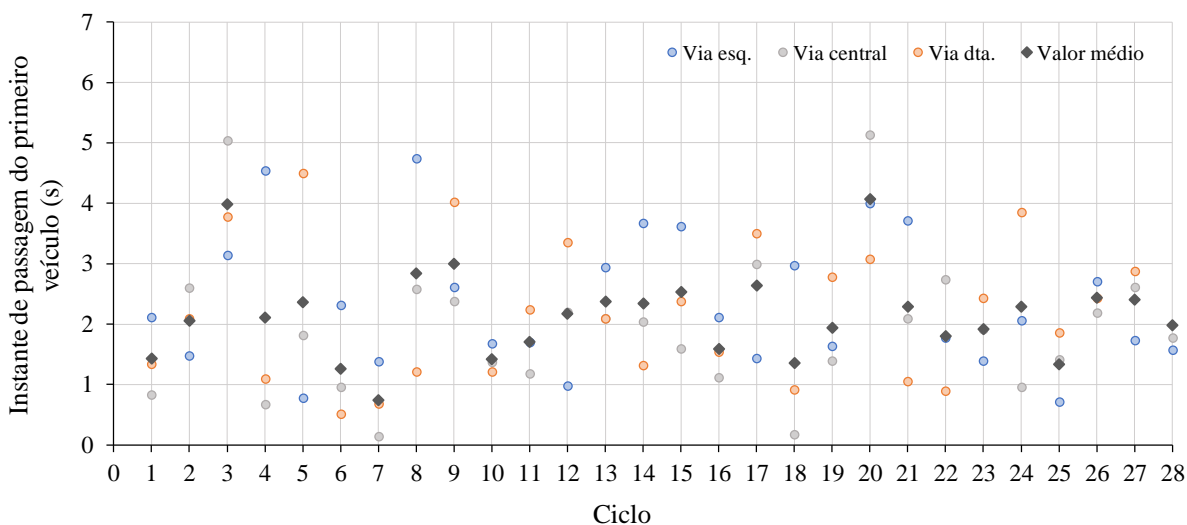


Figura 5.6 – Tempo de reação em semáforos, observações

Em média os primeiros veículos atravessam a barra de paragem 2,16 s após o início do verde. Este tempo é comparado com o obtido por simulação, sendo que, neste caso, é realizada com o modelo não simplificado, (rever Figura 4.10), para as seguintes condições: 10000 veículos dos quais 500 veículos pretendem efetuar viragem à direita, com uma duração de 60 minutos. O ciclo simulado é de 90 s, com um período de 30 s de verde e 3 s de amarelo. Nesta simulação os veículos que ocupam a primeira posição da fila demoram, em média, 2,79 s, a atravessar a linha de paragem. Apesar de este valor se aproximar do observado, efetuou-se uma correção direta ao valor *default* de 1,60 s, definindo um novo *tempo de reação em semáforos* de 1,30 s,

resultando o novo valor médio em 2,52 s, mais aproximado dos dados observados. Este ajustamento, não sendo perfeito, será melhorado pela calibração posterior do *tempo de reação* e *tempo de reação do veículo parado*.

Os dados observados permitem uma análise de intervalos entre veículos, quando a corrente de tráfego a que pertencem recebe sinal verde, baseada no registo de passagem dos veículos na barra de paragem, representando esse intervalo (*headway* na terminologia anglo-saxónica) o tempo decorrido entre os instantes de passagem dos para-choques dianteiros de dois veículos consecutivos na secção de referência.

O gráfico *box-plot* apresentado na figura seguinte permite esclarecer se a corrente semaforizada selecionada segue a tendência descrita pelo HCM.

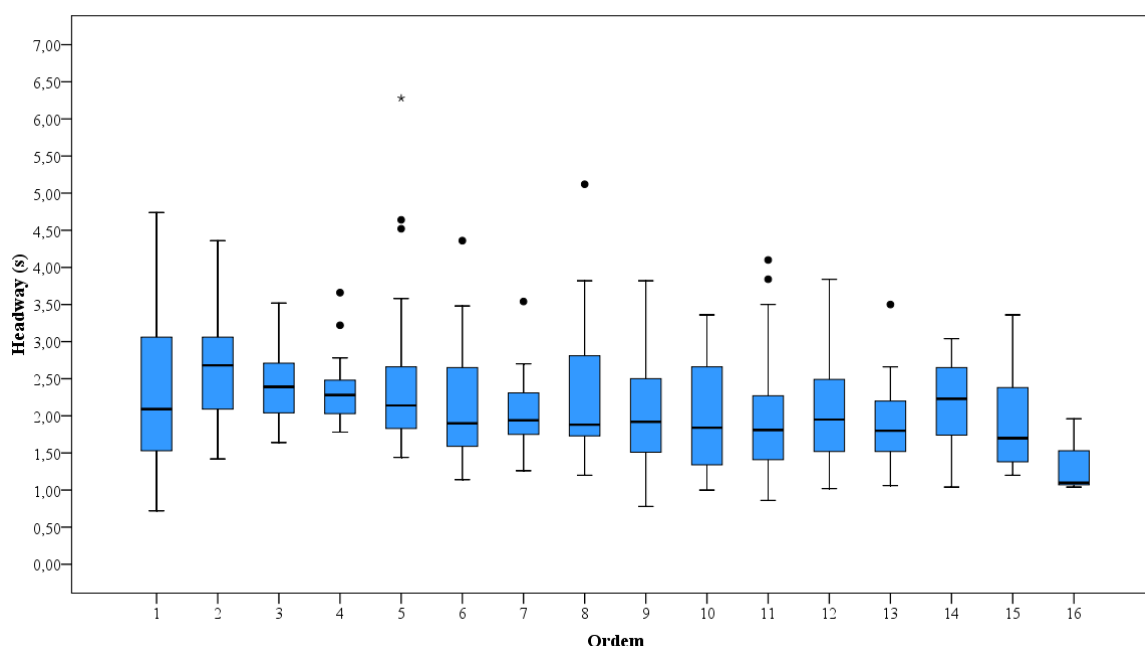


Figura 5.7 – Intervalo entre veículos, via esquerda

Na figura anterior, onde se detalham os intervalos entre veículos na via esquerda da corrente de tráfego, observa-se que o primeiro *headway* não apresenta o valor mais elevado não existindo um comportamento semelhante ao descrito no HCM.

A mesma análise foi efetuada para as duas vias restantes (central e direita), nos *box-plots* apresentados nas figuras subsequentes.

