

# **METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE CIRCULAÇÃO EM INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS**

**DANIEL JORGE SOUSA PAIVA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM VIAS DE COMUNICAÇÃO**

Orientador: Professor Doutor José Pedro Maia Pimentel Tavares

JULHO DE 2012

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miiec@fe.up.pt](mailto:miiec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

*“Todas as vitórias ocultam uma abdicação.”*

*Simone de Beauvoir*



## **AGRADECIMENTOS**

A realização desta dissertação contou com o apoio e colaboração de um grupo de pessoas, às quais quero expressar o meu sincero e sentido agradecimento.

Ao Professor Doutor José Pedro Tavares, meu orientador, pelo material fornecido, pela disponibilidade, dedicação, atenção e profissionalismo revelados.

Aos meus pais e avó materna pela educação transmitida, pelas oportunidades geradas, pelo incentivo, acompanhamento e confiança depositada em mim.

Às minhas irmãs, pelo constante encorajamento e estima.

À minha amiga Sílvia Carvalho pela motivação, paciência e compreensão demonstrados, pelos bons momentos passados e pela ajuda na recolha de dados.

Aos meus verdadeiros amigos, pelos momentos de boa disposição e descontração proporcionados.

A todos eles, um muito obrigado.



## **RESUMO**

As interseções prioritárias são elementos de extrema importância na definição das redes rodoviárias e pedonais em zonas urbanas e rurais. Nelas são gerados diversos pontos de conflito resultantes da interação entre correntes. Esta interação é descrita de acordo com um conjunto de modelos e avaliada com recurso a diversos indicadores de desempenho. Cabe às metodologias de análise de interseções prioritárias descrever cada interseção de acordo com estes conceitos.

O desenvolvimento destas metodologias, com especial destaque para o HCM, permitiu uma abordagem mais completa e concisa do funcionamento deste tipo de interseção, representando um avanço significativo na avaliação de interseções prioritárias.

O crescente desenvolvimento de programas de simulação, possibilitou a simplificação dos métodos analíticos existentes, e a modelação de um vasto número de situações de uma forma rápida e intuitiva.

Neste trabalho foi realizada uma descrição simplificada dos principais modelos e indicadores de desempenho utilizados na avaliação de interseções prioritárias.

Foram abordadas diversas metodologias, tendo sido dada especial atenção à evolução histórica do HCM e ao programa de simulação de interseções prioritárias, Picady 5, por representarem duas abordagens de análise distintas.

O estudo foi complementado com a recolha e tratamento de dados de uma interseção prioritária. Foi efetuada a comparação entre os indicadores recolhidos e os calculados por cada uma das metodologias, o que permitiu tecer algumas considerações.

**PALAVRAS-CHAVE:** Interseções Prioritárias, avaliação, modelação, simulação, metodologias.



## **ABSTRACT**

TWSC intersections are elements of paramount importance in the definition of road and pedestrian networks in urban and rural areas. In them are generated several points of conflict arising from the interaction between chains. This interaction is described according to a set of models and evaluated using different performance measures. It is up to the methodologies of priority intersections analysis to describe each intersection in accordance with these concepts.

The development of these methodologies, with particular focus on HCM, allowed a more complete and concise operation of this type of intersection, representing a significant advance in the assessment of priority intersections.

The increasing development of simulation programs enabled the simplification of existing analytical methods as well as modeling a large number of situations in a fast and intuitive way.

In this work a simplified description of the main models and performance indicators used to evaluate priority intersections was carried out.

Several methodologies have been addressed, with special attention to the historical evolution of the HCM and simulation program of priority intersections, Picady 5, since they represent two distinct analysis approaches.

The study was complemented by the collection and processing of data from a priority intersection. A comparison between the indicators collected and calculated by each of the methodologies was performed, allowing some considerations.

**KEYWORDS:** TWSC intersections, evaluation, modeling, simulation, methodologies.



## ÍNDICE GERAL

|                                                                  |          |
|------------------------------------------------------------------|----------|
| AGRADECIMENTOS .....                                             | i        |
| RESUMO .....                                                     | iii      |
| ABSTRACT .....                                                   | v        |
| <br>                                                             |          |
| <b>1 INTRODUÇÃO .....</b>                                        | <b>1</b> |
| 1.1. ENQUADRAMENTO .....                                         | 1        |
| 1.2. OBJETIVOS .....                                             | 1        |
| 1.3. ESTRUTURA DO DOCUMENTO .....                                | 2        |
| <br>                                                             |          |
| <b>2 INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS .....</b>                          | <b>3</b> |
| 2.1. DEFINIÇÃO DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS .....                 | 3        |
| 2.2. REGULAÇÃO DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS .....                 | 3        |
| 2.3. TIPOS DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS DE NÍVEL .....            | 4        |
| 2.3.1. INTERSEÇÕES DE TRÊS RAMOS .....                           | 4        |
| 2.3.2. INTERSEÇÕES DE QUATRO RAMOS .....                         | 4        |
| 2.3.3. INTERSEÇÕES DESALINHADAS .....                            | 5        |
| 2.3.4. INTERSEÇÕES DE RAMOS MÚLTIPLOS .....                      | 6        |
| 2.4. GEOMETRIA .....                                             | 6        |
| 2.5. TIPOS DE CONFLITOS .....                                    | 6        |
| 2.5.1. DIVERGÊNCIA .....                                         | 7        |
| 2.5.2. CONVERGÊNCIA .....                                        | 7        |
| 2.5.3. ATRAVESSAMENTO .....                                      | 7        |
| 2.5.4. ENTRECruzAMENTO .....                                     | 7        |
| 2.6. APLICABILIDADE .....                                        | 7        |
| <br>                                                             |          |
| <b>3 PRINCÍPIOS DE ANÁLISE DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS .....</b> | <b>9</b> |
| 3.1. ABORDAGEM .....                                             | 9        |
| 3.2. TEORIA DO INTERVALO DE ACEITAÇÃO .....                      | 10       |
| 3.2.1. PRIORIDADE DOS MOVIMENTOS .....                           | 10       |

|                                                                        |           |
|------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 3.2.2. PARÂMETROS BASE .....                                           | 12        |
| 3.2.2.1. Intervalo Mínimo .....                                        | 12        |
| 3.2.2.2. Intervalo Crítico.....                                        | 12        |
| 3.2.2.3. Intervalo Zero.....                                           | 13        |
| 3.2.3. COMPORTAMENTO DOS CONDUTORES .....                              | 13        |
| 3.2.4. DISPONIBILIDADE E USO DOS INTERVALOS.....                       | 14        |
| <b>3.3. TEORIA DA FILA DE ESPERA .....</b>                             | <b>17</b> |
| 3.3.1. CHEGADAS E PARTIDAS DE VEÍCULOS .....                           | 17        |
| 3.3.2. MODELOS DE FILA DE ESPERA.....                                  | 18        |
| <b>3.4. INDICADORES DE DESEMPENHO DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS.....</b> | <b>20</b> |
| 3.4.1. CAPACIDADE.....                                                 | 20        |
| 3.4.2. CAPACIDADE DE RESERVA.....                                      | 22        |
| 3.4.3. ATRASO.....                                                     | 22        |
| 3.4.4. TEMPO MÉDIO DE SERVIÇO .....                                    | 23        |
| 3.4.5. COMPRIMENTO DA FILA DE ESPERA .....                             | 24        |
| 3.4.6. GRAU DE SATURAÇÃO .....                                         | 24        |
| 3.4.7. NÍVEL DE SERVIÇO .....                                          | 24        |

## **4 METODOLOGIAS DE ANÁLISE DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS .....**

|                                                                        |           |
|------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>4.1. HIGHWAY CAPACITY MANUAL .....</b>                              | <b>27</b> |
| <b>4.2. PRINCÍPIOS COMUNS ÀS DIFERENTES VERSÕES DO HCM.....</b>        | <b>28</b> |
| <b>4.3. VARIÁVEIS DE INTERESSE DAS DIFERENTES VERSÕES DO HCM .....</b> | <b>29</b> |
| 4.3.1. VOLUME POR MOVIMENTO .....                                      | 29        |
| 4.3.2. DÉBITO POR MOVIMENTO .....                                      | 29        |
| 4.3.3. DÉBITO CONFLITUANTE .....                                       | 30        |
| 4.3.4. INTERVALO CRÍTICO E INTERVALO MÍNIMO .....                      | 30        |
| 4.3.5. CAPACIDADE POTENCIAL .....                                      | 30        |
| 4.3.6. CAPACIDADE DO MOVIMENTO .....                                   | 30        |
| 4.3.7. FATORES DE AJUSTAMENTO DA CAPACIDADE .....                      | 31        |
| 4.3.7.1. Impedância dos Veículos .....                                 | 31        |
| 4.3.7.2. Atravessamento de Peões .....                                 | 35        |
| 4.3.7.3. Vias Partilhadas e Vias Curtas .....                          | 36        |

|                                                          |           |
|----------------------------------------------------------|-----------|
| 4.3.7.4. Aproximações Alargadas .....                    | 39        |
| 4.3.7.5. Sinalização a Montante .....                    | 42        |
| 4.3.7.6. Atravessamento em Duas Fases .....              | 43        |
| <b>4.4. HIGHWAY CAPACITY MANUAL 1994 .....</b>           | <b>45</b> |
| 4.4.1. ESTRUTURA.....                                    | 46        |
| 4.4.2. METODOLOGIA.....                                  | 46        |
| 4.4.2.1. Considerações Iniciais .....                    | 46        |
| 4.4.2.2. Débito Conflituante.....                        | 47        |
| 4.4.2.3. Intervalo Crítico e Intervalo Mínimo .....      | 48        |
| 4.4.2.4. Capacidade .....                                | 49        |
| 4.4.2.5. Atraso Médio Total .....                        | 50        |
| 4.4.2.6. Fila de Espera .....                            | 51        |
| 4.4.2.7. Nível de Serviço .....                          | 52        |
| <b>4.5. HIGHWAY CAPACITY MANUAL 1997 .....</b>           | <b>53</b> |
| 4.5.1. ESTRUTURA.....                                    | 53        |
| 4.5.2. METODOLOGIA.....                                  | 53        |
| 4.5.2.1. Considerações Iniciais .....                    | 53        |
| 4.5.2.2. Débito Conflituante.....                        | 54        |
| 4.5.2.3. Intervalo Crítico e Intervalo Mínimo .....      | 56        |
| 4.5.2.4. Capacidade Potencial .....                      | 57        |
| 4.5.2.5. Atraso .....                                    | 58        |
| 4.5.2.6. Fila de Espera .....                            | 59        |
| 4.5.2.7. Nível de Serviço .....                          | 60        |
| <b>4.6. HIGHWAY CAPACITY MANUAL 2000 .....</b>           | <b>61</b> |
| 4.6.1. ESTRUTURA.....                                    | 61        |
| 4.6.2. METODOLOGIA.....                                  | 61        |
| <b>4.7. HIGHWAY CAPACITY MANUAL 2010 .....</b>           | <b>62</b> |
| 4.7.1. METODOLOGIA VEÍCULOS.....                         | 63        |
| 4.7.1.1. Estrutura.....                                  | 63        |
| 4.7.1.2. Débito Conflituante.....                        | 64        |
| 4.7.1.3. Intervalo Crítico e Intervalo Mínimo .....      | 67        |
| 4.7.1.4. Capacidade .....                                | 69        |
| 4.7.1.5. Atraso, Fila de Espera e Nível de Serviço ..... | 69        |

|                                                          |               |
|----------------------------------------------------------|---------------|
| 4.7.2. METODOLOGIA PEÕES.....                            | 69            |
| 4.7.2.1. Estrutura .....                                 | 70            |
| 4.7.2.2. Atravessamento em Duas Fases .....              | 70            |
| 4.7.2.3. Intervalo Crítico.....                          | 70            |
| 4.7.2.4. Probabilidade de Atraso no Atravessamento ..... | 71            |
| 4.7.2.5. Atraso Médio.....                               | 72            |
| 4.7.2.6. Correção do Atraso.....                         | 73            |
| 4.7.2.7. Nível de Serviço.....                           | 73            |
| <b>4.8. PICADY 5.....</b>                                | <b>74</b>     |
| 4.8.1. PRINCÍPIOS DO PROGRAMA.....                       | 74            |
| 4.8.2. METODOLOGIA.....                                  | 74            |
| 4.8.2.1. Movimentos e Prioridades .....                  | 74            |
| 4.8.2.2. Geometria .....                                 | 75            |
| 4.8.2.3. Volumes de Veículos .....                       | 76            |
| 4.8.2.4. Peões.....                                      | 76            |
| 4.8.2.5. Capacidade.....                                 | 77            |
| 4.8.2.6. Atraso e Filas de Espera .....                  | 78            |
| <b>4.9. OUTRAS METODOLOGIAS .....</b>                    | <b>78</b>     |
| 4.9.1. MÉTODO SUECO .....                                | 79            |
| 4.9.2. MÉTODO FINLANDÊS .....                            | 82            |
| 4.9.3. MÉTODO DINAMARQUÊS .....                          | 82            |
| 4.9.4. MÉTODO SUÍÇO .....                                | 84            |
| 4.9.5. MÉTODO ALEMÃO .....                               | 88            |
| <br><b>5 CASO PRÁTICO .....</b>                          | <br><b>91</b> |
| <b>5.1. ABORDAGEM .....</b>                              | <b>91</b>     |
| <b>5.2. SELEÇÃO DA INTERSEÇÃO .....</b>                  | <b>91</b>     |
| <b>5.3. INTERSEÇÃO EM ANÁLISE .....</b>                  | <b>92</b>     |
| 5.3.1. GEOMETRIA .....                                   | 92            |
| 5.3.2. NÚMERO E USO DAS VIAS.....                        | 93            |
| 5.3.3. PARTICULARIDADES .....                            | 94            |

|                                                  |                |
|--------------------------------------------------|----------------|
| <b>5.4. RECOLHA DE DADOS .....</b>               | <b>95</b>      |
| <b>5.5. TRATAMENTO DE DADOS .....</b>            | <b>95</b>      |
| 5.5.1. VOLUME E DÉBITO DE VEÍCULOS E PEÕES ..... | 96             |
| 5.5.2. TEMPOS DE CHEGADAS E PARTIDAS .....       | 97             |
| 5.5.3. ATRASO .....                              | 97             |
| 5.5.4. FILA DE ESPERA .....                      | 100            |
| <b>5.6. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS .....</b>          | <b>101</b>     |
| 5.6.1. CAPACIDADE .....                          | 102            |
| 5.6.2. ATRASO MÉDIO.....                         | 104            |
| 5.6.3. COMPRIMENTO DA FILA DE ESPERA .....       | 106            |
| <br><b>6 CONCLUSÃO .....</b>                     | <br><b>109</b> |
| <br><b>BIBLIOGRAFIA.....</b>                     | <br><b>113</b> |
| <br><b>ANEXOS .....</b>                          | <br><b>119</b> |



## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                                                                     |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Fig. 2.1 – Sinalização vertical presente em Interseções Prioritárias. ....                          | 4  |
| Fig. 2.2 – Interseção de três ramos. ....                                                           | 4  |
| Fig. 2.3 – Interseção de quatro ramos. ....                                                         | 5  |
| Fig. 2.4 – Interseção desalinhada. ....                                                             | 5  |
| Fig. 2.5 – Tipos de conflito. ....                                                                  | 7  |
| Fig. 3.1 – Movimentos respetivo Nível de Prioridade num Entroncamento. ....                         | 11 |
| Fig. 3.2 – Movimentos respetivo Nível de Prioridade numa Interseção de 4 Ramos. ....                | 11 |
| Fig. 3.3 – Intervalos entre Veículos. ....                                                          | 14 |
| Fig. 3.4 – Área de Conflito. ....                                                                   | 18 |
| Fig. 4.1 – Via curta. ....                                                                          | 38 |
| Fig. 4.2 – Via alargada. ....                                                                       | 39 |
| Fig. 4.3 – Interpolação da capacidade. ....                                                         | 41 |
| Fig. 4.3 – Atravessamento em duas fases. ....                                                       | 44 |
| Fig. 4.4 – Capacidade potencial para estradas de duas vias (Retirado e adaptado do HCM 1994). ...   | 49 |
| Fig. 4.5 – Capacidade potencial para estradas de quatro vias (Retirado e adaptado do HCM 1994). ... | 50 |
| Fig. 4.6 – Atraso médio total (Retirado e adaptado do HCM 1994). ....                               | 51 |
| Fig. 4.7 – Percentil 95 da fila de espera (Retirado e adaptado do HCM 1994). ....                   | 51 |
| Fig. 4.8 – Capacidade potencial para estradas de duas vias (Retirado e adaptado do HCM 2000). ...   | 57 |
| Fig. 4.9 – Capacidade potencial para estradas de quatro vias (Retirado e adaptado do HCM 2000). ... | 58 |
| Fig. 4.10 – Atraso Controlado (Retirado e adaptado do HCM 2000). ....                               | 59 |
| Fig. 4.11 – Percentil 95 da fila de espera (Retirado e adaptado do HCM 2000). ....                  | 59 |
| Fig. 4.12 – Movimentos e respetiva notação para interseções de três ramos ....                      | 75 |
| Fig. 4.13 – Movimentos e respetiva notação para interseções de quatro ramos ....                    | 75 |
| Fig. 4.14 – Passadeira de nível tipo “zebra”. ....                                                  | 76 |
| Fig. 4.15 – Passadeira de nível tipo “pelican”. ....                                                | 77 |
| Fig. 4.16 – Movimentos segundo a metodologia suíça. ....                                            | 85 |
| Fig. 5.1 – Vista aérea da interseção em análise (Retirado e adaptado do Google Earth). ....         | 92 |
| Fig. 5.2 – Geometria da interseção em análise. ....                                                 | 93 |
| Fig. 5.3 – Movimentos da interseção em análise. ....                                                | 94 |

|                                                     |    |
|-----------------------------------------------------|----|
| Fig. 5.4 – Localização da câmara e cronómetro. .... | 95 |
|-----------------------------------------------------|----|

## ÍNDICE DE TABELAS

|                                                                                                                  |         |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|
| Tabela 4.1 – Hierarquia Peões-Veículos, segundo o HCM 1997 e 2000. ....                                          | 36      |
| Tabela 4.2 – Fatores de equivalência para veículos de passageiros, segundo o HCM 1994. ....                      | 46      |
| Tabela 4.3 – Débito conflituante para cada movimento (Retirado e adaptado do HCM 1994). ....                     | 47      |
| Tabela 4.4 – Intervalo Crítico, $tc$ , e Intervalo Mínimo, $tf$ , segundo o HCM 1994. ....                       | 49      |
| Tabela 4.5 – Nível de Serviço (NS), segundo o HCM 1994. ....                                                     | 52      |
| Tabela 4.6 – Débito conflituante para cada movimento (Retirado e adaptado do HCM 1997). ....                     | 54      |
| Tabela 4.7 – Intervalo Crítico Base, $tc, base$ , e Intervalo Mínimo Base, $tf, base$ , segundo o HCM 1997. .... | 57      |
| Tabela 4.8 – Nível de Serviço (NS), segundo o HCM 1997, 2000 e 2010. ....                                        | 60      |
| Tabela 4.9 – Débito Conflituante para cada movimento (Retirado e adaptado do HCM 2010). ....                     | 64      |
| Tabela 4.10 – Intervalo Crítico Base, $tc, base$ , segundo o HCM 2010. ....                                      | 68      |
| Tabela 4.11 – Intervalo Mínimo Base, $tf, base$ , segundo o HCM 2010. ....                                       | 68      |
| Tabela 4.12 – Nível de Serviço para Peões, segundo o HCM 2010. ....                                              | 74      |
| Tabela 4.13 – Intervalo Crítico, $tc$ , segundo o Capcal 2. ....                                                 | 80      |
| Tabela 4.14 – Intervalo Crítico, $tc$ , segundo o Capcal. ....                                                   | 82      |
| Tabela 4.15 – Nível de Serviço, segundo o Capcal. ....                                                           | 82      |
| Tabela 4.16 – Fatores de equivalência para veículos de passageiros, segundo o DanKap. ....                       | 83      |
| Tabela 4.17 – Intervalo Crítico, $tc$ e Intervalo Mínimo, $tf$ , segundo o DanKap. ....                          | 84      |
| Tabela 4.18 – Débito conflituante, segundo o método suíço. ....                                                  | 86      |
| Tabela 4.19 – Intervalo Crítico, $tc$ , segundo o método suíço. ....                                             | 86      |
| <br>Tabela 5.1 – Intervalos de análise. ....                                                                     | <br>96  |
| <br>Tabela A.1 – Débito de veículos verificado (veic./hora). ....                                                | <br>121 |
| Tabela A.2 – Débito de veículos homogeneizado calculado de acordo com HCM 1994 (veic.pass./hora). ....           | 121     |
| Tabela A.3 – Débito de peões verificado (peões/hora). ....                                                       | 122     |
| Tabela A.4 – Percentagem de veículos pesados. ....                                                               | 122     |
| Tabela A.5 – Tempo médio de chegada à interseção ....                                                            | 123     |
| Tabela A.6 – Atrasos reais verificados (seg./veic.). ....                                                        | 123     |
| Tabela A.7 – Atraso médio por fase. (seg./veic.). ....                                                           | 124     |
| Tabela A.8 – Fila de espera máxima verificada (veic.). ....                                                      | 124     |

|                                                                                                                                                                                                                                        |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela A.9 – Débito de veículos conflituante, .....                                                                                                                                                                                    | 125 |
| Tabela A.10 – Débito de veículos conflituante, .....                                                                                                                                                                                   | 125 |
| Tabela A.11 – Intervalo crítico e intervalo mínimo, calculados de acordo com o HCM 1994 (seg.)...                                                                                                                                      | 126 |
| Tabela A.12 – Intervalo crítico e intervalo mínimo, calculados de acordo com os HCM 1997 e 2000 (seg.).....                                                                                                                            | 126 |
| Tabela A.13 – Intervalo crítico e intervalo mínimo, calculados de acordo com o HCM 2010 (seg.)...                                                                                                                                      | 127 |
| Tabela A.14 – Capacidade potencial, calculada de acordo com o HCM 1994 (veic.pass./hora). .....                                                                                                                                        | 127 |
| Tabela A.15 – Capacidade potencial, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 e 2010 (veic./hora).....                                                                                                                                 | 128 |
| Tabela A.16 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos considerando que o movimento 4 atua em via exclusiva, calculada de acordo com o HCM 1994 (veic.pass./hora). .....                                                   | 128 |
| Tabela A.17 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, considerando que o movimento 4 atua em via partilhada, calculada de acordo com o HCM 1994 (veic.pass./hora). .....                                                 | 129 |
| Tabela A.18 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, considerando que o movimento 4 atua em via exclusiva, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 e 2010 (veic./hora).....                                           | 129 |
| Tabela A.19 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, considerando que o movimento 4 atua em via partilhada, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 e 2010 (veic./hora).....                                          | 130 |
| Tabela A.20 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos e peões, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 (veic./hora).....                                                                                                | 130 |
| Tabela A.21 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, peões e atravessamento em duas fases, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 (veic./hora). .....                                                                | 131 |
| Tabela A.22 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos e atravessamento em duas fases, calculada de acordo com o HCM 2010 (veic./hora).....                                                                                | 131 |
| Tabela A.23 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, peões, atravessamento em duas fases e vias partilhadas, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 (veic./hora).....                                                | 132 |
| Tabela A.24 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, atravessamento em duas fases e vias partilhadas, calculada de acordo com o HCM 2010 (veic./hora). .....                                                            | 132 |
| Tabela A.25 – Capacidade final do movimento, corrigida devido à impedância de veículos e vias partilhadas, calculada de acordo com o HCM 1994 (veic.pass./hora).....                                                                   | 133 |
| Tabela A.26 – Capacidade final do movimento, corrigida devido à impedância de veículos, peões, vias partilhadas, atravessamento em duas fases e aproximações alargadas, calculada de acordo com os HCM 1997 e 2000 (veic./hora). ..... | 133 |
| Tabela A.27 – Capacidade final do movimento, corrigida devido à impedância de veículos, vias partilhadas, atravessamento em duas fases e aproximações alargadas calculada de acordo com o HCM 2010 (veic./hora).....                   | 134 |
| Tabela A.28 – Atraso médio total, calculado de acordo com o HCM 1994 (seg./veic.).....                                                                                                                                                 | 134 |
| Tabela A.29 – Atraso médio controlado, calculado de acordo com os HCM 1997 e 2000 (seg./veic.). .....                                                                                                                                  | 135 |

|                                                                                                        |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela A.30 – Atraso médio controlado, calculado de acordo com o HCM 2010 (seg./veic.). ....           | 135 |
| Tabela A.31 – Percentil 95 da fila de espera, calculado de acordo com o HCM 1994 (veic.). ....         | 136 |
| Tabela A.32 – Percentil 95 da fila de espera, calculado de acordo com os HCM 1997 e 2000 (veic.). .... | 136 |
| Tabela A.33 – Percentil 95 da fila de espera, calculado de acordo com o HCM 2010 (veic.). ....         | 137 |



## ÍNDICE DE GRÁFICOS

|                                                                                                  |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Gráfico 3.1 – Distribuições de intervalos críticos para $v = 800$ veic./hora e $\alpha = 0,90$ . | 16  |
| Gráfico 3.2 – Distribuições de intervalos críticos para $v = 150$ veic./hora e $\alpha = 0,90$ . | 16  |
| Gráfico 3.3 – Distribuições de intervalos críticos para $v = 800$ veic./hora e $\alpha = 0,50$ . | 17  |
| Gráfico 3.4 – Modelo de fila de espera com chegadas dependentes do tempo.                        | 20  |
| Gráfico 4.1 – Determinação do fator de impedância $p'$ (Retirado e adaptado do HCM 2000).        | 33  |
| Gráfico 5.1 – Débito de veículos total observado.                                                | 96  |
| Gráfico 5.2 – Débito de peões verificado.                                                        | 97  |
| Gráfico 5.3 – Atraso mínimo, médio e máximo do movimento de                                      | 98  |
| Gráfico 5.4 – Atraso mínimo, médio e máximo da corrente.                                         | 99  |
| Gráfico 5.5 – Atrasos médios da primeira e segunda fases do movimento                            | 100 |
| Gráfico 5.6 – Fila de espera máxima real dos movimentos não prioritários.                        | 101 |
| Gráfico 5.7 – Capacidade do movimento 4.                                                         | 102 |
| Gráfico 5.8 – Capacidade da corrente 7, 9.                                                       | 103 |
| Gráfico 5.9 – Atraso médio do movimento 4.                                                       | 104 |
| Gráfico 5.10 – Atraso médio da corrente 7, 9.                                                    | 105 |
| Gráfico 5.11 – Fila de espera do movimento 4.                                                    | 106 |
| Gráfico 5.12 – Fila de espera da corrente de veículos 7, 9.                                      | 107 |



## ÍNDICE DE DIAGRAMAS

|                                                                            |    |
|----------------------------------------------------------------------------|----|
| Diagrama 4.1 – Estrutura da metodologia segundo o HCM 1994. ....           | 46 |
| Diagrama 4.2 – Estrutura da metodologia segundo o HCM 1997. ....           | 53 |
| Diagrama 4.3 – Estrutura da metodologia segundo o HCM 2000. ....           | 61 |
| Diagrama 4.4 – Estrutura da metodologia de veículos segundo HCM 2010. .... | 63 |
| Diagrama 4.5 – Estrutura da metodologia de peões segundo o HCM 2010. ....  | 70 |
| Diagrama 4.6 – Estrutura da metodologia segundo o Capcal 2. ....           | 80 |
| Diagrama 4.7 – Estrutura da metodologia segundo o DanKap. ....             | 83 |
| Diagrama 4.8 – Estrutura da metodologia segundo o método suíço. ....       | 85 |



## SÍMBOLOS

$a_i$  – logaritmo do intervalo aceite pelo  $i$ -ésimo condutor

$\alpha$  – proporção de veículos que circulam livremente

$\alpha_i/\alpha'_i/\alpha''_i$  – coeficientes resultantes da regressão linear, devido à interação entre veículos

$c$  – capacidade

$C$  – tempo de ciclo

$c_0$  – capacidade considerando que o débito da estrada principal é zero (débito de saturação da corrente não prioritária)

$c_{0,X-Y}$  – débito de saturação da corrente que vai de  $X$  para  $Y$

$c_I$  – capacidade da fase I do atravessamento

$c_{II}$  – capacidade da fase II do atravessamento

$c_{act}$  – capacidade atual da aproximação alargada

$c_{dif}$  – capacidade que representa a diferença entre a capacidade teórica e o débito do período em análise

$c_e$  – capacidade de entrada

$c_k$  – capacidade da via  $k$

$c_{l+t}$  – capacidade dos movimentos de viragem a esquerda e atravessamento, em via partilhada

$c_{m,i}$  – capacidade do movimento  $i$  na via partilhada em análise

$c_{m,j}$  – capacidade real dos movimentos de Nível 2

$c_{m,jU}$  – capacidade dos movimentos de inversão de marcha da via principal

$c_{m,k}$  – capacidade real dos movimentos de Nível 3

$c_{m,l}$  – capacidade real dos movimentos de Nível 4

$c_{m,x}$  – capacidade do movimento  $x$

$c'_{m,x}$  – capacidade do movimento em análise, considerando que o atravessamento é efetuado em apenas uma fase

$c_{p,j}$  – capacidade potencial dos movimentos de Nível 2

$c_{p,jU}$  – capacidade potencial dos movimentos de inversão de marcha da via principal

$c_{p,k}$  – capacidade potencial dos movimentos de Nível 3

$c_{p,x}$  – capacidade potencial

$c_{plat,x}$  – capacidade do movimento  $x$  que conta com o efeito dos veículos circularem em pelotão

$c_r$  – capacidade do movimento de viragem a direita

$c_{r,x}$  – capacidade do movimento  $x$  assumindo um padrão de chegadas aleatório durante o em que não há bloqueio

$c_{sep}$  – capacidade da via no caso de ambas as vias serem infinitamente longas

$c_{SH}$  – capacidade em via partilhada

$c_T$  – capacidade total

$c_{teorica}$  – capacidade teórica

$c_{X-Y}$  – capacidade da corrente que vai de  $X$  para  $Y$

$d$  – atraso médio

$d_g$  – atraso médio sofrido pelos peões para encontrar um intervalo válido

$d_{gd}$  – atraso médio para peões que não atravessam imediatamente depois de chegarem à interseção

$d_{geo}$  – atraso geométrico

$d_i$  – atraso de interação

$d_p$  – atraso médio dos peões

$d_{sep}$  – atraso médio controlado considerando vias separadas

$d_t$  – atraso total

$F_a(t)$  – função de distribuição de probabilidade de um determinado intervalo  $t$  ser aceite

$f_c$  – fator de correção devido à presença de bicicletas, largura e inclinação das vias

$f_k$  – fator de impedância para movimentos de Nível 3

$f_l$  – fator de impedância para movimentos de Nível 4

$f_{ju}$  – fator de ajustamento para os movimentos de inversão de marcha da via principal

$f_{pb}$  – fator de bloqueio devido aos peões

$FPH$  – fator de ponta horário

$F_r(t)$  – função de distribuição de probabilidade de um determinado intervalo  $t$  ser rejeitado

$F(t)$  – probabilidade de haver intervalos superiores a  $t$

$g$  – grau de saturação

$G$  – declive em percentagem

$g_{eff}$  – tempo de verde efetivo

$h$  – intervalo médio para cada corrente de atravessamento da via principal

$i1$  – movimentos de atravessamento da via principal (movimentos 2 e 5);

$i2$  – movimentos de viragem à direita da via principal (movimentos 3 e 6);

$l$  – distância à interseção prioritária

$L$  – comprimento da passadeira

$m$  – número de espaços de armazenamento a meio da interseção

$n$  – número de veículos

$N$  – número de vias afetadas ao movimento de ir em frente na estrada principal

$N_c$  – número total de peões no pelotão

- $n_L$  – espaço de armazenamento de veículos
- $n_R$  – número de veículos que conseguem parar paralelamente na mesma via
- $n_{R,máx}$  – comprimento da área de armazenamento máxima considerando que os movimentos atuam em vias separadas
- $n_p$  – número médio de atravessamentos de peões antes de estar disponível um intervalo adequado
- $N_p$  – distribuição espacial dos peões
- $n_R$  – número de veículos que conseguem parar paralelamente na mesma via
- $p'$  – fator de impedância para os movimentos de viragem à esquerda da via secundária;
- $p_{0,j}$  – probabilidade do movimento conflituante de Nível 2 ser efetuado sem fila de espera;
- $p_{0,j}^*$  – probabilidade do movimento conflituante de Nível 2 ser efetuado sem fila de espera e em via partilhada
- $p_{0,k}$  – probabilidade de não haver fila de espera no movimento de atravessamento da via secundária.
- $P_b$  – probabilidade de a via estar bloqueada
- $p_{b,x}$  – proporção de tempo que o movimento  $x$  está bloqueado pelo pelotão
- $P_d$  – probabilidade do peão sofrer atraso no atravessamento
- $P_{HV}$  – proporção de veículos pesados para o movimento não prioritário
- $P(n)$  – probabilidade de  $n$  veículos chegarem num intervalo superior a  $t$
- $p_{p,x}$  – fator de impedância dos peões
- $P(t)$  – probabilidade de não haver veículos a passarem no intervalo  $t$
- $p_x$  – proporção de tempo que o movimento  $x$  não está bloqueado
- $P(Y_i)$  – probabilidade dos condutores cederem passagem aos peões
- $Q$  – comprimento da fila de espera
- $Q_0$  – comprimento da fila de espera no início do intervalo
- $Q_{95}$  – fila de espera para o percentil 95
- $Q_{sep}$  – fila média de espera considerando vias separadas
- $r_i$  – logaritmo do máximo intervalo rejeitado pelo  $i$ -ésimo condutor
- $s_i$  – débito de saturação
- $s_{i1}$  – débito de saturação para o movimento de ir em frente da via principal
- $s_{i2}$  – débito de saturação para o movimento de viragem à direita da via principal
- $s_p$  – velocidade dos peões
- $s_{prog}$  – velocidade do pelotão
- $t$  – intervalo de tempo
- $T$  – período de análise
- $t_0$  – intervalo zero

- $t_{3,LT}$  – fator de ajustamento devido à geometria da interseção
- $t_c$  – intervalo crítico
- $t_{c,base}$  – intervalo crítico base
- $t_{c,G}$  – fator de ajustamento devido à inclinação da via
- $t_{c,GP}$  – intervalo crítico do grupo de peões
- $t_{c,T}$  – fator de ajustamento para cada uma das fases do atravessamento em duas fases
- $t_f$  – intervalo mínimo
- $t_{f,base}$  – intervalo mínimo base
- $t_{f,HV}$  – fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados
- $t_i$  –  $i$ -ésimo intervalo válido
- $t_m$  – intervalo mínimo entre veículos prioritários
- $t_s$  – tempo de arranque e tempo de limpeza dos peões
- $\bar{t}_{s,x}$  – tempo médio de serviço para o movimento  $x$
- $v$  – débito de veículos
- $\bar{v}$  – débito médio de chegadas
- $V_{C-B}$  – distância de visibilidade ao longo do ramo A, para o tráfego que vai de C para B
- $v_{c,x}$  – débito conflituante do movimento  $x$
- $v_{c,u,x}$  – débito conflituante para o movimento  $x$ , assumindo um regime de veículos aleatório durante o período em que não há bloqueio
- $V_{c,x}$  – volume conflituante do movimento  $x$
- $v_e$  – débito de entrada
- $v_i$  – volume ou débito do movimento  $i$  na via partilhada em análise
- $v_{i1}$  – débito do movimento de ir em frente na via principal
- $v_{i2}$  – débito do movimento de viragem à direita da via principal (0 caso exista uma via exclusiva de viragem à direita);
- $v_{i,HV}$  – débito de veículos pesados da via principal
- $v_{i,LV}$  – débito de veículos ligeiros da via principal
- $v_j$  – débito dos movimentos de Nível 2
- $v_k$  – débito da via  $k$
- $v_l$  – débito do movimento de viragem à esquerda da principal
- $V_{lB}$  – distância de visibilidade para a esquerda, a partir do ramo B
- $v_{l+t}$  – débito combinado dos movimentos de viragem a esquerda e atravessamento
- $v_p$  – débito de peões
- $v_r$  – débito do movimento de viragem a direita

$V_{rB}$  – distância de visibilidade para a direita, a partir do ramo B

$v_{sep}$  – débito do movimento  $i$  considerando vias separadas

$v_x$  – débito do movimento  $x$

$V_x$  – volume do movimento  $x$

$v_{x-y}$  – débito de veículos da corrente que vai de  $X$  para  $Y$

$w$  – largura da via

$W_c$  – largura da passadeira

$x_{i,1+2}$  – combinação dos débitos de saturação dos movimentos de ir em frente e viragem à direita da via principal;



## **ABREVIATURAS**

B1 – sinal de cedência de passagem

B2 – sinal de paragem obrigatória no cruzamento ou entroncamento

FGSV – Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Associação de Investigação de Viação e Transporte)

FHWA – Federal Highway Administration

HBS – Handbuch zur Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (Manual de conceção de estradas)

HCM – Highway Capacity Manual

JAЕ – Junta Autónoma de Estradas

M8 – linha de paragem

M8a – linha de paragem «STOP»

M9 – linha de cedência de passagem

M9a – linha de cedência de passagem com símbolo triangular

NCHRP – National Cooperative Highway Research Program

TRB – Transportation Research Board

TRL – Transport Research Laboratory

TV131 – Swedish Capacity Manual de 1978

TWSC – Two-Way Stop-Controlled

VD – Via da Direita

VE – Via da Esquerda



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

O estudo das condições de funcionamento das interseções rodoviárias é um dos assuntos de grande interesse de pesquisa no ramo de vias de comunicação, nomeadamente na área da engenharia de tráfego. Não só a interseção em si é de maior importância no que à eficiência e segurança diz respeito, como vai ter uma considerável influência na qualidade da circulação da via em que se insere.

As interseções são consideradas zonas críticas da rede rodoviária, onde se geram diversos pontos de conflito entre condutores e peões, derivados da junção de duas correntes de tráfego. A regulação destes conflitos quer pela sua redução, ou mesmo eliminação, possibilitam uma redução da sinistralidade rodoviária.

As interseções prioritárias de nível, com o recurso a sinais reguladores de tráfego e marcas no pavimento, definem diferentes níveis de prioridade para os utilizadores, garantindo a redução destes conflitos. Isto reflete-se num aumento do conforto de utilização, segurança e capacidade da interseção.

Com recurso a diferentes métodos de análise deste tipo de interseção é possível entender o funcionamento da mesma, bem como prever, e caso seja necessário, melhorar as condições de escoamento de tráfego.

A importância de uma análise correta é por demais evidente, sendo a existência de níveis de escoamento de tráfego satisfatórios, vital, para o bom funcionamento da interseção.

### 1.2. OBJETIVOS

Com este trabalho pretende-se abordar o estudo de vários tipos de metodologias aplicadas à análise interseções prioritárias de nível, para avaliação das respetivas condições de circulação através do cálculo de diferentes indicadores de desempenho.

Na sua elaboração são abordados diferentes modelos e métodos, considerados como os mais relevantes, que serão descritos, com a finalidade de perceber as reais vantagens e desvantagens da sua utilização. Será feita uma comparação com a realidade, o que vai permitir testar a fiabilidade dos métodos e alcançar as diferenças e limitações presentes em cada um deles.