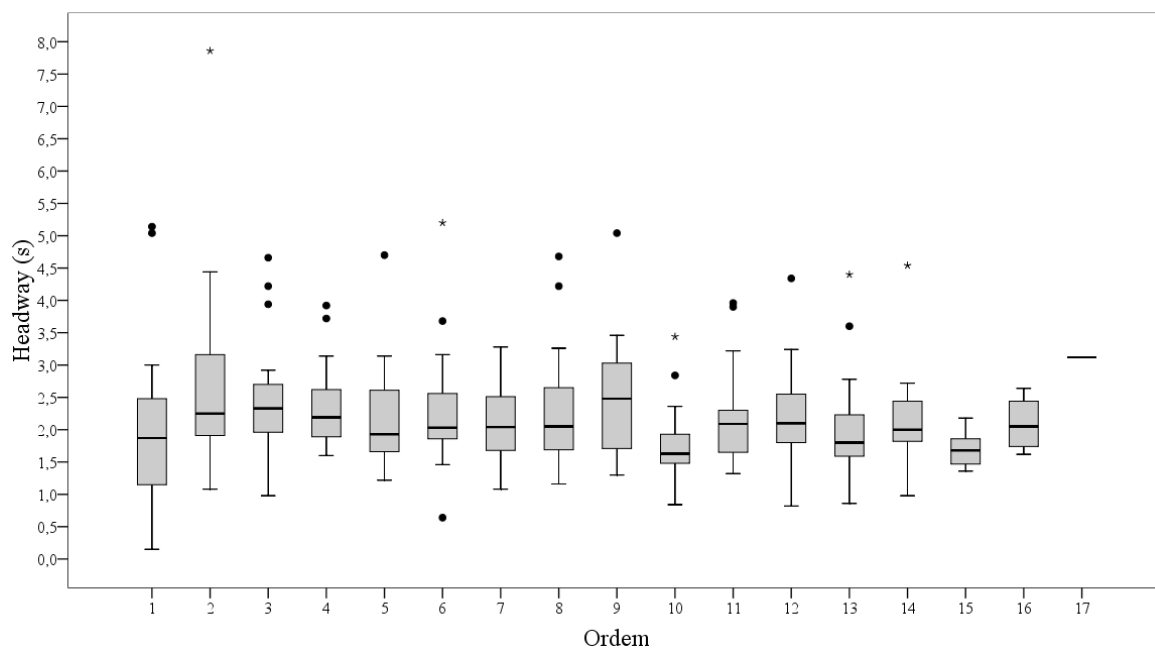


Figura 5.8 – Intervalo entre veículos, via central

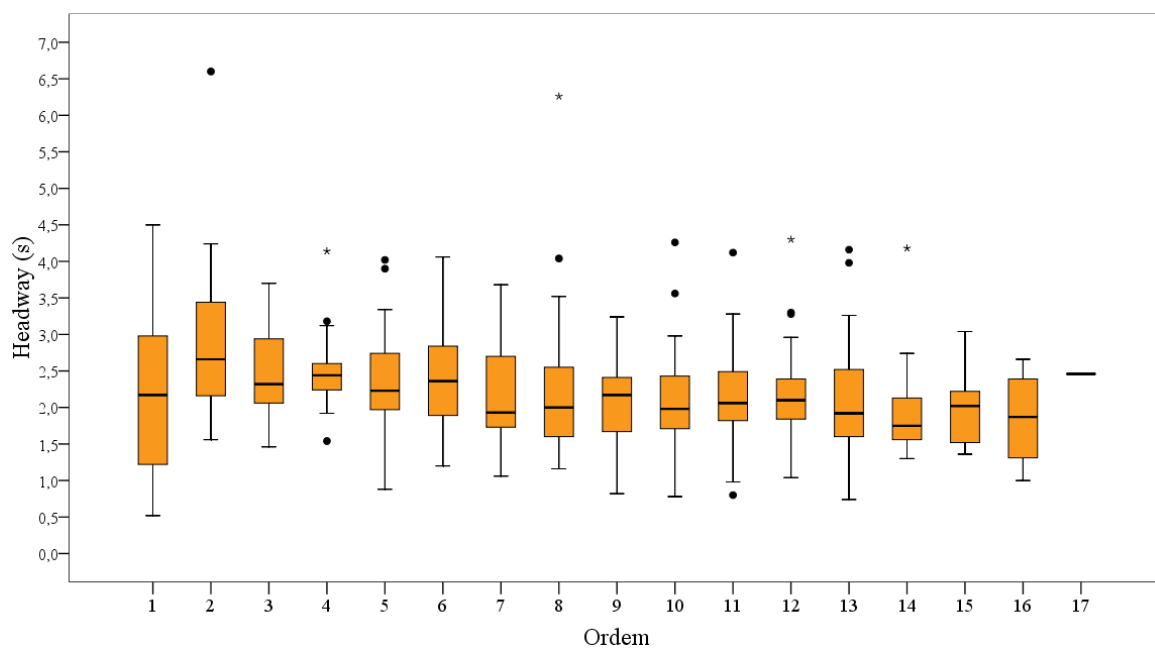


Figura 5.9 – Intervalo entre veículos, via direita

O primeiro *headway* não é superior para qualquer das vias, divergindo os dados observados da distribuição concetual prevista no HCM, facto que pode ser explicado pela impaciência dos condutores. Como anteriormente referido, todos os ciclos observados apresentaram procura máxima, pelo que os condutores apresentam um grau de atenção mais elevado ao sinal verde. De uma forma geral os intervalos entre veículos, após passagem do veículo na quinta posição da fila de espera, não apresentam tendência de estabilização.

Os *outliers* e extremos observados foram mantidos na análise por representarem a variabilidade inerente dos elementos da amostra estudada, neste caso veículos. De referir que a generalidade destes valores está ligada à passagem de veículos com maiores dimensões (*e.g.*, veículos pesados, autocarros) e à distração momentânea de alguns condutores.

Outro parâmetro importante na análise da corrente semaforizada através de simulação, que pode exercer alguma influência na sua capacidade designa-se *proporção de vermelho (PV)*. Este parâmetro representa a proporção do tempo de sinal amarelo que os condutores virtuais consideram vermelho. Por exemplo, quando a *proporção de vermelho* é definida em 60% os veículos consideram 40% do tempo de amarelo como verde, como representado na figura seguinte.

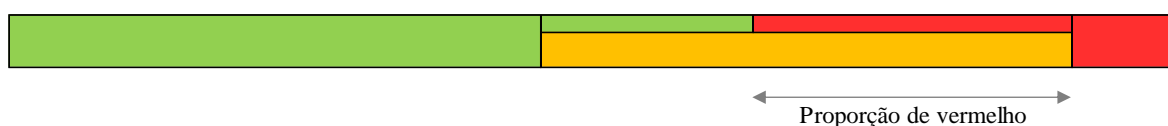


Figura 5.10 – Proporção de vermelho, adaptado de Aimsun (2015a)

Para averiguar se este parâmetro pode ser definido diretamente, dispensando calibração, compararam-se os dados observados com os resultantes de simulação (nas condições descritas na análise respeitante à distribuição de intervalos).

Nas observações verificou-se que em média passam 1,65 veículos por ciclo e por via no período posterior ao sinal amarelo (incluindo os veículos que efetuaram a sua passagem após o sinal vermelho). O Aimsun apresenta como predefinição para *PV* o valor de 50%, assim realizaram-se simulações para detetar que valor *PV* no simulador melhor retratava os dados observados. A informação referente às simulações efetuadas sintetiza-se no quadro seguinte, onde a última coluna representa a média de veículos que nos 40 ciclos simulados, utiliza o período de amarelo e de vermelho (A+V).

Quadro 5.4 – Proporção de vermelho, simulação

Proporção de vermelho	Q (3 vias) (veíc./h)	Q (1 via) (veíc./h)	Veíc./Ciclo (por via)	Veículos/(Período A+V)
0	2113	704,33	17,61	1,66
10	2100	700,00	17,50	1,55
20	2074	691,33	17,28	1,33
30	2074	691,33	17,28	1,33
40	2037	679,00	16,98	1,03
50	2025	675,00	16,88	0,93
60	1986	662,00	16,55	0,60
70	1988	662,67	16,57	0,62
80	1930	643,33	16,08	0,13
90	1943	647,67	16,19	0,24
100	1914	638,00	15,95	0,00

Graficamente, a percepção da influência da proporção de vermelho nas passagens de veículos é mais evidente, como se observa na figura seguinte.

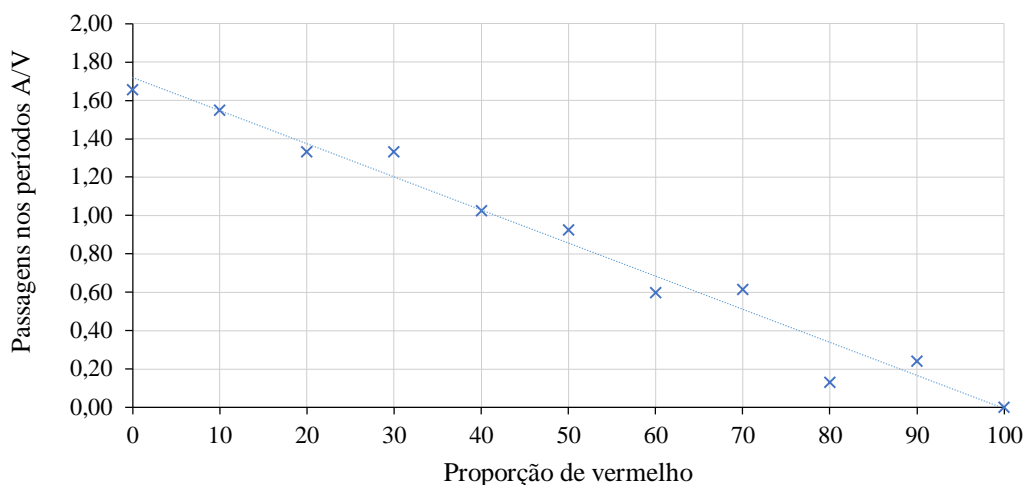


Figura 5.11 – Passagens de veículos no período A/V

A predefinição de 50% do Aimsun subestima a capacidade da corrente semaforizada a estudo pelo que se opta por atribuir diretamente uma *proporção de vermelho* de 0%, proporção que devolve um valor muito aproximado ao observado: 1,65 veículos por ciclo e por via. Esta escolha encontra ainda justificação no nível de congestionamento elevado da interseção que promove o aproveitamento de todo o tempo disponível por parte dos condutores.

5.2 Otimização sequencial

A disponibilidade de técnicas computacionais mais poderosas faz com que o recurso a procedimentos simultâneos se apresente mais atraente. O recurso a algoritmos genéticos tem atraído investigadores da área de tráfego, enquanto ferramentas privilegiadas de calibração, consistindo na sua essência na descoberta de soluções aproximadas de problemas não lineares com base na teoria darwinista de evolução natural, na sua vertente “*survival of the fittest*”, expressão de Herbert Spencer (1896).

Este método de otimização revela-se particularmente vantajoso quando a formulação do problema indica um número vasto de parâmetros envolvidos no fenómeno que se pretende estudar, sendo que a vertente meta-heurística dos algoritmos genéticos permite a obtenção da melhor solução conhecida.

Em (Haupt e Haupt, 2004) é categorizada a estrutura dos algoritmos de otimização de acordo com seis ramos não mutuamente exclusivos, como se observa na figura seguinte.