A análise de funcionamento da interseção em estudo é abordada por várias metodologias e tratada de maneiras diferentes, pelo que uma análise acessível mas concisa poderá representar uma mais valia no estudo do desempenho geral das interseções prioritárias de nível.

### **1.3. ESTRUTURA DO DOCUMENTO**

O presente trabalho está dividido em 6 capítulos. O primeiro é composto por um enquadramento breve ao tema, pelo objetivo do trabalho e pela estrutura do trabalho.

O segundo capítulo pretende dar a conhecer melhor o tipo de interseção abordado neste documento. Nele são tratados os vários tipos de interseções prioritárias, regulação usada no seu controlo, manobras possíveis e conflitos presentes. São apresentadas recomendações acerca da geometria e considerações acerca da sua aplicabilidade.

O terceiro capítulo é dedicado aos principais modelos e parâmetros que sustentam as metodologias de análise de interseções prioritárias. Nele são dados a conhecer as teorias e modelos responsáveis pela determinação de indicadores como a capacidade, atraso e filas de espera. É dada especial atenção à explicação das teorias do intervalo de aceitação e filas de espera devido à sua grande aplicabilidade em manuais de referência na análise de interseções prioritárias. Para além dos principais indicadores já indicados, outros são descritos por constituírem um complemento à análise de desempenho deste tipo de interseção.

No quarto capítulo são descritas algumas das metodologias de análise de interseções prioritárias. É dada especial atenção ao HCM, por ser considerado o manual de referência no estudo de condições de tráfego e ao programa de simulação Picady 5, por utilizar uma abordagem distinta da aplicada no HCM. Ambas as metodologias são descritas em grande detalhe, sendo que no HCM é efetuada uma perspetiva histórica que permite avaliar a evolução sofrida no capítulo das interseções prioritárias. São dadas a conhecer outras metodologias de uma maneira sumária, o que possibilita entender como é efetuada a análise de interseções prioritárias noutros países.

O quinto capítulo é dedicado ao estudo do caso prático. Neste capítulo é dada a conhecer a interseção escolhida para aplicação dos métodos, bem como todo o processo de recolha e tratamento de dados. É efetuada uma análise da interseção de acordo com os vários manuais do HCM e com o programa Picady 5. Os métodos são comparados entre eles e com o caso real, com recurso aos principais indicadores de desempenho. Desta comparação são retiradas algumas considerações.

O sexto e último capítulo é todo ele dedicado às conclusões obtidas durante esta análise, sendo feita uma apreciação dos diferentes modelos e metodologias abordados.

No final do documento estão anexados os valores utilizados no estudo do caso prático.

# 2

## INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS

### 2.1. DEFINIÇÃO DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS

Interseções prioritárias são interseções de nível, normalmente de três ou quatro ramos, podendo ter mais, formados pela junção ou interseção de duas ou mais estradas públicas, onde uma das estradas, chamada de prioritária, tem prioridade sobre as outras. A estrada não prioritária é regulada por sinais verticais, que em simultâneo com marcação horizontal, usada apenas em determinados casos, definem facilmente a prioridade dos condutores. Deste modo, determinados movimentos beneficiam de prioridade em relação a outros não prioritários, os quais são forçados a ceder passagem. Apesar da sinalização, estas interseções são pontos críticos da rede rodoviária, sendo nelas que ocorre a maior parte dos acidentes, quer seja por erro do condutor, deficiente sinalização ou mesmo fracas características geométricas. (JAE, 1990)

Este tipo de interseções é frequentemente utilizado em Portugal devido ao benefício que geram tendo em conta o baixo custo de implementação.

### 2.2. REGULAÇÃO DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS

Como já referido, a regulação de interseções prioritárias é realizada com recurso a sinalização vertical (Fig. 2.1 – Sinalização vertical presente em Interseções Prioritárias.Fig. 2.1) e, em determinados casos, com marcas rodoviárias que permitem regular a circulação, bem como avisar os utentes da via. Conforme o Regulamento de Sinalização de Trânsito, aprovado por Decreto Regulamentar n.º 22-A/98, de 1 de Outubro, a sinalização a ser implementada nas interseções prioritárias são o sinal B1 – “Cedência de Passagem”, que poderá ser reforçado pelas marcas rodoviárias transversais M9 e M9a – “Linha de Cedência de Passagem e Linha de Cedência de Passagem com Símbolo Triangular” ou o sinal B2 – “Paragem obrigatória no cruzamento ou entroncamento” podendo este último fazer-se acompanhar das marcas rodoviárias transversais M8 e M8a – “Linha de Paragem e Linha de Paragem «STOP»”.



Fig. 2.1 – Sinalização vertical presente em Interseções Prioritárias.

## 2.3. TIPOS DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS DE NÍVEL

### 2.3.1. INTERSEÇÕES DE TRÊS RAMOS

Os entroncamentos ou interseções de três ramos (Fig. 2.2) são normalmente constituídos por uma via com continuidade e um ramo afluente a essa mesma via, habitualmente designado por via secundária. A via com continuidade detém prioridade sobre a via secundária, na qual a perda de prioridade deverá estar convenientemente sinalizada. Estas interseções são usualmente designadas de interseções em “T”.

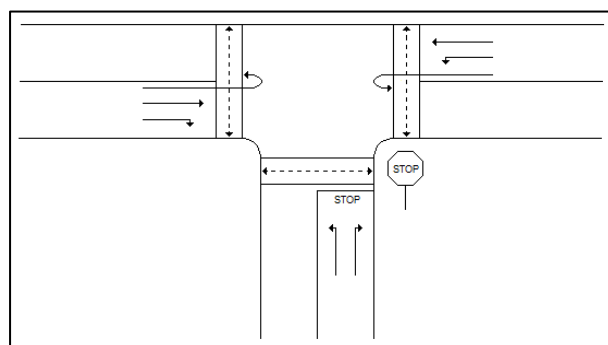


Fig. 2.2 – Interseção de três ramos.

A sua forma geométrica é simples e de fácil compreensão por parte dos condutores.

### 2.3.2. INTERSEÇÕES DE QUATRO RAMOS

As interseções prioritárias de quatro ramos (Fig. 2.3) são formadas pelo cruzamento de duas vias rodoviárias ao mesmo nível, ficando a interseção definida por quatro ramos afluentes. A solução prioritária é normalmente adotada quando os volumes de tráfego da via secundária são relativamente baixos em relação aos da via principal. A sua implementação tem de ser bem analisada, uma vez que, a existência de um tráfego demasiado elevado na via principal obstrui a entrada na interseção por parte dos veículos da via secundária, podendo estes ficar sujeitos a um atraso excessivamente longo.

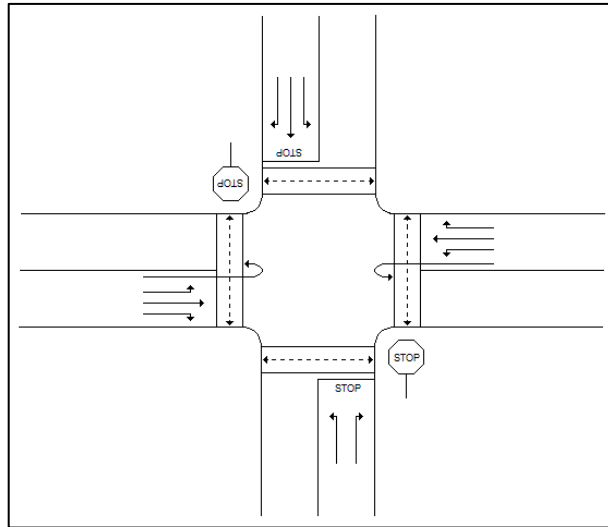


Fig. 2.3 – Interseção de quatro ramos.

Observe-se que a frequência de acidentes deste tipo de interseção é dupla das interseções em “T” (JAE, 1990).

### 2.3.3. INTERSEÇÕES DESALINHADAS

Este tipo de interseções é constituído por duas interseções em “T” de sentido oposto (Fig. 2.4), separadas por um curto troço de via. É uma solução proveitosa sempre que não seja possível fazer uma interseção de 4 ramos, uma vez que permite a separação de conflitos entre as duas interseções.

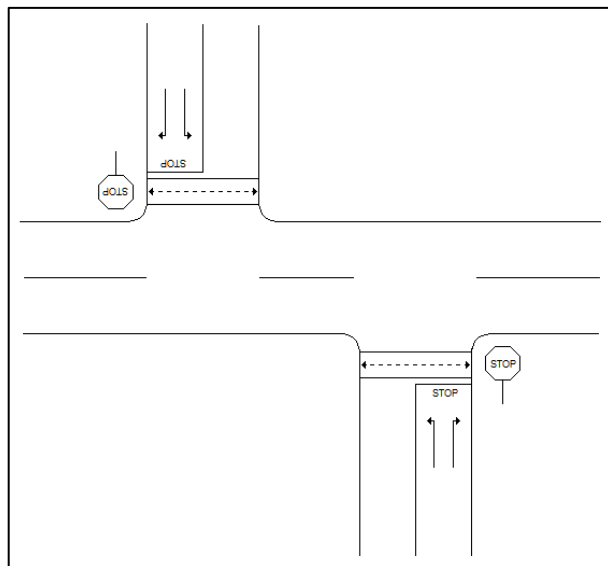


Fig. 2.4 – Interseção desalinhada.

#### 2.3.4. INTERSEÇÕES DE RAMOS MÚLTIPLOS

As soluções mais usuais para interseções prioritárias são as interseções de três ou quatro ramos, no entanto existem soluções que podem adotar mais de 4 ramos afluentes. Devido à sua maior complexidade geométrica os condutores não interpretarão da maneira mais célere e desejada a interseção, aumentando o risco de choque entre eles. Este tipo de interseção deve possuir sinalização vertical adequada, e sempre que necessário, beneficiar de marcas rodoviárias orientadoras, de maneira a facilitar a leitura na aproximação à interseção.

#### 2.4. GEOMETRIA

A geometria é um dos parâmetros com maior influência no funcionamento da interseção. É de fácil entendimento que a errada concepção de um ramo afluente pode transmitir ao condutor a sensação de prioridade no cruzamento, quer seja pelos ângulos formados pelas diretrizes das duas estradas, quer seja pela largura do ramo. Assim, é de todo o interesse que as estradas se intersem com ângulos próximos dos noventa graus. Isto garante uma melhor visibilidade por parte dos condutores na aproximação à interseção, com consequente aumento da comodidade de utilização. O realinhamento dos ramos afluentes pode assim revelar-se uma mais valia no funcionamento do cruzamento. A largura das vias na aproximação à interseção deve ser tal que incentive à redução da velocidade.

De igual modo, é necessário garantir que a via principal, ou prioritária, não seja projetada de maneira a incitar o uso de velocidades excessivas. Não só reduziria a capacidade da interseção, uma vez que dificultaria as manobras da estrada secundária, como aumentaria fortemente o risco de acidente, com o consequente aumento da sinistralidade.

Quando necessário, e sempre que se verifique que é possível a sua implementação, deve-se recorrer a soluções geométricas mais vantajosas que permitam uma melhoria das condições de funcionamento da interseção. A utilização de separadores físicos ou marcas rodoviárias que possibilitem o atravessamento em duas fases, a existência de aproximações ao cruzamento alargadas, bem como a presença de outros elementos de canalização do tráfego, tais como marcas no pavimento ou separadores materializados são exemplos de alternativas válidas que podem beneficiar, não só a capacidade mas também o conforto de utilização da interseção. Todas estas soluções devem ser realizadas privilegiando sempre a segurança dos utentes da via.

#### 2.5. TIPOS DE CONFLITOS

As interseções prioritárias são caracterizadas por terem diversos pontos de conflito entre as correntes de tráfego que lá operam. Assim, para o mesmo número de vias e movimentos por sentido, quantos mais ramos afluentes possuir a interseção, mais pontos de conflitos se geram. Estes conflitos podem ser de divergência, convergência, atravessamento e entrecruzamento (Fig. 2.5). O projeto e implementação de uma interseção devem ter em conta a minimização destes conflitos, através da sua separação no espaço.

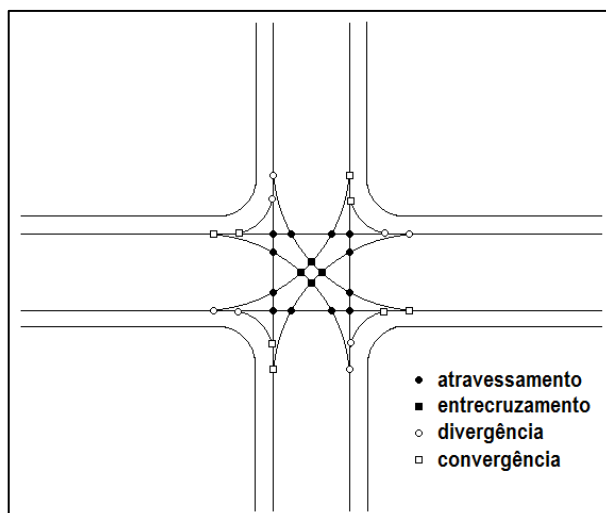


Fig. 2.5 – Tipos de conflito.

#### 2.5.1. DIVERGÊNCIA

Existe divergência sempre que uma corrente de tráfego se separa de outra, formando novas correntes. Um exemplo desta situação acontece quando os movimentos de viragem à esquerda ou à direita se separam do movimento de ida em frente.

#### 2.5.2. CONVERGÊNCIA

Quando duas ou mais correntes de tráfego distintas se juntam para formar uma única, dá-se um conflito de convergência. A interseção criada pelos movimentos de viragem à direita e viragem à esquerda de uma mesma via mas de sentido contrário, é um exemplo deste tipo de conflito.

#### 2.5.3. ATRAVESSAMENTO

O atravessamento é característico das interseções em “X”. Este tipo de conflito ocorre quando o movimento de ida em frente se intersesta com outros movimentos. Comparativamente aos outros tipos de conflitos este é o que oferece menor segurança, uma vez que em situação de embate o choque é do tipo frente-lateral. Quanto mais extenso o atravessamento, maior é o risco de acidente.

#### 2.5.4. ENTRECruzAMENTO

A conjugação de uma manobra de convergência com uma de divergência dá origem aos entrecruzamentos. Este conflito ocorre no coração da interseção entre dois movimentos de viragem.

### 2.6. APLICABILIDADE

A utilização de interseções prioritárias é frequente pelo mundo inteiro. A sua implementação pressupõe a análise de diversos fatores, sejam eles físicos, humanos, ambientais, económicos ou de tráfego. A conjugação destes fatores é que permite uma correta integração da interseção no meio envolvente.

A simplicidade associada ao seu baixo custo de implementação, tornam este tipo de interseção uma solução atrativa, comparativamente a outros tipos de interseções. De uma forma geral, são soluções de geometria pouco complexa e de fácil e rápida assimilação por parte dos utentes da via.

Revelam-se uma boa solução sempre que os volumes de tráfego envolvidos sejam baixos ou moderados, sendo que na via secundária devem ser manifestamente mais baixos que na via principal.

# 3

## PRINCÍPIOS DE ANÁLISE DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS

### 3.1. ABORDAGEM

A análise da capacidade em interseções prioritárias é alvo de estudo por várias metodologias, as quais assentam na sua maioria em modelos estocásticos baseados na interação entre veículos. Exemplo disso é o modelo de intervalo de aceitação que assume que um veículo não prioritário pode entrar na interseção se a duração do intervalo entre veículos prioritários, for igual ou superior a um determinado intervalo aceite por todos os condutores. Segundo este modelo a distribuição de intervalos na corrente prioritária não é afetada pelos veículos da via secundária. No entanto, por ser um modelo que permite um ajustamento às condições do local, a teoria do intervalo de aceitação possibilita a interação entre os condutores das vias principal e secundária (Troutbeck, 2002).

Apesar da grande aceitação da teoria do intervalo de aceitação pela comunidade em geral, existem modelos empíricos e estatísticos que se baseiam na análise de regressão para estimar a capacidade. Apesar destes métodos defenderem uma maior precisão na determinação dos vários coeficientes, têm a desvantagem de necessitar de dados em períodos de congestionamento da interseção. Estes dados são, por vezes, de difícil obtenção, pelo que a teoria do intervalo de aceitação se revela como uma solução mais ampla, no sentido em que permite a determinação destes parâmetros mesmo em situações de não saturação. Por estas razões, os modelos estatísticos são essencialmente usados para estimar o efeito direto da geometria da interseção, bem como modelar situações de grande congestionamento.

A análise das filas de espera é comum às metodologias de análise de interseções prioritárias e é efetuada de acordo com a teoria da fila de espera. Esta teoria é responsável pela determinação de indicadores como o atraso e fila de espera, através de modelos que assentam fundamentalmente na análise das chegadas e partidas de veículos e no tempo que os veículos não prioritários demoram a ser servidos.

A incorporação de modelos de simulação de tráfego nos estudos de interseções prioritárias é cada vez mais frequente. Estes modelos baseiam-se nos modelos estocásticos ou estatísticos e apresentam-se como uma simplificação dos métodos analíticos. A sua utilização tem a vantagem de permitir a inclusão de um considerável número de variáveis, possibilitando uma reprodução mais realista das condições de escoamento de tráfego. Desta forma, torna-se possível simular um vasto número de situações para a interseção prioritária em análise. Estes modelos têm especial interesse quando está presente sinalização luminosa a montante da interseção em estudo, uma vez que conseguem prever com maior precisão as chegadas de veículos à interseção prioritária.

A maioria dos procedimentos existentes para análise da capacidade em interseções prioritárias baseiam-se nas teorias do intervalo de aceitação e fila de espera.

### 3.2. TEORIA DO INTERVALO DE ACEITAÇÃO

A teoria do intervalo de aceitação é uma teoria microscópica usada para descrever o comportamento individual dos condutores na abordagem às interseções prioritárias. Este tipo de interseções é caracterizado pela existência de sinalização reguladora do tráfego na via secundária, ou não prioritária. Como tal, os condutores que circulam nessa via têm obrigatoriamente que ceder passagem aos veículos da via principal. A sua entrada na interseção fica assim limitada aos intervalos entre veículos sucessivos da via principal. Cabe aos condutores não prioritários avaliar e decidir a existência de um intervalo seguro que os permita entrar na interseção. A este sistema dá-se o nome de intervalo de aceitação.

Conceitos como a prioridade atribuída às correntes de tráfego, a disponibilidade de intervalos válidos, o uso a dar a esses intervalos e ainda a maneira como a fila de veículos se vai comportar no que respeita a chegadas e partidas de veículos, são essenciais na aplicação desta teoria.

Inicialmente desenvolvido na Alemanha por Harders (1968) e Siegloch (1973), o mais recente progresso deste modelo deve-se a Brilon e desempenha um papel fundamental na determinação das condições de operação deste tipo de interseção (Brilon e Wu, 2002).

#### 3.2.1. PRIORIDADE DOS MOVIMENTOS

Numa interseção prioritária, vários são os movimentos possíveis de se efetuar. A sua definição está relacionada, na sua maioria, com a geometria da interseção. Os movimentos possíveis de serem efetuados, bem como a sua numeração, atribuída a cada tipo de interseção, pode variar de acordo com a metodologia utilizada, no entanto, os estabelecidos pelo Highway Capacity Manual americano são, atualmente, a referência para a maioria dos países e respetivas metodologias. A última edição deste manual acrescentou os movimentos de inversão de marcha na via principal, aos já existentes (ver Fig. 3.1 e Fig. 3.2). A maioria das metodologias baseia-se na notação do HCM 2000 que não tem em consideração estes movimentos.

Uma condição fundamental nas interseções prioritárias é que a interação entre veículos seja realizada respeitando uma hierarquia. Enquanto certos movimentos possuem prioridade absoluta, outros, não prioritários, são forçados a ceder passagem e apenas podem avançar quando existir um intervalo aceitável. Em resumo, na aproximação à interseção, todos os veículos que circulam na via secundária têm de ceder passagem aos veículos que se deslocam na via principal. Por sua vez, todos os movimentos de viragem à esquerda dão prioridade aos movimentos em frente e de viragem à direita. Assim, torna-se vantajoso classificar os movimentos com a atribuição dos seguintes níveis de prioridade:

- Nível 1 – Movimentos com prioridade absoluta;
- Nível 2 – Movimentos subordinados aos movimentos nível 1;
- Nível 3 – Movimentos subordinados aos movimentos nível 1 e 2;
- Nível 4 – Movimentos subordinados aos movimentos nível 1, 2 e 3.

No caso de uma interseção de quatro ramos os níveis de prioridade atribuídos são quatro, enquanto nas interseções de apenas três ramos, em consequência do menor número de movimentos, são somente três.

Nas Fig. 3.1 e Fig. 3.2 estão representados todos os movimentos possíveis tendo em conta a tipologia da interseção, bem como o nível de prioridade atribuído a cada movimento.

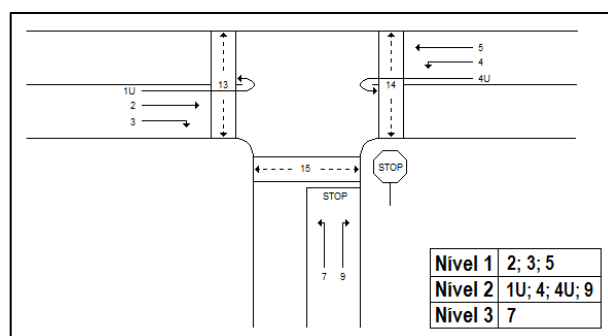


Fig. 3.1 – Movimentos e respetivo Nível de Prioridade num Entroncamento.

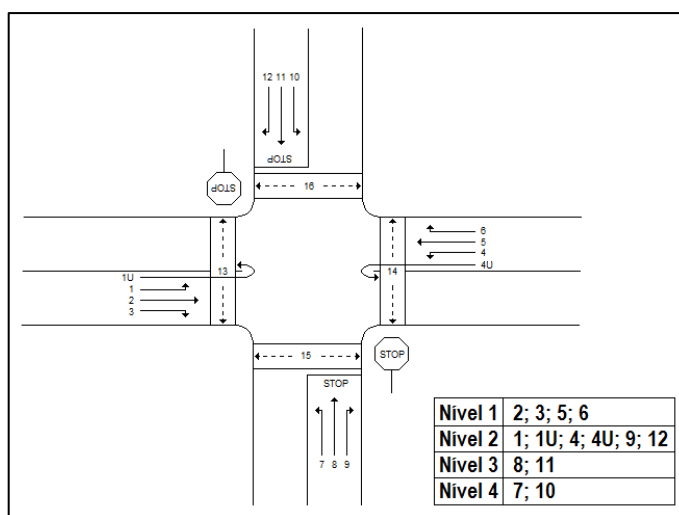


Fig. 3.2 – Movimentos e respetivo Nível de Prioridade numa Interseção de 4 Ramos.

Em diversas interseções prioritárias é possível encontrar elementos físicos que permitem a separação de sentidos de circulação ou canalização de tráfego. Na presença desses elementos as regras de prioridade a atribuir e consequentemente os níveis de prioridade são os mesmos de uma interseção normal.

É necessário ter presente que os cruzamentos são, muitas das vezes, zonas de atravessamento de peões, pelo que o seu conflito deve ser igualmente considerado na análise da capacidade e o comportamento dos mesmos, estudado. No entanto, os peões não são considerados na hierarquia de prioridades dos veículos, nem lhes é atribuída uma hierarquia própria. Ao contrário do que acontece com os veículos, e no que respeita à atribuição de prioridade, a abordagem aos peões é realizada de maneiras distintas em vários países, podendo, inclusive, variar dentro do mesmo país. Torna-se então necessário adaptar esse critério ao modelo em análise.

### 3.2.2. PARÂMETROS BASE

Esta teoria baseia-se no pressuposto que os condutores não prioritários usam um determinado intervalo para avançar na interseção, o qual pode ser traduzido em tempo. A este tempo é dado o nome de intervalo crítico,  $t_c$ , definido como sendo o intervalo mínimo que um condutor está disposto a aceitar para efetuar o movimento com segurança sem entrar em conflito com outros veículos.

Ao tempo definido pela partida do primeiro veículo em fila de espera e a chegada do veículo que o precede ao espaço ocupado pela primeira posição da fila, é dado o nome de intervalo mínimo,  $t_f$ .

#### 3.2.2.1. Intervalo Mínimo

A determinação deste parâmetro é de fácil interpretação. Sempre que exista uma fila de espera na via secundária e a distância entre veículos prioritários seja tal que permita o avanço de mais que um veículo não prioritário nesse mesmo intervalo, é possível obter o tempo entre partidas dos veículos da via secundária. A média destes tempos define o intervalo entre veículos da via secundária, ou intervalo mínimo,  $t_f$ . Desta forma, os veículos apenas podem entrar na interseção  $t_f$  segundos depois do primeiro veículo em espera, partir.

#### 3.2.2.2. Intervalo Crítico

O intervalo crítico,  $t_c$ , é um dos parâmetros de maior importância na análise da capacidade de interseções prioritárias e um dos mais difíceis de estimar. Isto associado ao facto de não poder ser medido diretamente, faz com que seja necessário um conjunto de procedimentos ou modelos para a sua determinação. São vários os modelos que foram desenvolvidos e que podem ser seguidos, entre os quais se destacam os modelos de Raff (1950), por ser a abordagem mais antiga a este problema, e Troutbeck (1992) por ainda hoje ser utilizado em diversos manuais de engenharia de tráfego. Outros autores como Harders (1968), Siegloch (1973) e Hewit (1983) também desenvolveram métodos para estimar este intervalo (Luttinen, 2004).

O modelo de Raff de 1950, é um modelo de acessível compreensão e assume que o intervalo crítico é constante entre condutores. Baseia-se nos intervalos aceites e rejeitados, medidos *in situ*, para obter o intervalo crítico. Sabendo que  $F_r(t)$  e  $F_a(t)$ , representam funções de distribuição de probabilidade de um determinado intervalo  $t$  ser rejeitado ou aceite, respetivamente, então o intervalo crítico é obtido igualando a probabilidade se ser aceite,  $F_a(t)$ , com a probabilidade de não ser rejeitado,  $1 - F_r(t)$ .

$$F_a(t) = 1 - F_r(t) \quad (3.1)$$

Siegloch (1973) (Brilon *et al.*, 1997) propôs um método capaz de reproduzir as condições de saturação de uma interseção. Este método tem em consideração o número de veículos não prioritários,  $n$ , que entram num determinado intervalo entre veículos prioritários,  $t$ . Assim, para cada valor de  $n$  é calculada a média dos intervalos aceites. Estes valores são representados recorrendo a uma regressão linear, em que  $t$  é a variável dependente e  $a$  e  $b$  são coeficientes da regressão.

$$t = a + b \cdot n \quad (3.2)$$

Os valores do intervalo crítico e mínimo são obtidos diretamente da regressão realizada.