Figura 5.12 – Categorias de algoritmos de otimização, adaptado de Haupt e Haupt (2004)

Serve a categorização descrita para enquadrar o algoritmo aplicado na presente dissertação nos seis ramos descritos:

1. Em contraste com o seguimento de um procedimento tentativa erro, o algoritmo faz uso de uma função *fitness* (*i.e.*, uma função que avalia os indivíduos e transporta para a geração seguinte os mais aptos);
2. Neste caso, o algoritmo genético vai otimizar o resultado de múltiplas variáveis (parâmetros) podendo designar-se de multidimensional;
3. Trata-se de um procedimento de otimização estático, cujos resultados são independentes do tempo;
4. Tanto as variáveis dependentes (sujeitas a avaliação da função *fitness*), como os parâmetros a calibrar enquadram-se na categoria de variáveis contínuas;
5. O algoritmo tem na sua formulação impostas limitações aos valores limite dos parâmetros, considerando-se por esse motivo de análise restringida;
6. O objetivo do algoritmo empregue é o de encontrar o resultado ótimo, neste caso, o valor mínimo do índice do critério de precisão selecionado (*e.g.* *RMSE*: raiz quadrada do erro quadrático médio), com base em valores aleatoriamente selecionados. Neste caso, a gama é definida mas não são indicados os valores de partida.

A estrutura de otimização foi implementada em MATLAB (MathWorks, 2005) recorrendo ao algoritmo genético (AG) pré-definido na extensão de otimização (*optimization toolbox*). O algoritmo começa com a geração de uma população inicial, 10 indivíduos, correspondente a seis parâmetros para a análise da entrada da rotunda e quatro para a análise da entrada semaforizada. Para cada indivíduo, é gerado um *script* Python que modifica os respetivos parâmetros no Aimsun, simula o modelo em modo de consola e escreve os resultados num ficheiro de texto. Esses resultados são lidos pelo MATLAB que os compara com as observações para calcular a correspondente qualidade de ajuste. Concluída a avaliação de todos os indivíduos o AG gera uma nova população: para além dos descendentes “elite”, que correspondem aos indivíduos que na geração anterior obtiveram o melhor desempenho, o

algoritmo cria descendentes resultantes da combinação de elementos dos vetores de pares de indivíduos, e mutantes, aplicando variações aleatórias a indivíduos isolados (Vasconcelos, 2014). O processo de otimização pode ser esquematizado como o exposto na figura seguinte.

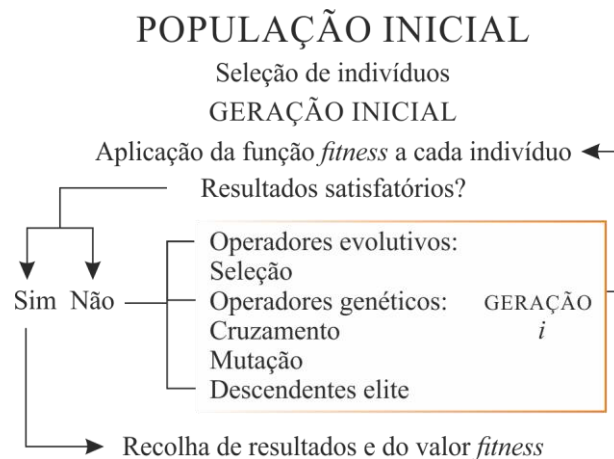


Figura 5.13 – Processo de otimização

Definidos os indivíduos da primeira geração, caso não se verifique a aproximação desejada à função de ajustamento, o operador evolutivo *seleção* elege os potenciais pares de indivíduos (aos quais são aplicados os operadores genéticos) e os indivíduos “elite” (que transitam para a geração seguinte). Cada geração corresponde a uma iteração do algoritmo genético. O operador genético *cruzamento* permite a combinação de dois indivíduos para a geração de um novo, o operador *mutação* refere-se à alteração aleatória das características de um indivíduo para criar um novo indivíduo.

As vantagens da aplicação de algoritmos genéticos são exponenciadas pela diversidade de variáveis envolvidas, permitindo a obtenção de várias soluções, trabalhando com dados numéricos, experimentais e funções analíticas, variáveis discretas ou contínuas. Contudo, em análises mais simples tornam-se morosos, recomendando-se, nesse caso, o recurso a métodos de otimização híbridos ou estritamente analíticos (Vasconcelos *et al.*, 2014a).

Na sua essência, o problema de calibração foi formulado de acordo com a seguinte estrutura (Barceló, 2010):

$$\min_{\beta} f(M_{\text{obs}}, M_{\text{sim}})$$

$$\text{s.a. } L_i < \beta_i < U_i, \quad i = 1, 2, \dots, n$$

onde f é a função de ajustamento que mede a discrepância entre as grandezas observadas e simuladas, M_{obs} e M_{sim} , cujos argumentos são os componentes do vetor β , cada um limitado inferior e superiormente por L_i e U_i , respetivamente.

Esta estrutura tem de ser acompanhada da definição da função de ajustamento que melhor sirva o objetivo e da escolha criteriosa dos limites a aplicar. Assim essas considerações serão individualmente efetuadas aos dois casos em estudo nos pontos subsequentes.

5.2.1 Rotunda

O objetivo da calibração do modelo de microsimulação definido para a entrada oeste da rotunda de Nelas, foi perceber até que ponto o ajuste de certos parâmetros permitiria replicar a densidade observada na entrada ao longo do período de simulação. A *densidade* foi definida como indicador de desempenho porque permite aferir a sua capacidade, indicando o número de veículos por extensão de via (veíc./km). A escolha dos parâmetros sujeitos a calibração deve-se à sua importância e influência generalizada nos submodelos comportamentais inerentes ao *software*, influência essa já justificada no ponto 0, referente à respetiva análise de sensibilidade. Assim, foram alvo de calibração: a *aceleração máxima* (a), o *espaçamento mínimo entre veículos* (s), o *give-way time* (GWT), o *tempo de reação* (RT), o *fator de tempo de reação do veículo parado* ($RTSF$) e o parâmetro *speed acceptance* (SA).

O parâmetro $RTSF$ corresponde à relação entre o *tempo de reação em stop* e o *tempo de reação*.

Os limites dos parâmetros foram definidos (com ajustes pontuais) de forma semelhante aos da análise de sensibilidade, seguindo a calibração dos parâmetros selecionados para a análise da densidade na entrada da rotunda a formulação com a seguinte estrutura:

$$\begin{aligned} & \min_{a,s,GWT,RT,RTSF,SA} f(M_{obs}, M_{sim}) \\ \text{s.a.} \quad & 1 < a < 5 \text{ m/s}^2, \\ & 0,5 < s < 5 \text{ m}, \\ & 0 < GWT < 30 \text{ s}, \\ & 0,5 < RT < 1,5 \text{ s}, \\ & 1 < RTSF < 3, \\ & 0,9 < SA < 1,7 \end{aligned}$$

Para estimar estes parâmetros implementou-se um procedimento de otimização em MATLAB, baseado num algoritmo genético, em que se definiu como função objetivo a minimização das diferenças entre a série temporal da densidade observada e a simulada, em intervalos de um minuto. Para determinar a qualidade do ajustamento, optou-se pelo indicador de ajuste estatístico raiz quadrada do erro quadrático médio ($RMSE$), calculado de acordo com a expressão:

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^n (X_{obs,t} - X_{sim,t})^2}{n}} \quad (5.2)$$

onde $RMSE$ é a raiz quadrada do erro quadrático médio, e $X_{obs,t} - X_{sim,t}$ representa o erro de previsão no período t : diferença entre o valor das observações e o valor simulado no período t , e n é o número total de períodos. Para cada período este indicador devolve a distância, medida na vertical, da série observada à simulada, sendo que o indicador apresenta as mesmas unidades do eixo vertical, neste caso (veíc./km) unidade da densidade, devolvendo a variabilidade média entre os dois perfis.

Assim, após 73 gerações e aproximadamente 2 horas de cálculo, o algoritmo devolveu a solução ótima quando se verificou uma das condições de paragem predefinidas no MATLAB (50 gerações sem melhoria do valor da função de ajustamento). Na figura seguinte é possível observar a tendência de convergência do algoritmo genético.

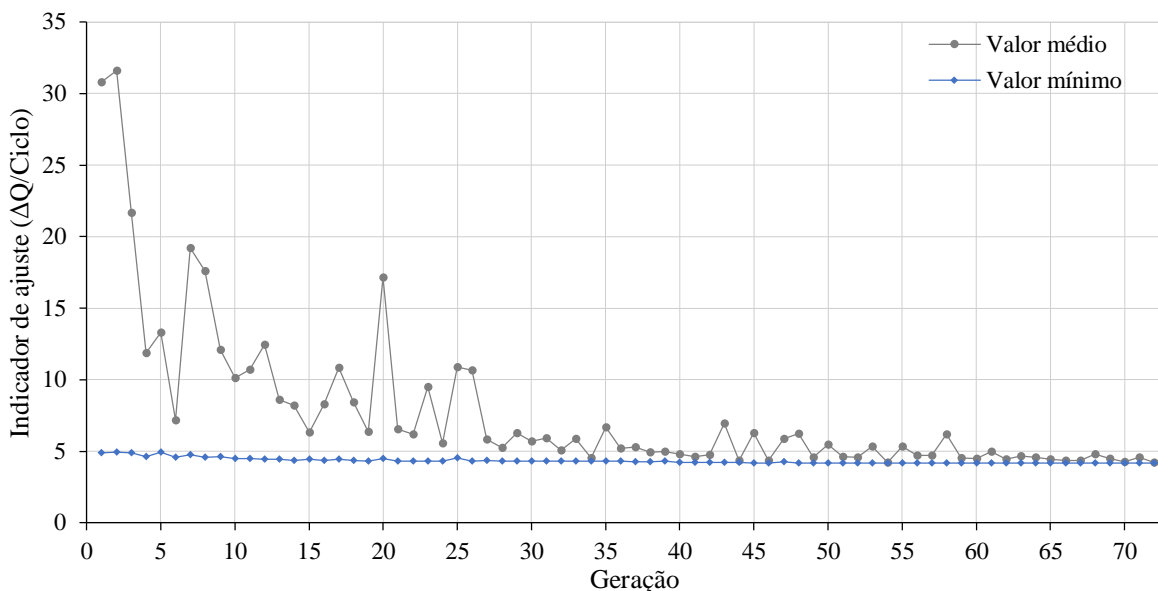


Figura 5.14 – Representação da convergência do indicador de ajuste

As séries representadas correspondem respetivamente ao valor médio de $RMSE$ e ao seu mínimo, considerado como solução ótima em cada geração. Os valores médios tendem para os valores mínimos no decurso da otimização. Os parâmetros considerados “ótimos” obtidos resumem-se no quadro seguinte, assim como o respetivo valor do indicador de ajuste.

Quadro 5.5 – Resultados da otimização (entrada da rotunda)

a	s	GWT	RT	$RTSF$	SA	$RMSE$
2,433 m/s ²	0,937 m	2,042 s	0,581 s	1,584	0,977	4,1729

Assim, resultando no valor de 4,17 de $RMSE$, o processo de otimização permitiu a obtenção de valores para estes seis parâmetros selecionados que conduzem a uma aproximação muito satisfatória da densidade observada, como se visualiza na figura seguinte.

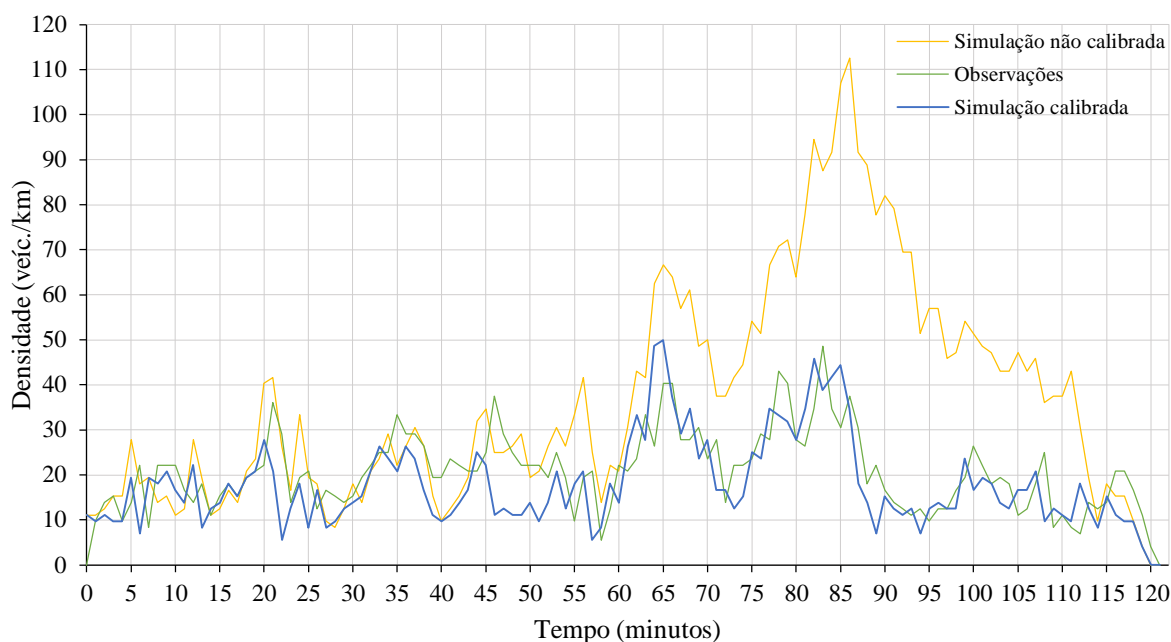


Figura 5.15 – Séries temporais da densidade (observações, simulação não calibrada, simulação calibrada)

Da observação da figura anterior, destaca-se a grande diferença em termos de aproximação aos dados observados entre a simulação com os parâmetros calibrados e a simulação sem qualquer calibração, sendo por isso prova da importância da calibração e validando o processo de otimização utilizado.

Podem ser retiradas diversas ilações acerca dos valores obtidos para os parâmetros que foram sujeitos a calibração, como a de que o valor da aceleração máxima apresenta um valor elevado.

Em Vasconcelos *et al.* (2014b), são obtidos valores típicos da aceleração para diferentes tipos de vias, medidos diretamente com um veículo instrumentado (valores médios de 1,8 e 1,7 m/s^2 em vias coletoras e distribuidoras, respetivamente). Foram também realizadas considerações acerca de dois perfis de aceleração correspondentes a um caso extremo (aceleração agressiva, $a = 2.7 m/s^2$) e confortável ($a = 1.5 m/s^2$), podendo no presente caso extrapolar-se que um valor de aceleração realista rondaria os 1,5 – 2,4 m/s^2 em média (tendo em consideração de que se trata de uma interseção congestionada).

Todas as conclusões individualizadas por parâmetro teriam de se basear na assunção de que os valores dos parâmetros resultantes do processo de otimização são diretamente comparáveis com os que resultariam de observações e medições detalhadas de cada um deles. Contudo, deve salvaguardar-se que estas ilações poderão não ser corretas pois o processo de otimização aplicado apenas restringe os parâmetros com base nas limitações que lhe são impostas, podendo o melhor valor de resultado (*RMSE* mínimo), corresponder a valores de parâmetros completamente irrealistas. Caso fossem impostas restrições muito mais rigorosas, o valor do *RMSE* poderia não ser tão razoável. Assim, procedeu-se a um novo processo de otimização com limites mais restritivos, nomeadamente o da aceleração máxima.

Assim, a nova calibração dos parâmetros selecionados para a nova análise da densidade na entrada da rotunda seguiu a formulação com a seguinte estrutura:

$$\min_{a,s,GWT,RT,RTSF,SA} f(M_{obs}, M_{sim})$$

s.a. $1 < a < 2,7 \text{ m/s}^2$,
 $0,5 < s < 2 \text{ m}$,
 $0 < GWT < 5 \text{ s}$,
 $0,5 < RT < 1 \text{ s}$,
 $1 < RTSF < 2$,
 $0,9 < SA < 1,2$

Os parâmetros considerados “ótimos” obtidos resumem-se no quadro seguinte, assim como o respetivo valor do indicador de ajuste.

Quadro 5.6 – Resultados da otimização (limites alterados)

<i>a</i>	<i>s</i>	<i>GWT</i>	<i>RT</i>	<i>RTSF</i>	<i>SA</i>	<i>RMSE</i>
1,922 m/s ²	0,672 m	0,738 s	0,565 s	1,232	0,904	3,8398

Constata-se que a otimização com os novos limites para os parâmetros conduzem a um valor de *RMSE* menor correspondente a um melhor ajustamento das observações à simulação. Neste caso, o valor da aceleração é mais razoável, contudo o valor do espaçamento entre veículos é menor comparativamente à otimização anterior, assim como o valor do *GWT*, *tempo de reação RT*, *RTSF* e do parâmetro *speed acceptance*. Ou seja, a introdução de limites mais rigorosos, para as gamas de valores de parâmetros consideradas mais adequadas à análise em estudo podem devolver parâmetros “ótimos” desenquadrados da realidade, sendo incorreta a análise qualitativa individualizada de cada parâmetro obtido.

Importa por isso reter que os parâmetros obtidos pelo processo de otimização devem apresentar valores considerados razoáveis, (como é o caso da primeira otimização realizada) e paralelamente minimizar as diferenças entre as observações e a simulação.

5.2.2 Interseção semaforizada

O objetivo da calibração do modelo de microssimulação definido para a entrada semaforizada este da rotunda da Casa do Sal em Coimbra, foi perceber até que ponto o ajuste de certos parâmetros permitiria replicar a capacidade observada na entrada.