O modelo abordado por Troutbeck em 1992 (Troutbeck e Brilon, 2002), é um modelo mais trabalhoso que requer um elevado volume de informação. Baseia-se na teoria da máxima probabilidade, que assume uma distribuição de probabilidade para os valores dos intervalos medidos, considerando uma determinada amostra de condutores. Uma boa distribuição representativa desta teoria é a distribuição log-normal que apresenta sempre valores positivos. Ainda de acordo com esta teoria, é de salientar que dos intervalos rejeitados, apenas os máximos têm interesse. Estes, juntamente com os intervalos aceites por cada condutor, são tratados em conjunto, sendo que para cada intervalo aceite existe apenas um intervalo rejeitado correspondente. Assim, a probabilidade de numa amostra de condutores, o intervalo crítico estar entre  $a_i$  e  $r_i$ , é obtida pela seguinte expressão:

$$\prod_{i=1}^n [F(a_i) - F(r_i)] \quad (3.3)$$

sendo,  $a_i$  o logaritmo do intervalo aceite pelo  $i$ -ésimo condutor e  $r_i$  o logaritmo do máximo intervalo rejeitado pelo  $i$ -ésimo condutor.

A partir da maximização desta probabilidade é possível obter os parâmetros desta distribuição, entre os quais, o intervalo crítico a ser usado no modelo de intervalo de aceitação. É habitual recorrer-se a métodos iterativos para obter estes valores. (Troutbeck e Brilon 2002)

Apesar do elevado volume de dados que tem de ser tratado e da complexidade atribuída à teoria da máxima probabilidade, esta tem em conta a distribuição de intervalos na corrente prioritária, produzindo resultados bastante aceitáveis para distintas condições de tráfego.

Por ser o que revela melhores resultados, o modelo microscópico de Troutbeck, ainda hoje é utilizado em diversos manuais de grande importância, tais como o HCM (EUA).

### 3.2.2.3. Intervalo Zero

O intervalo zero,  $t_0$ , é o termo usado para definir os intervalos da via principal que não foram usados por qualquer veículo não prioritário e é obtido pela subtração de metade do intervalo mínimo,  $t_f$ , ao intervalo crítico,  $t_c$ .

$$t_0 = t_c - 0,5 \cdot t_f \quad (3.4)$$

Este conceito está relacionado com o modelo de intervalo de aceitação de Siegloch desenvolvido em 1973 (Akçelik, 2007).

### 3.2.3. COMPORTAMENTO DOS CONDUTORES

De acordo com esta teoria assume-se que toda a amostra de condutores se comporta da mesma maneira, para situações idênticas, ou seja, de uma maneira consistente e homogénea. Evidentemente este tipo de comportamento não é, de todo, real, pois cada condutor tem a sua própria perceção de intervalo válido. Mesmo considerando condições semelhantes, cada condutor comporta-se de maneira diferente. Ainda assim, a diferença encontrada entre este comportamento ou um comportamento

inconsistente e heterogêneo é mínima, sendo que acaba por ser um melhor compromisso, por uma questão de simplicidade, considerar um comportamento consistente e homogêneo por parte dos condutores. Segundo Harders e Troutbeck, a velocidade praticada na via prioritária pode também afetar os valores dos parâmetros base. Juntamente, espera-se que a dificuldade sentida ao efetuar a manobra, também influencie estes tempos. Quanto mais complicada, maiores são os intervalos (Troutbeck e Brilon, 2002).

#### 3.2.4. DISPONIBILIDADE E USO DOS INTERVALOS

A maneira como os intervalos entre veículos vão estar distribuídos e vão ser usados na corrente prioritária tem grande influência no funcionamento das interseções prioritárias. É de prever, que os condutores aceitem mais facilmente os intervalos maiores e rejeitem os mais pequenos, como tal faz sentido que apenas os maiores intervalos, possíveis de serem utilizados, sejam alvo de estudo detalhado. Convém ainda compreender que apesar dos condutores da corrente não prioritária avaliarem apenas o intervalo entre os veículos consecutivos, ou seja, o espaço livre entre eles (intervalo definido pela parte de trás de um veículo e parte da frente do veículo que segue atrás), é mais fácil descrever a corrente de tráfego prioritária recorrendo ao intervalo definido pela frente de um veículo e pela frente do veículo que o precede. Esta distância entre veículos é então constituída pelo intervalo entre veículos considerando o espaço frente-traseira dos veículos, somado do espaço ocupado por um veículo. Na figura seguinte exemplifica-se este pormenor.

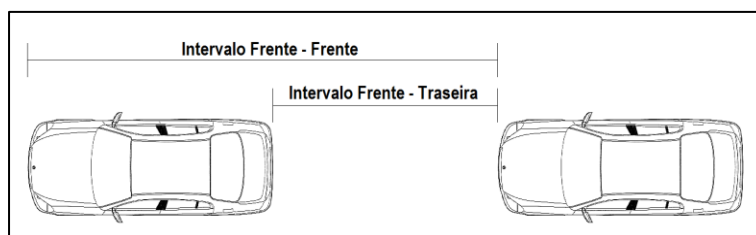


Fig. 3.3 – Intervalos entre Veículos.

Para a definição de espaço ocupado por um veículo, considera-se que as diferenças entre tamanhos e velocidade a que os veículos circulam, são desprezáveis. Assim, a avaliação da distribuição de intervalos é realizada considerando os intervalos frente-frente dos veículos (Luttinen, 2003).

O modelo mais comum de ser utilizado para definição dos intervalos entre veículos segue uma distribuição exponencial negativa, normalmente designada apenas por distribuição exponencial. Considera-se que os veículos prioritários circulam à velocidade pretendida por cada condutor, independentemente uns dos outros. Este padrão aleatório de chegadas pode ser representado pela distribuição de Poisson.

$$P(n) = (v \cdot t)^n \frac{e^{-v \cdot t}}{n!} \quad (3.5)$$

Esta expressão exibe a probabilidade de  $n$  veículos chegarem num intervalo superior a  $t$ , em que  $v$  representa o débito. Interessa então saber qual a probabilidade de não haver veículos a passarem nesse intervalo  $t$ . Isto acontece para  $n = 0$ .

$$P(t) = e^{-v \cdot t} \quad (3.6)$$

Apesar do importante papel que esta distribuição tem na descrição das chegadas de veículos à interseção, é previsível que ofereça valores de intervalos demasiado baixos mesmo considerando débitos pequenos e intervalos demasiado elevados para situações de maior congestionamento. Não são situações realistas, de maneira que, os intervalos excessivamente baixos devem ser ignorados e só se deve considerar esta distribuição válida até débitos de cerca de 150 veículos por hora (Luttinen, 2004).

É ainda de salientar que esta distribuição não descreve situações em que os veículos prioritários circulam em pelotão.

Para contornar o problema de haver intervalos demasiado baixos é usual recorrer-se à distribuição exponencial deslocada, em que se considera a existência de um intervalo entre veículos prioritários mínimo,  $t_m$ . Este tempo mínimo é definido como sendo o tempo que um veículo demora a passar a interseção, considerando que existe um espaço em torno do veículo que mais nenhum veículo pode invadir. A distribuição de intervalos passa a ser a seguinte:

$$F(t) = e^{-\bar{v}(t-t_m)} \quad (3.7)$$

em que  $\bar{v}$  representa o débito médio de chegadas.

$$\bar{v} = \frac{v}{1-v \cdot t_m} \quad (3.8)$$

Similarmente à distribuição exponencial, a distribuição exponencial deslocada não consegue definir situações em que os veículos se deslocam em pelotão. Existem, no entanto, distribuições que ao longo dos anos foram propostas e que contornam esta questão, entre as quais se destaca o modelo proposto por Cowan em 1975 (Troutbeck e Brilon, 2002).

De acordo com Cowan, a chegada de veículos pode ser descrita com uma mistura de veículos que circulam livremente, que seguem a distribuição exponencial deslocada, com veículos que circulam em pelotão, com intervalos entre eles,  $t_m$ , constantes.

Este modelo apesar de incluir veículos que circulem em pelotão apenas pretende analisar os intervalos maiores, uma vez que, os intervalos dos veículos que circulam em pelotão são demasiado curtos para serem aceites pelos veículos não prioritários.

Considerando que  $\alpha$  é a proporção de veículos que circulam livremente, então a probabilidade de haver intervalos superiores a  $t$  é dada por:

$$F(t) = \alpha \cdot e^{-\bar{v}(t-t_m)} \quad (3.9)$$

com,

$$\bar{v} = \frac{\alpha \cdot v}{1 - v \cdot t_m} \quad (3.10)$$

Com uma análise mais cuidadosa da expressão de Cowan é perceptível a sua generalidade. Se for efetuado um ajuste ao valor de  $\alpha$  para 1,0 obtém-se a distribuição exponencial deslocada. Por outro lado, com a utilização do valor 1,0 para  $\alpha$  e  $t_m$  em simultâneo, é possível obter a distribuição exponencial negativa.

Para melhor compreensão e fazendo um exercício simples, são considerando vários conjuntos de dados que dão origem a três gráficos diferentes.

O primeiro conjunto considera um débito  $v$  de 800 veículos por hora, um intervalo mínimo  $t_m$  de 2 segundos e cerca de 90% dos veículos a circular livremente ( $\alpha = 0,90$ ). Aplicando estes valores, obtém-se o seguinte gráfico para as três distribuições.

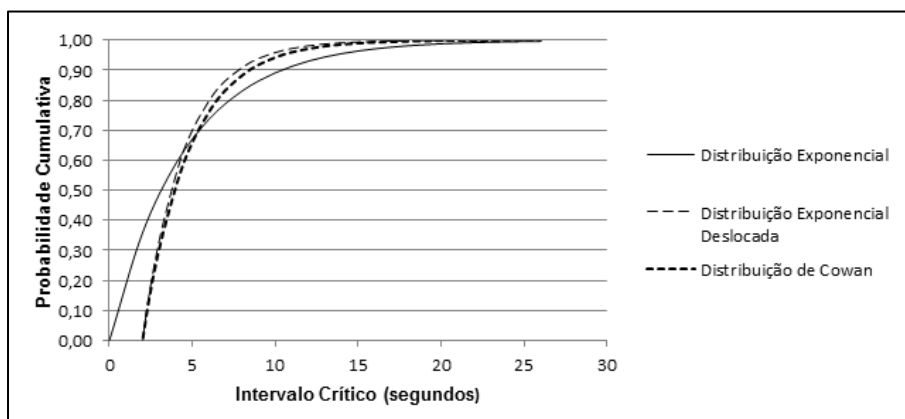


Gráfico 3.1 – Distribuições de intervalos críticos para  $v = 800$  veic./hora e  $\alpha = 0,90$ .

Mantendo todos os parâmetros com o mesmo valor e reduzindo o débito para o máximo sugerido por Luttinen, ou seja,  $v$  igual a 150 veículos por hora, obtém-se o Gráfico 3.2.

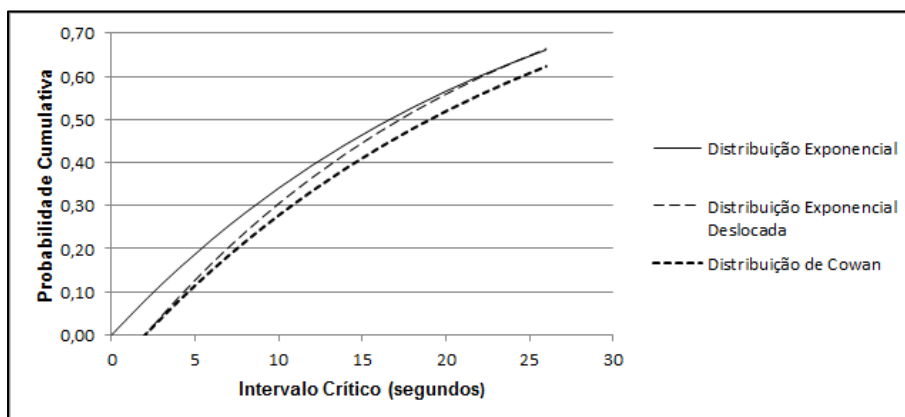


Gráfico 3.2 – Distribuições de intervalos críticos para  $v = 150$  veic./hora e  $\alpha = 0,90$ .

Por comparação dos gráficos facilmente se compreende que para débitos elevados a distribuição exponencial negativa devolve valores de intervalos díspares e irrealistas relativamente às outras distribuições, particularmente nos intervalos mais pequenos e mais elevados. Ao convergir mais lentamente, esta distribuição indica que está a aceitar como válidos intervalos mais elevados relativamente às restantes distribuições. Para esta ordem de débito (800 veic./hora) não é realista considerar intervalos críticos elevados, uma vez que é expectável que os veículos circulem mais próximos uns dos outros. No Gráfico 3.2, ao considerar um débito reduzido esta distribuição revela-se como a mais conservativa, ao atribuir os intervalos mais baixos em toda gama de valores, confirmando a teoria de Luttinen.