Partindo da seleção primária de parâmetros a calibrar através de otimização sequencial, análise de sensibilidade e do ajuste direto efetuado aos parâmetros *proporção de vermelho (PV)* e *tempo de reação em semáforos (RTTL)*, serão alvo de otimização os seguintes parâmetros: *aceleração*

máxima, distância mínima entre veículos, tempo de reação e fator do tempo de reação do veículo parado.

A calibração dos parâmetros selecionados para a análise da capacidade da entrada semaforizada foi formulada de acordo com a seguinte estrutura:

$$\begin{aligned} & \min_{a,s,RT,RTSF} f(M_{obs}, M_{sim}) \\ \text{s.a.} \quad & 1 < a < 5 \text{ m/s}^2, \\ & 0,5 < s < 5 \text{ m}, \\ & 0,5 < RT < 1,5 \text{ s}, \\ & 1 < RTSF < 3 \end{aligned}$$

Os parâmetros considerados “ótimos” obtidos resumem-se no quadro seguinte, assim como o respectivo valor do indicador de ajuste.

Quadro 5.7 – Resultados da otimização (entrada semaforizada)

a	s	RT	$RTSF$	$RMSE$
2.340 m/s ²	0,940 m	0,994 s	1,669	0,0088

O valor do indicador de ajuste revela um ajuste ótimo entre os valores observados e os obtidos após calibração. Trata-se de uma análise mais “simples” do que a efetuada a respeito da entrada da rotunda, envolvendo um número menor de parâmetros onde a aproximação da capacidade enquanto número de veículos que partem por ciclo pode ser considerada excelente, mais uma vez evidenciando a importância do processo de otimização aplicado e validando os seus resultados. O valor da capacidade obtido por otimização para a corrente semaforizada foi de 47,54 veíc./ciclo, coincidente com o valor resultante das observações.

Importa agora analisar a discrepância entre os parâmetros obtidos através da otimização para os dois casos em estudo, sendo que foram calibrados tanto para a entrada da rotunda como para a entrada semaforizada os seguintes parâmetros: *aceleração máxima, espaçamento mínimo entre veículos, tempo de reação* e o *RTSF*. No quadro seguinte apresentam-se os resultados dos parâmetros comuns às duas situações:

Quadro 5.8 – Comparação dos parâmetros comuns: entrada semaforizada e entrada da rotunda

	a	s	RT	$RTSF$
Entrada semaforizada	2.340 m/s ²	0,940 m	0,994 s	1,669
Entrada da rotunda	2.433 m/s ²	0,937 m	0,581 s	1,584

Apesar de alguns parâmetros exibirem valores muito semelhantes, as diferenças que apresentam podem condicionar a viabilidade da adoção dos parâmetros obtidos para a entrada da rotunda na análise da entrada semaforizada. Assim, recorreu-se a um *script* que permite obter o valor

do *RMSE* e da capacidade da entrada semaforizada, para parâmetros específicos, resultando a adoção dos parâmetros da entrada da rotunda para a análise da entrada semaforizada, num *RMSE* de 72,41, correspondente a uma capacidade de 74,41 veíc./ciclo, completamente desfasada do valor real.

Esta verificação permite clarificar que ambas as otimizações, entrada da rotunda e corrente semaforizada devolvem parâmetros ótimos que são aplicáveis apenas à sua localização específica, evidenciando a falta de representatividade do comportamento geral dos condutores, que claramente não varia de forma drástica entre os dois tipos de interseção.

5.3 Considerações finais

A fase de calibração apresenta uma importância elevada para o caso da microssimulação onde o elevado nível de incerteza do sistema modelado é combinado com um grande número de parâmetros comportamentais do sistema veículo-condutor, devendo integrar uma seleção de parâmetros prévia, preferencialmente justificada através de uma análise de sensibilidade. A análise de sensibilidade efetuada baseou-se na construção de um modelo simples que reflete as condições base características dos presentes casos de estudo: entrada de rotunda e entrada semaforizada. Outro dos objetivos da análise de sensibilidade foi a identificação das gamas de variação a adotar no procedimento de otimização. Para o presente estudo, foram selecionados oito parâmetros, relacionados com os submodelos comportamentais, *car-following*, *lane-changing* e *gap-acceptance*: *aceleração máxima*, *desaceleração normal*, *intervalo mínimo entre veículos*, *give-way time*, *speed acceptance*, *tempo de reação*, *tempo de reação do veículo parado* e *tempo de reação em semáforos*.

Dos parâmetros citados foram selecionados seis para calibração por otimização para estudo da entrada da rotunda de Nelas e quatro para calibração por otimização da entrada semaforizada da rotunda da Casa do Sal. Para a entrada semaforizada foi adicionalmente efetuado um ajuste a dois parâmetros: *proporção de vermelho* e *tempo de reação em semáforos*, baseado em análises complementares efetuadas.

A estrutura de otimização foi implementada em MATLAB recorrendo ao algoritmo genético (AG) pré-definido na extensão de otimização.

O objetivo da calibração do modelo de microssimulação definido para a entrada oeste da rotunda de Nelas, foi perceber até que ponto o ajuste de certos parâmetros permitiria replicar a densidade observada na entrada, tendo-se obtido um valor de *RMSE* muito aceitável, que se traduz numa boa aproximação dos dados observados aos resultantes de simulação.

O objetivo da calibração do modelo de microssimulação definido para a entrada semaforizada este da rotunda da Casa do Sal em Coimbra, foi perceber até que ponto o ajuste de certos parâmetros permitiria replicar a capacidade observada na entrada. Neste caso, o valor do indicador de ajuste revelou um ajuste ótimo entre os valores observados e os obtidos após calibração. Destaca-se ainda a diferença em termos de aproximação aos dados observados entre

a simulação com os parâmetros calibrados e a simulação sem qualquer calibração, constituindo prova da importância desta fase de ajuste.

Para os dois casos, todo o processo de calibração, com recurso a otimização através de algoritmos genéticos é completamente validado e adequado para a análise de indicadores de desempenho das interseções urbanas específicas, revelando-se contudo pouco robusto na medida que os seus parâmetros não devem ser transpostos e considerados válidos para interseções distintas, tendo sido comprovada a falta de representatividade geral dos resultados obtidos pelo processo de otimização aplicado.

6 Conclusões gerais e desenvolvimentos futuros

6.1 Síntese e conclusões gerais

Nos pontos seguintes sumariza-se o trabalho desenvolvido e apresentam-se as principais conclusões, as quais sintetizam as conclusões mais específicas apresentadas em cada capítulo.

Capítulo 2

Efetuuou-se uma pesquisa bibliográfica sobre modelos de distribuição de chegadas, exponencial negativa, exponencial deslocada e Cowan M3 da qual se retiram as conclusões:

- A distribuição exponencial negativa parte de simplificações que conduz à previsão de intervalos irrealisticamente pequenos e não descreve a existência de pelotões. Apesar de muito utilizada deve ser considerada apenas em condições de fluxos de tráfego moderados e em aplicações que não sejam sensíveis às suas limitações. A distribuição exponencial deslocada colmata a limitação da estimação de intervalos muito curtos através da introdução de um parâmetro de localização, que representa um intervalo mínimo entre veículos.
- O modelo Cowan M3 é, dos modelos estudados, o mais realístico estabelecendo que a distribuição de veículos tem duas componentes: circulação em condições livres e circulação em pelotão, aproximando-se mais esta distribuição às condições reais de circulação.

Neste capítulo, definiram-se os parâmetros de aceitação: intervalo crítico e intervalo complementar; a forma com que os intervalos disponibilizados na corrente prioritária são aproveitados é descrita através de uma função de aceitação, que aplica os valores dos intervalos de aceitação referidos. Sendo que os resultados são praticamente idênticos para as duas funções

de aceitação estudadas, linear ou em escada, dá-se preferência ao recurso à função escada por não envolver aproximações.

Foi ainda efetuada uma análise às formulações de Siegloch e Hagring para a determinação da capacidade. O modelo de Siegloch, utilizando a distribuição exponencial enquanto modelo de chegadas, transporta todas as suas limitações. Este modelo é insensível ao número de vias de circulação da rotunda (circulação no anel e ramos de entrada), tornando-se desadequado à análise de geometrias distintas da rotunda 1×1 . O modelo de Hagring integra na sua formulação o modelo de chegadas Cowan M3, que enquanto distribuição dicotómica reflete melhor o comportamento de circulação dos veículos e conseqüentemente conduz a valores realistas da capacidade. Sendo os seus resultados dependentes do número de vias de circulação e da distribuição do tráfego de entrada, são especialmente importantes as particularizações desta fórmula aos casos de uma e duas vias conflituantes.

O cálculo da capacidade de uma entrada regulada por sinalização luminosa foi estudado de acordo com um modelo determinístico, tendo-se destacado a estimação do fluxo de saturação através de fórmulas empíricas ou de medições no local. O método baseado em observações será claramente mais rigoroso, permitindo ainda a obtenção do tempo perdido no arranque e do tempo adicional de passagem, indicadores importantes na capacidade da interseção.

Foi ainda dado destaque ao cálculo de alguns indicadores de desempenho como o grau de saturação, demoras e capacidade de reserva complementares ao estudo da capacidade.

Capítulo 3

Neste capítulo são definidos os princípios gerais do simulador utilizado Aimsun cujo objetivo é a simulação de redes de tráfego urbanas e interurbanas, através da construção do respetivo modelo e a sua posterior aplicação enquanto ferramenta de avaliação. O desenvolvimento do modelo de microssimulação envolve um processo iterativo: construção, verificação, calibração e validação, análise dos resultados obtidos. O comportamento de cada veículo é continuamente modelado ao longo da simulação de acordo com vários modelos comportamentais (*car-following*, *lane-changing*, *gap-acceptance*). Todos estes modelos foram alvo de uma análise mais detalhada acerca da sua incorporação no *software*.

Capítulo 4

Neste capítulo foram efetuadas diversas análises comparativas entre os modelos analíticos e de simulação, sintetizando-se as principais ilações retiradas, individualizadas por análise, nos pontos seguintes:

- Influência do tráfego conflituante na capacidade da entrada da rotunda: A via de entrada da direita apresenta uma capacidade ligeiramente superior à da via de entrada esquerda para os dois modelos. Os valores de capacidade não apresentam diferenças acentuadas entre modelos, sendo que a escolha mais criteriosa dos parâmetros de aceitação e a eventual

calibração dos parâmetros comportamentais aplicados no modelo de simulação as poderiam atenuar.

- Influência da repartição do tráfego de chegada na capacidade da entrada da rotunda: Para casos extremos de repartição, o modelo analítico (Hagring) devolve valores da capacidade inferiores aos obtidos por simulação, pois nesse caso, considera que todos os veículos apenas utilizam uma das vias; para as restantes repartições estudadas, o modelo de Hagring prevê a utilização em pleno das duas vias de entrada.
- Influência da repartição do tráfego conflituante na capacidade da entrada da rotunda: A repartição equilibrada do tráfego conflituante pelas duas vias de circulação do anel conduz à capacidade máxima da entrada nos dois modelos.

Em relação à capacidade da entrada semaforizada foi estudada a obtenção do fluxo de saturação de acordo com dois modelos (estimação analítica e medições locais), indispensável ao cálculo da capacidade. Privilegiou-se o seu cálculo através do modelo assente em medições no local que permitiu ainda estimar o tempo perdido no arranque e do tempo adicional de passagem, essenciais à determinação do parâmetro período de verde útil, preponderante na formulação da capacidade.

A respeito da entrada semaforizada foi efetuada ainda a avaliação do efeito do tempo de verde na capacidade, com base no modelo determinístico (adaptado à existência de uma via curta) e no modelo de microssimulação, concluindo-se que ambos os modelos devolvem capacidades semelhantes, crescentes com o aumento do período de verde. A capacidade obtida por simulação foi superior para as condições estabelecidas.

Capítulo 5

Pretendeu-se evidenciar a importância da calibração, enquanto etapa de ajuste dos parâmetros do modelo de microssimulação aplicado à análise de interseções urbanas. A estrutura de otimização foi implementada em MATLAB recorrendo ao algoritmo genético pré-definido na extensão de otimização, e tendo por base os resultados de uma análise de sensibilidade. Concluiu-se que:

- Para os dois casos estudados, análise da entrada da rotunda e da corrente semaforizada, todo o processo de calibração, com recurso a otimização através de algoritmos genéticos é validado e adequado para a análise de indicadores de desempenho das interseções urbanas específicas.
- A aproximação do modelo simulado calibrado aos dados observados é claramente melhor do que a do modelo sem qualquer calibração de parâmetros, evidenciando a importância desta fase de modelação.
- O processo de calibração desenvolvido revelou-se pouco robusto, sendo que os parâmetros obtidos não devem ser transpostos e considerados válidos para o estudo de uma interseção distinta.

- Os resultados obtidos pelo algoritmo genético são sensíveis a pequenas alterações, tendo-se verificado que o conjunto dos parâmetros “ótimos” conduzem a indicadores de ajuste baixos, no entanto alterações pontuais a um dos parâmetros em específico pode condicionar a obtenção de um ajuste baixo.
- Foi comprovada a falta de representatividade geral dos resultados obtidos pelo processo de otimização aplicado, através da aplicação dos valores dos parâmetros obtidos na análise da entrada da rotunda à análise da corrente semaforizada.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Visto que as metodologias estudadas englobam uma diversidade de parâmetros, tanto nos modelos analíticos de capacidades, como nos modelos de microssimulação, esta linha de investigação oferece a possibilidade de diversos desenvolvimentos, justificando o desenvolvimento de investigação complementar.

- Aplicação do sistema de otimização a interseções com *layouts* diferentes, confirmando a aplicabilidade dos parâmetros de um determinado tipo de interseção a outras interseções do mesmo tipo;
- Aplicação do processo de otimização uma rede que englobe diversas tipologias de interseção, utilizando indicadores globais de desempenho que ponderem os resultados das várias interseções;
- Identificar metodologias simples que permitam quantificar alguns dos parâmetros mais importantes (eventualmente utilizando veículos instrumentados, outros equipamentos) e generalizar esses resultados a uma população de condutores.

Finalmente, e atendendo à cada vez mais importante necessidade de compatibilizar a circulação motorizada com os modos suaves, seria importante desenvolver metodologias que permitam refletir, de modo realista, o efeito dos peões e dos ciclistas na capacidade das interseções.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2011). *A policy on geometric design of highways and streets*. 6th Edition, Washington, D.C., American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Aimsun. (2015). *Aimsun Version 8 User's manual*. TSS - Transport Simulation Systems, Barcelona, Spain.
- Aimsun. (2015a). *Aimsun 8 Dynamic Simulators User's manual*. TSS - Transport Simulation Systems, Barcelona, Spain.
- Akçelik, R. (2003). *A roundabout case study comparing capacity estimates from alternative analytical models*. 2nd Urban Street Symposium, Anaheim, California, USA, pp. 28-30.
- Akçelik, R., Troutbeck, R. (1991). *Implementation of the Australian roundabout analysis method in SIDRA*. International Symposium on Highway Capacity, Karlsruhe, Germany.
- Any, A., Roupail, N., Frey, H., Schroeder, B. (2014). *Application of AIMSUN Microsimulation Model to Estimate Emissions on Signalized Arterial Corridors*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board (2428), pp. 75-86. <http://dx.doi.org/10.3141/2428-09>.
- Barceló, J. (2010). *Fundamentals of traffic simulation*. Vol. 145. International Series in Operations Research and Management Science, Springer.
- Barceló, J., Casas, J. (2005). *Dynamic network simulation with AIMSUN*. Simulation Approaches in Transportation Analysis, Springer, pp. 57-98.
- Boxill, S. A., Yu, L. (2000). *An evaluation of traffic simulation models for supporting ITS*. Center for Transportation Training and Research, Texas Southern University, Tech. Rep., Houston.
- Chu, L., Liu, H. X., Oh, J. S., Recker, W. (2003). *A calibration procedure for microscopic traffic simulation*. Intelligent Transportation Systems. Proceedings. Vol. 2, pp. 1574-1579, IEEE. <http://dx.doi.org/10.1109/ITSC.2003.1252749>.
- Costa, A. (2008). *Manual do planeamento de acessibilidades e transportes - Correntes de tráfego*. Vol. 2. Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte.
- Costa, A., Seco, Á., Vasconcelos, A. L. (2008). *Manual do planeamento de acessibilidades e transportes - Sinais luminosos*. Vol. 7. Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte.
- Cowan, R. J. (1975). *Useful headway models*. Transportation Research, Vol. 9 (6), pp. 371-375.
- Dawson, R. F., Chimini, L. A. (1968). *The hyperlang probability distribution - A generalized traffic headway model*. Highway Research Record (244).

Dowling, R., Holland, J., Huang, A. (2002). *Guidelines for applying traffic micro simulation modeling software*. California Department of Transportation, Oakland, California, Dowling Associates.

Dowling, R., Skabardonis, A., Alexiadis, V. (2004). *Traffic analysis toolbox*. Volume III: Guidelines for applying traffic microsimulation modeling software, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

FGSV. (2002). *Handbuch fuer die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen-Strassengebundener oeffentlicher Personennahverkehr*. Strassenverkehrstechnik, Vol. 46 (5).

Figueiredo, M., Seco, Á., Silva, A. B. (2014). *Calibration of microsimulation models – The effect of calibration parameters errors in the models' performance*. 17th Meeting of the EURO Working Group on Transportation, Sevilla, Spain, Transportation Research Procedia Vol. 3. pp. 962 - 971. <http://dx.doi.org/10.1016/j.trpro.2014.10.076>.

Fisk, C. S. (1991). *Traffic performance analysis at roundabouts*. Transportation Research 25B (2-3). [http://dx.doi.org/10.1016/0191-2615\(91\)90016-C](http://dx.doi.org/10.1016/0191-2615(91)90016-C).