A proximidade da distribuição exponencial deslocada à distribuição de Cowan é explicada pela maioria dos veículos estarem a circular livremente ( $\alpha = 0,90$ ). Mantendo o valor de débito considerado no Gráfico 3.1 ( $v = 800$  veic./hora), mas considerando que apenas cinquenta por cento dos veículos circulem livremente ( $\alpha = 0,50$ ), obtém-se o gráfico seguinte.

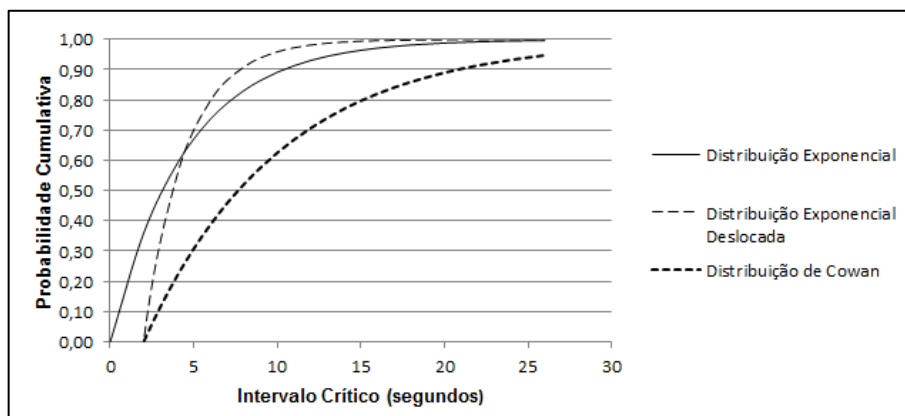


Gráfico 3.3 – Distribuições de intervalos críticos para  $v = 800$  veic./hora e  $\alpha = 0,50$ .

A nova configuração da distribuição de Cowan é explicada por uma grande parte dos veículos estarem a circular em pelotão. Como o intervalo entre estes veículos é bastante curto e imediatamente rejeitado por todos os condutores não prioritários, os intervalos entre os pelotões vão aumentar. Isto traduz-se numa maior probabilidade de haver intervalos críticos superiores.

Por ser simples e de fácil aplicação a distribuição exponencial negativa é preferida pelas metodologias em geral para descrever os intervalos entre veículos prioritários, desta teoria.

### 3.3. TEORIA DA FILA DE ESPERA

Quando a procura excede a capacidade, forma-se, na via secundária, uma fila de espera. A teoria da fila de espera tem como objetivo analisar esta ocorrência recorrendo a teorias de probabilidade.

#### 3.3.1. CHEGADAS E PARTIDAS DE VEÍCULOS

As chegadas e partidas de veículos são habitualmente tratadas por um modelo microscópico de fila de espera, que pressupõe a interação entre uma corrente prioritária, e uma corrente não prioritária, numa determinada área, denominada de área de conflito.

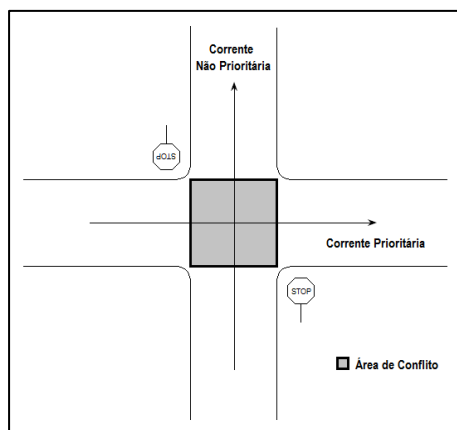


Fig. 3.4 – Área de Conflito.

Esta interação entre veículos, já assumida pela teoria do intervalo de aceitação, mostra que enquanto a corrente prioritária, não sofre qualquer atraso, a outra, não prioritária, é forçada a ceder passagem sempre que o condutor que nela circula, considere o intervalo entre veículos da corrente prioritária, inseguro. O intervalo mínimo que todos os condutores consideram como admissível é o intervalo crítico,  $t_c$ . Assim, este intervalo pode ser considerado como o melhor ajuste entre uma procura segura e o atraso mínimo sofrido pelos condutores (Luttinen, 2004). Convém ainda recordar que cada veículo não prioritário apenas pode entrar na interseção depois do primeiro veículo em fila de espera arrancar, isto é, depois de adquirir a sua posição.

Para análise desta teoria, Raff em 1950 e Tanner em 1962 (Luttinen, 2004), apresentaram a noção de bloqueio da interseção. Isto é, sempre que um veículo prioritário não permita a passagem de um outro veículo não prioritário ocorre o chamado bloqueio, que começa  $t_c$  segundos antes do veículo da corrente prioritária chegar, e dura até ao começo do próximo intervalo válido,  $t_i$ . Os intervalos entre os bloqueios chamam-se anti bloqueios, e estão delimitados pelo começo do intervalo válido,  $t_i$ , e pelo valor de  $t_c$ . É importante salvaguardar que estas condições acontecem para  $t_i \geq t_c$ . Assume-se ainda que os veículos não prioritários entram na interseção imediatamente a seguir ao começo do anti bloqueio ou imediatamente depois de chegarem à linha de paragem, considerando que ainda estão no intervalo correspondente ao anti bloqueio. De acordo com Akçelik, durante este período os veículos partem separados pelo intervalo mínimo,  $t_f$ . Caso deixe de haver fila, então  $t_f$  segundos depois de ela terminar, os veículos não prioritários avançam sem sofrerem atraso. O desfaseamento entre um veículo prioritário e um não prioritário é igual a  $t_c - t_f$ .

### 3.3.2. MODELOS DE FILA DE ESPERA

Para melhor compreender a distribuição do tráfego na aproximação e ao longo da própria interseção prioritária é usual recorrer-se a modelos de fila de espera. Estes modelos analisam o comportamento dos condutores de acordo com os intervalos de chegadas de veículos à interseção, o tempo que os condutores demoram a ser servidos e o número de utilizadores que usufrui desse serviço. São estes parâmetros que vão permitir determinar indicadores como o atraso e comprimento da fila de espera.

É usual utilizar a notação concebida por Kendall para descrever estes modelos. Esta notação é constituída por três argumentos, A/B/S, em que “A” representa a distribuição das chegadas entre veículos prioritários, “B” a distribuição do tempo de serviço e “S” o número de servidores. Aos primeiros dois argumentos, A e B, são atribuídas letras que indicam o tipo de distribuição seguida. A

letra “M” representa uma distribuição exponencial, a letra “G” uma distribuição normal e a letra “D” uma distribuição determinística. Note-se que, as distribuições atribuídas aos parâmetros A e B são independentes uma da outra. O terceiro argumento diz respeito à quantidade de utilizadores que vão beneficiar do serviço (Adan e Resing, 2002). Nos modelos de fila de espera de interseções prioritárias, o número de servidores é normalmente igual a um, que corresponde ao primeiro veículo da fila. Assim, o próximo veículo a ser servido apenas o pode fazer depois do serviço relativo ao veículo anterior ter terminado.

O tipo de chegadas à interseção mais simples que existe é aquele em que os veículos chegam à interseção separados pelo mesmo intervalo. Esta situação não é realista, pelo que, é frequente as metodologias de análise de interseções prioritárias, utilizarem a distribuição exponencial para descrever estas chegadas. De acordo com esta distribuição as chegadas de veículos são processadas aleatoriamente, segundo a distribuição de Poisson. O modelo só fica completo depois de determinada a duração do serviço, isto é, a maneira como vai estar distribuído. Vários modelos abordaram de maneiras distintas este tempo, dos quais se destacam os modelos M/M/1, M/D/1, M/G/1 e M/G2/1. Diversos autores excluíram os modelos M/M/1 e M/D/1 ao considerarem que estes não conseguiam representar devidamente o padrão de tempos de serviço observados em interseções prioritárias. O modelo M/G/1 é um modelo mais sofisticado que considera chegadas aleatórias de veículo e tempos de serviço distribuídos de acordo com uma lei arbitrária que tem em conta a dependência entre as chegadas de veículos prioritários e não prioritários à interseção. Apesar da melhor aproximação do modelo M/G/1, Kremser e Tanner em 1962 chegaram à conclusão que este modelo seria melhor descrito por dois tempos de serviço. O primeiro para quando não existe fila de espera no momento em que o veículo chega à interseção e o segundo sempre que existe uma fila de espera e o veículo que chega se junta a ela. Esta definição deu origem ao modelo M/G2/1 (Luttinen, 2004). Estes modelos, embora fiáveis a representar condições estáveis, não conseguem descrever situações em que a procura é variável ao longo do tempo ou mesmo situações em que a procura excede a capacidade. Para estas condições, Kimber e Hollis em 1979 desenvolveram um método que utiliza a combinação do modelo M/M/1 para condições de não saturação da interseção, e o modelo D/D/1 para representar os períodos de sobressaturação. Segundo estes autores o modelo M/M/1 consegue representar satisfatoriamente situações em que a procura é inferior à capacidade, pelo que, o recurso a modelos mais complexos é desnecessário. Da mesma maneira, o uso do modelo determinístico é justificado pela reduzida importância da aleatoriedade dos intervalos quando os períodos de saturação da interseção são elevados (TRB, 1996). Assim, a representação das chegadas do novo modelo é obtida pela transição entre os dois modelos.

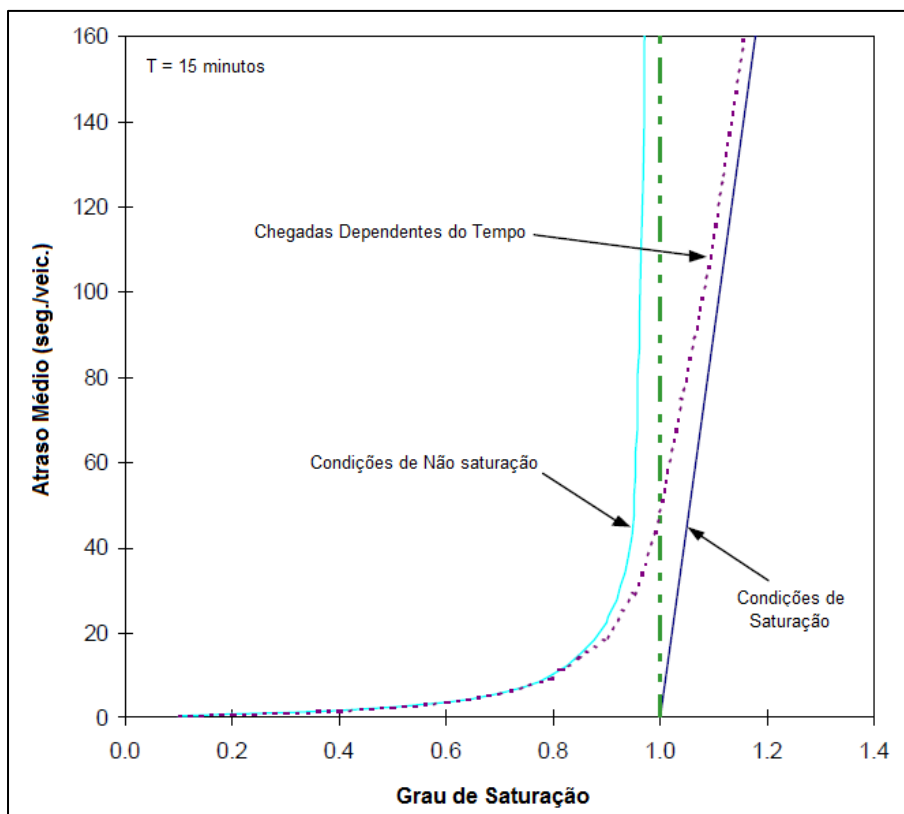


Gráfico 3.4 – Modelo de fila de espera com chegadas dependentes do tempo.

(Retirado e adaptado de Fu e Hellinga, 1999)

### 3.4. INDICADORES DE DESEMPENHO DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS

A avaliação do desempenho das interseções prioritárias é realizada recorrendo a determinados critérios e indicadores que permitem perceber o desempenho geral da interseção.

#### 3.4.1. CAPACIDADE

De acordo com o HCM 2000 (TRB, 2000), a capacidade pode ser definida como o débito máximo esperado, de veículos ou pessoas, que consegue atravessar um determinado ponto ou segmento de estrada, durante um determinado período de tempo, tendo em conta as condições geométricas, de tráfego, de ambiente e de regulação da via. É importante perceber que a capacidade não pretende expressar o débito máximo observado, mas sim o débito máximo esperado que pode ser mantido durante um período de tempo sob as mesmas condições. É calculada para todos os movimentos não prioritários e é normalmente expressa em veículos por hora, passageiros por hora, ou pessoas por hora.

A capacidade dos movimentos não prioritários está limitada ao débito de saturação e à disponibilidade de intervalos entre veículos prioritários, ou anti blocos.