Gipps, P. G. (1986a). *A model for the structure of lane-changing decisions*. Transportation Research Part B: Methodological, Vol. 20 (5), pp. 403-414. [http://dx.doi.org/10.1016/0191-2615\(86\)90012-3](http://dx.doi.org/10.1016/0191-2615(86)90012-3).

Gipps, P. G. (1986b). *Multsim: A model for simulating vehicular traffic on multi-lane arterial roads*. Mathematics and Computers in Simulation, Vol. 28 (4), pp. 291-295. [http://dx.doi.org/10.1016/0378-4754\(86\)90050-9](http://dx.doi.org/10.1016/0378-4754(86)90050-9).

Gipps, P. G. (1981). *A behavioural car-following model for computer simulation*. Transportation Research Part B: Methodological, Vol. 15 (2), pp. 105-111. [http://dx.doi.org/10.1016/0191-2615\(81\)90037-0](http://dx.doi.org/10.1016/0191-2615(81)90037-0).

Hagring, O. (1998). *A further generalization of Tanner's formula*. Transportation Research Part B: Methodological, Vol. 32 (6), pp. 423-429. [http://dx.doi.org/10.1016/S0191-2615\(98\)00010-1](http://dx.doi.org/10.1016/S0191-2615(98)00010-1).

Haupt, R. L., Haupt, S. E. (2004). *Practical genetic algorithms*. John Wiley & Sons.

Hensher, D. A., Button, K. J. (2001). *Handbook of transport systems and traffic control*. 1st Edition, Vol. 3. Pergamon.

Hidas, P. (2005). *Modelling vehicle interactions in microscopic simulation of merging and weaving*. Transportation Research Part C: Emerging Technologies, Vol. 13 (1), pp. 37-62. <http://dx.doi.org/10.1016/j.trc.2004.12.003>.

Luttinen, R. (1996). *Statistical analysis of vehicle time headways*. PhD Thesis, Helsinki University of Technology.

- Luttinen, R. (1999). *Properties of Cowan's M3 headway distribution*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (1678), pp. 189-196. <http://dx.doi.org/10.3141/1678-23>.
- Macedo, J. M. (2005). *Seleção da tipologia de cruzamentos em função da procura*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto: FEUP - Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- Macedo, J. M., Benta, A. (2013). *Seleção da tipologia de uma intersecção utilizando um simulador microscópico de tráfego – Um caso de estudo*. 7º Congresso Rodoviário Português, Lisboa.
- Major, N. G., Buckley, D. J. (1962). *Entry to a traffic stream*. 1st Australian Road Research Board (ARRB) Conference, Canberra.
- MathWorks, I. (2005). *Genetic algorithm and direct search toolbox for use with MATLAB: User's guide*. MathWorks.
- Miller, A. J., Pretty, R. L. (1968). *Overtaking on two-lane rural roads, 4th ARRB Conference*. Australian Road Research Board, Victoria.
- Park, B., Qi, H. (2005). *Development and evaluation of a procedure for the calibration of simulation models*. Transport Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (1934), pp. 208-217. <http://dx.doi.org/10.3141/1934-22>.
- Rodegerdts, L. (2004). *NCHRP 3-65: Applying Roundabouts in the United States*. Committee on Highway Capacity and Quality of Service, Washington.
- Rodegerdts, L. (2007). *NCHRP Report 572: Roundabouts in the United States*. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board.
- Seco, Á., Antunes, A., Costa, A., Silva, A. B. (2008). *Manual do planeamento de acessibilidades e transportes - Princípios básicos de organização de redes viárias*. Vol. 4. Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte.
- Silva, A. B., Seco, Á. (2008). *Manual do planeamento de acessibilidades e transportes - Rotundas*. Vol. 6. Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte.
- Silva, A. B., Seco, Á., Macedo, J. (2008). *Manual do planeamento de acessibilidades e transportes - Intersecções prioritárias e de viragem à direita*. Vol. 5. Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte.
- Slinn, M., Matthews, P., Guest, P. (2005). *Traffic engineering design - Principles and practice*. 2nd Edition, Elsevier.
- Spencer, H. (1896). *The principles of biology*. D. Appleton, Vol. 1.
- Spiegelman, C., Park, E. S., Rilett, L. R. (2010). *Transportation statistics and microsimulation*. CRC Press.

Tang, D., Li, X., Jiang, Y. (2010). *Microscopic traffic simulation oriented road network data model*. 2010 2nd International Conference on Future Computer and Communication. <http://dx.doi.org/10.1109/ICFCC.2010.5497347>.

TRB. (2000). *HCM 2000: Highway Capacity Manual*. Washington, D.C., Transportation Research Board - National Research Council.

TRB. (2010). *HCM 2010: Highway Capacity Manual*. 5th Edition. Washington, D.C., Transportation Research Board - National Research Council.

Treiber, M., Kesting, A. (2013). *Traffic flow dynamics*. Traffic Flow Dynamics: Data, Models and Simulation, Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

Troutbeck, R. J. (1986). *Average delay at an unsignalized intersection with two major streams each having a dichotomized headway distribution*. Transportation Science, Vol. 20 (4), pp. 272–286. <http://dx.doi.org/10.1287/trsc.20.4.272>.

Troutbeck, R. J., Brilon, W. (1997). *Unsignalized intersection theory*. Traffic Flow Theory, TRB.

Vasconcelos, A. L. P. (2014). *Avaliação do desempenho operacional de rotundas: modelos e aplicações*. Tese de doutoramento, Universidade de Coimbra: FCTUC - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Vasconcelos, A. L. P., Silva, A. B., Seco, Á. (2014). *Capacity of normal and turbo-roundabouts - comparative analysis*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Transport 167 (TR2), pp. 88-99.

Vasconcelos, A. L. P., Seco, Á., Silva, A. B. (2014a). *Hybrid calibration of microscopic simulation models*. Computer-based Modelling and Optimization in Transportation, pp. 307-320, Springer.

Vasconcelos, A. L. P., Neto, L., Santos, S., Silva, A. B., Seco, Á. (2014b). *Calibration of the Gipps car-following model using trajectory data*. Transportation Research Procedia, Vol. 3, pp. 952-961. <http://dx.doi.org/10.1016/j.trpro.2014.10.075>.

Vasconcelos, A. L. P., Seco, Á., Silva, A. B. (2013). *A comparison of procedures to estimate critical headways at roundabouts*. PROMET - Traffic & Transportation, Vol. 25 (1), pp. 43-53.

Vasconcelos, A. L. P., Silva, A. B., Seco, Á., Silva, J. P. (2012). *Estimating the parameters of Cowan's M3 headway distribution for roundabout capacity analyses*. The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, Vol. VII (4), pp. 261-268.

APÊNDICES

Apêndice A – Dados referentes à Rotunda de Nelas, Viseu, entrada oeste

Quadro A.1 – Informações de registo

Data	03/11/2015
Início do registo	17:25
Fim do registo	19:27



Figura A.1 – Localização das câmaras de vídeo (fonte: Google Maps, 2015)



Figura A.2 – Vista da entrada oeste da rotunda de Nelas (fonte: Google Maps, 2015)

Quadro A.2 – Registos parciais da contagem de veículos

Minuto	Partida via esquerda	Partida via direita	Conflituante via interior	Conflituante via exterior	Total
1	1	3	4	2	10
2	2	10	7	6	25
3	4	8	11	6	29
4	4	13	11	4	32
5	4	8	7	8	27
6	3	8	11	7	29
7	7	13	9	3	32
8	4	11	6	4	25
9	8	13	8	3	32
10	7	10	8	7	32
11	8	10	10	3	31
12	4	13	10	4	31
13	8	12	9	5	34
14	7	15	9	2	33
15	4	11	6	4	25
16	5	10	11	1	27
17	3	11	16	6	36
18	5	7	9	5	26
19	7	11	11	5	34
20	9	8	11	3	31
21	5	12	10	7	34
22	12	11	11	2	36
23	5	13	5	3	26
24	2	16	5	1	24
25	12	12	7	6	37
26	8	9	11	5	33
27	2	13	8	4	27
28	5	11	11		27
29	5	10	13	4	32
30	4	13	8	5	30
31	4	12	13	3	32
32	3	12	5	4	24
33	3	6	15	8	32
34	6	10	10	5	31
35	4	9	13	4	30
36	9	13	10	3	35
37	6	8	13	6	33
38	7	11	13	4	35
39	4	14	7	8	33
40	3	11	7	5	26
41	4	13	8	3	28
42	5	11	12	5	33
43	9	13	11	2	35
44	13	8	12	3	36
45	10	11	10	5	36
46	3	10	9	2	24
47	8	14	9	2	33
48	9	10	10	4	33
49	7	14	11	2	34
50	2	13	10	5	30
51	4	11	13	5	33
52	5	13	11	4	33
53	5	9	15	4	33
54	10	10	17	7	44
55	6	13	13	2	34
56	3	8	8	5	24
57	5	13	14	4	36
58	1	17	11	2	31
59	2	5	8	4	19
60	4	5	17	6	32
Total Parcial	328	652	608	251	1839

Quadro A.3 – Registos parciais da contagem de veículos (continuação)

Minuto	Partida via esquerda	Partida via direita	Conflituante via interior	Conflituante via exterior	Total
61	3	15	8	1	27
62	8	10	13	4	35
63	6	9	11	6	32
64	7	8	15	5	35
65	6	6	18	5	35
66	5	9	18	4	36
67	10	11	7	4	32
68	5	9	9	5	28
69	9	16	9	1	35
70	7	8	8	7	30
71	5	11	10	7	33
72	9	14	8	3	34
73	2	13	6	5	26
74	7	12	12	3	34
75	2	12	15	4	33
76	6	9	15	6	36
77	7	10	10	6	33
78	9	11	8	6	34
79	9	10	16	2	37
80	9	11	16	3	39
81	5	7	12	6	30
82	5	7	11	8	31
83	3	10	12	4	29
84	12	11	13	3	39
85	10	11	12	6	39
86	8	9	11	7	35
87	9	12	13	4	38
88	8	13	9	7	37
89	4	12	10	3	29
90	8	10	8	7	33
91	8	14	6	5	33
92	7	11	9	4	31
93	4	12	12	5	33
94	4	10	15	4	33
95	1	11	9	5	26
96	4	13	12	6	35
97	3	10	14	5	32
98	3	11	5	2	21
99	6	10	13	2	31
100	2	11	15	7	35
101	5	9	8	8	30
102	7	9	15	4	35
103	4	12	12	4	32
104	5	11	13	5	34
105	9	13	13	2	37
106	6	11	14	3	34
107	8	12	7	2	29
108	5	7	13	5	30
109	8	11	11	4	34
110	4	7	15	6	32
111	6	13	9	6	34
112	8	11	10	3	32
113	3	10	9	1	23
114	6	10	4	9	29
115	5	7	10	4	26
116	4	7	13	10	34
117	5	12	7	5	29
118	6	10	10	8	34
119	2	14	8	1	25
120	4	10	8	4	26
121		3	4	2	9
Total Parcial	355	638	666	283	1942

Quadro A.4 – Número total de veículos registados

Número de veículos				
Partidas via esquerda	Partidas via direita	Conflituante via interior	Conflituante via exterior	Total
683	1290	1274	534	3781

Quadro A.5 – Classificação de tráfego

	Classificação de tráfego					Total
	MC	AL	CL	CP	AC	
Partidas da via esquerda	3	610	68	1	1	683
Partida da via direita	10	1135	129	4	12	1290
Conflituante da via exterior	4	522	8	0	0	534
Conflituante da via interior	6	1212	54	1	1	1274

onde MC: motociclos, AL: automóveis ligeiros, CL: comerciais ligeiros, CP: comerciais pesados, AC: autocarros.

Quadro A.6 – Repartição direcional

	Via de entrada esquerda (%)	Via de entrada direita (%)
Viragem à direita	10,24	89,56
Ida em frente	60,07	10,44
Viragem à esquerda	27,99	0
Inversão de marcha	1,71	0
Total	100	100

Apêndice B – Dados referentes à interseção semaforizada**Quadro B.1 – Informações de registo**

Data	15/10/2015
Início do registo	17:00
Fim do registo	19:00

**Figura B.1 – Localização da interseção (fonte: Google Maps, 2016)****Figura B.2 – Localização da câmara de vídeo e vista geral da interseção (fonte: Google Maps, 2016)**

Quadro B.2 – Exemplo de registros (Ciclo 1)

Ciclo 1				
	Instante (s)	Via esquerda	Via central	Via direita
Verde	0	0	0	0
C	0,84	0	1	0
D	1,34	0	0	1
E	2,12	1	0	0
C	2,52	0	1	0
E	3,54	1	0	0
D	3,96	0	0	1
D	5,44	0	0	1
E	6,12	1	0	0
C	6,74	0	1	0
D	7,74	0	0	1
E	8,22	1	0	0
C	8,66	0	1	0
D	9,44	0	0	1
C	10,68	0	1	0
C	11,32	0	1	0
C	12,4	0	1	0
E	12,74	1	0	0
D	13,06	0	0	1
C	14,3	0	1	0
E	14,56	1	0	0
D	14,98	0	0	1
E	16,26	1	0	0
C	17,12	0	1	0
E	18,38	1	0	0
C	18,6	0	1	0
E	19,62	1	0	0
C	20,24	0	1	0
E	20,9	1	0	0
D	21,24	0	0	1
C	21,54	0	1	0
D	22,82	0	0	1
C	23,44	0	1	0
E	24,74	1	0	0
D	24,94	0	0	1
E	27	1	0	0
D	27,42	0	0	1
C	27,98	0	1	0
D	28,84	0	0	1
E	29,42	1	0	0
C	30,16	0	1	0
D	30,74	0	0	1
E	31,56	1	0	0
D	32,54	0	0	1
E	32,76	1	0	0
C	32,8	0	1	0
Amarelo	33,56	0	0	0
C	34,08	0	1	0
D	34,3	0	0	1
E	34,46	1	0	0
C	35,16	0	1	0
Vermelho	36,38	0	0	0
D	36,78	0	0	1
D	37,98	0	0	1
Total Parcial		16	18	17
Total			51	
Repartição de tráfego (%)		31,37	35,30	33,33
Classificação de tráfego				
MC	AL	CL	CP	AC
2	48	0	0	1

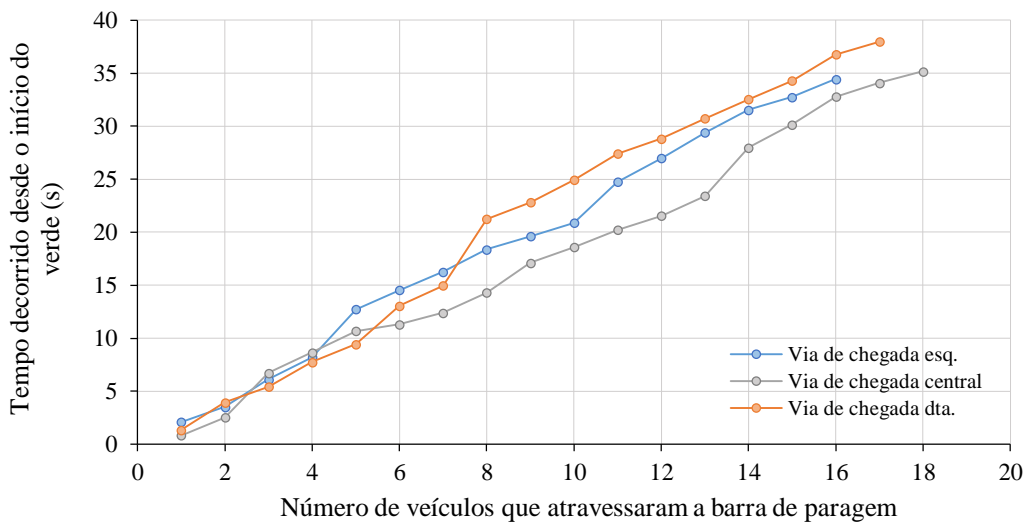


Figura B.3 – Veículos que atravessam a barra de paragem, primeiro ciclo

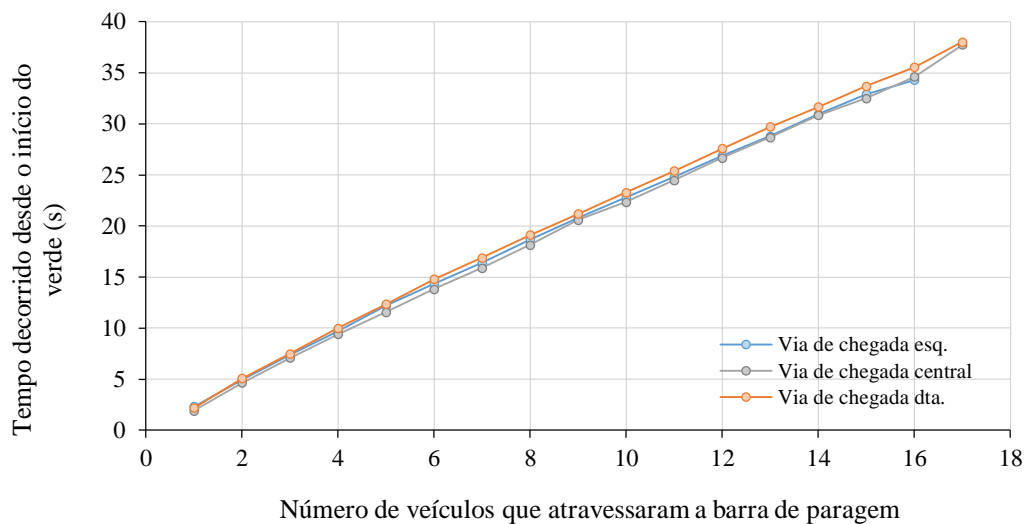


Figura B.4 – Veículos que atravessaram a barra de paragem, total dos ciclos observados