Os manuais mais representativos dos estudos de tráfego, tais como o HCM e HBS, dividem a capacidade em dois conceitos. A capacidade potencial e a capacidade do movimento, ou real. A primeira é a capacidade considerando que a condições de operação são ideais, com cada movimento a operar em via exclusiva e sem impedimentos. Desde cedo diversos autores, como Tanner em 1962 e

Harders em 1968 descreveram modelos que permitiram o cálculo desta capacidade (Panchavati, 1991). Mais tarde, outros como Siegloch em 1973 (equação 3.11) e Troutbeck em 1992 (equação 3.12) desenvolveram estes modelos, dando origem às fórmulas que ainda hoje servem de referência ao HBS e HCM, respetivamente (Akçelik, 2007). A determinação destes modelos é efetuada de acordo com a teoria do intervalo de aceitação.

$$c_{p,x} = \frac{3600}{t_f} e^{\frac{(-v_{c,x})t_0}{3600}} \quad (3.11)$$

$$c_{p,x} = v_{c,x} \frac{e^{(-v_{c,x}t_c/3600)}}{1 - e^{(-v_{c,x}t_f/3600)}} \quad (3.12)$$

onde

$c_{p,x}$  = capacidade potencial (veic./hora);

$v_{c,x}$  = débito conflituante do movimento  $x$  (veic./hora);

$t_c$  = intervalo crítico (seg.);

$t_f$  = intervalo mínimo (seg.);

$t_0 = t_c - (t_f/2)$  (seg.).

O segundo conceito, como próprio nome indica, é a capacidade que será expectável considerando todas as condicionantes envolventes, sejam elas geométricas ou de impedância de movimentos, mas sempre considerando que ao movimento em análise é atribuída uma via exclusiva. Para o caso em que existe mais que um movimento a operar na mesma via, é usual fazer o cálculo da capacidade do grupo de movimentos afetos a essa mesma via. A consideração destas condicionantes é tratada por modelos ou coeficientes que adaptam o caso mais geral à interseção em estudo.

Outros autores defendem que capacidade pode ser abordada recorrendo a modelos empíricos de regressão. Apesar da teoria do intervalo de aceitação descrever aspetos importantes da interação entre veículos, existem certas dificuldades ao estimar a capacidade. Estas dificuldades passam essencialmente pela determinação do intervalo crítico (Brilon e Wu, 2002).

Este tipo de modelação foi essencialmente desenvolvido no Reino Unido por Kimber e Coombe em 1980 (Prasetijo, 2007) e serve-se de um vasto número de dados recolhidos em estradas Reino Unido para desenvolver a metodologia. Estes dados incluem volumes de procura em períodos de saturação e configuração geométrica das interseções. Este modelo foi desenvolvido a partir de uma regressão linear que relaciona a capacidade da corrente não prioritária com os débitos da corrente prioritária.

$$c_e = C_0 - \sum_i \alpha_i \cdot v_i \quad (3.13)$$

onde,

$c_e$  = capacidade de entrada (veic./hora);

$c_0$  = capacidade considerando que o débito da estrada principal é zero (débito de saturação da corrente não prioritária) (veic./hora);

$\alpha_i$  = coeficiente da regressão que tem em conta a interação entre as correntes prioritária e não prioritárias;

$v_i$  = débito da estrada principal (veic./hora).

Para contabilizar os efeitos da tipologia do veículo a equação pode ser descrita da seguinte maneira.

$$c_e = C_0 - \sum_i (\alpha_i \cdot v_{i,LV} + \alpha'_i \cdot v_{i,HV}) \quad (3.14)$$

onde,

$\alpha_i/\alpha'_i$  = coeficientes da regressão que têm em conta a interação entre as correntes prioritária e não prioritárias;

$v_{i,LV}$  = débito de veículos ligeiros da estrada principal (veic.pass./hora);

$v_{i,HV}$  = débito de veículos pesados da estrada principal (veic.pass./hora);

A análise da capacidade é habitualmente realizada recorrendo a curtos intervalos de tempo, normalmente de quinze minutos, no entanto, podem ser limitados a intervalos inferiores caso se justifique. Períodos mais largos permitem maior estabilidade das condições de tráfego, no entanto a adoção de pequenos intervalos adapta-se melhor a pequenas oscilações do tráfego.

#### 3.4.2. CAPACIDADE DE RESERVA

A capacidade de reserva pode ser definida como a diferença entre o débito de veículos máximo esperado e o débito de veículos real, para o movimento em questão. Simplificando, representa o que o débito ainda poderá crescer até atingir a capacidade.

Este parâmetro foi introduzido no HCM de 1985, vindo do método alemão, como um critério para definir o nível de serviço. Na Finlândia, a capacidade de reserva ainda é utilizada como medidor do desempenho das interseções prioritárias (Luttinen, 2004).

#### 3.4.3. ATRASO

O atraso pode ser definido como a diferença de tempo entre uma operação executada e uma operação ótima ou ideal. A vantagem deste parâmetro é que enquanto a capacidade de reserva é uma medida teórica, o atraso é uma medida que pode ser efetivamente sentida pelos condutores. Por ser um parâmetro largamente utilizado por diversas metodologias de análise, como o HBS e HCM, para caracterizar o desempenho de interseções prioritárias, é de extrema importância que seja estimado corretamente e de acordo com modelos que consigam representar da melhor maneira, a realidade.

Os modelos utilizados para estimar o atraso são modelos baseados pela teoria da fila de espera. Yeo em 1962, Kremser em 1964 e Brilon em 1988 apoiaram-se nesta teoria para desenvolver modelos que permitiram calcular o atraso médio para os movimentos não prioritários. Apesar destes métodos representarem satisfatoriamente as condições de não saturação da interseção, não conseguem descrever situações de congestionamento. Uma vez que a procura ao longo do dia varia e pode mesmo exceder a capacidade em certos períodos, torna-se necessária uma análise que consiga englobar estes períodos (Brilon, 2007). Como já referido, esta solução foi desenvolvida por Kimber e Hollis em 1979 e embora seja um modelo complexo, representou um avanço significativo na estimação do atraso médio.

$$d = \frac{T}{4} \left\{ (g - 1) + \sqrt{(g - 1)^2 + \frac{8 \cdot z}{T \cdot c}} \right\} \quad (3.15)$$

onde,

$d$  = atraso médio (seg./veic.);

$g$  = grau de saturação ( $v/c$ );

$T$  = duração do período de análise (horas);

$c$  = capacidade (veic./hora);

$z$  = parâmetro.

Para  $z = 1$  a fórmula representa a transição entre condições de não saturação e saturação, enquanto para  $z = g$  obtém-se a simplificação deste modelo levada a cabo por Akçelik e Troutbeck em 1991, utilizada para descrever o atraso médio no HCM (Brilon, 2007).

#### 3.4.4. TEMPO MÉDIO DE SERVIÇO

De acordo com o modelo de fila e espera, quando um veículo não prioritário chega à linha de paragem de uma interseção, tem de esperar por um período de anti bloqueio antes de poder avançar. Considerando um veículo isolado, o tempo que passa desde que esse veículo adquire a primeira posição da fila junto à interseção, até cruzar a linha de paragem e passar um tempo igual ao intervalo mínimo,  $t_f$ , é designado tempo de tempo de serviço. De uma forma genérica, é o tempo durante o qual o condutor do primeiro veículo em fila de espera está bloqueado, somado do intervalo mínimo,  $t_f$ . Para cada veículo este tempo só começa a contar assim que cada um assume a primeira posição da fila, junto à linha de espera. Para uma situação de fila de espera, este tempo pode ser explicado como o tempo que o segundo veículo demora a adquirir a primeira posição depois do primeiro veículo partir (intervalo  $t_f$ ), somado do tempo que vai passar na primeira posição antes de poder efetuar a manobra. Assim, para uma situação de fila de espera, o tempo médio de serviço pode ser definido como o recíproco da capacidade (Luttinen, 2004).

Este tempo tem a vantagem de poder ser medido em condições de fila de espera moderada enquanto a análise da capacidade requer longos períodos de filas de espera. (Luttinen, 2004)

#### 3.4.5. COMPRIMENTO DA FILA DE ESPERA

Este é um importante parâmetro na avaliação das interseções prioritárias. Como o próprio nome sugere, este conceito devolve o número de veículos que ficam em fila de espera. A sua análise passa pela determinação da fila de espera média e/ou os percentis, das filas de espera, que reproduzem a probabilidade de saturação da via em questão. De acordo com Wu (1994), esta saturação deve estar entre 1% e 5%. Assim o cálculo da fila de espera para o percentil 95 ou 99 corresponde ao número de veículos na fila de espera que não é excedido 95% ou 99% do tempo, respetivamente. Por outras palavras, o comprimento da via não deve ser menor que 95% ou 99% das filas de espera. A estimativa deste parâmetro permite ajudar no dimensionamento do comprimento das vias em zonas suscetíveis de ter veículos em espera. É essencial a sua determinação quando se efetua o dimensionamento de vias curtas para movimentos de viragem à esquerda, de maneira a evitar o bloqueio dos veículos que seguem atrás. Em projetos que o espaço disponível é limitado, a fila de espera revela-se um bom indicador das condições de circulação.

#### 3.4.6. GRAU DE SATURAÇÃO

O grau de saturação pode ser definido como a proporção de capacidade que já foi usada e é dado pelo quociente entre o débito e capacidade do movimento. É um bom indicador das condições de saturação da interseção, na medida em que, permite de uma forma fácil e intuitiva determinar o estado da interseção sem ser necessário recorrer a métodos mais complexos. A metodologia suíça utiliza este indicador como maneira de saber a validade do cálculo do atraso e fila de espera. Também o HCM se serve deste indicador para estimar as filas de espera.

#### 3.4.7. NÍVEL DE SERVIÇO

A necessidade de avaliar a eficácia do serviço que as estradas proporcionam aos seus utilizadores, levou a que em 1965 fosse lançado a noção de nível de serviço pelo TRB. Este conceito foi apresentado no HCM 1965 e ainda hoje é usado como critério de avaliação das condições de circulação em diversas metodologias. É composto por seis níveis de serviço, aos quais são atribuídas letras de A a F, sendo o nível de serviço A o mais favorável. A atribuição destes níveis de serviço é realizada a partir da apreciação de indicadores de desempenho.

Numa interseção prioritária os níveis de serviço podem-se classificar da seguinte maneira.

- Nível de Serviço A: Regime de escoamento livre;
- Nível de Serviço B: Regime de escoamento aceitável;
- Nível de Serviço C: Regime de escoamento estável;
- Nível de Serviço D: Regime de escoamento próximo da instabilidade;
- Nível de Serviço E: Regime de escoamento instável, valores próximos da capacidade;
- Nível de Serviço F: Regime de sobressaturação, situação de congestionamento.

O Nível A representa um regime extremamente favorável. Durante este regime os condutores conseguem realizar a manobra rapidamente, sem impedimento significativo. No Nível B, a presença de outros veículos já se faz notar embora não de uma maneira expressiva. A espera é superior à do Nível A. Do Nível C ao Nível D, a quantidade de veículos presentes na interseção aumenta. Este

aumento traduz-se numa maior espera e consequentemente num maior incómodo sofrido pelos condutores. No Nível E, as condições de escoamento começam a ficar comprometidas, indicando que a chegada de mais veículos além dos presentes resulta numa situação de congestionamento. Esta situação de sobressaturação da interseção é representada pelo Nível F e naturalmente, deve ser evitada a todo o custo. Recorrendo à teoria da fila de espera, este regime pode ser explicado pela não existência de intervalos válidos entre os veículos da corrente prioritária. Como consequência os condutores da via não prioritária ficam sujeitos a uma longa demora, a qual se traduzirá numa extensa fila de espera. Este nível também poderá ocorrer caso os veículos tentem efetuar a manobra num intervalo menor que o aceitável. Este acontecimento resulta numa perturbação do normal funcionamento da interseção. Sempre que verifique que a uma corrente de veículos é atribuído o Nível F, devem ser tomadas medidas que podem ir desde a alteração da atual geometria da interseção, à mudança da tipologia da interseção.



# 4

## METODOLOGIAS DE ANÁLISE DE INTERSEÇÕES PRIORITÁRIAS

### 4.1. HIGHWAY CAPACITY MANUAL

A primeira edição do Highway Capacity Manual foi publicada em 1950 como uma compilação de diferentes estudos de tráfego. Nesta edição foram introduzidos os primeiros conceitos de capacidade, entre os quais se destaca a capacidade prática, definida como o máximo número de veículos que podem passar num determinado ponto da estrada ou numa determinada via, durante uma hora, sem que a densidade de tráfego provoque atraso, perigo ou restrições às manobras efetuadas pelos condutores, considerando as condições de tráfego existentes. Este manual possibilitou a avaliação da capacidade para estradas de duas e três vias, auto estradas, incluindo secções de entrecruzamento e rampas de acesso e ainda interseções semaforizadas.

A segunda edição foi publicada em 1965 e destaca-se por ser a primeira a introduzir o conceito de nível de serviço. Foi definido como uma medida qualitativa para descrever o efeito de inúmeros fatores, tais como velocidade e tempo de viagem, interrupções no tráfego, liberdade para efetuar manobras, segurança, conforto na condução e custos de operação. A capacidade prática foi substituída pelo conceito de volume de serviço, definido como o número máximo de veículos que consegue passar ao longo de uma determinada via ou faixa de rodagem de auto estrada de múltiplas vias, durante um determinado intervalo de tempo, considerando que as condições de operação se mantêm de acordo com o nível de serviço escolhido. As metodologias de avaliação para interseções semaforizadas e auto estradas também foram revistas. Este manual ainda não apresentou uma metodologia para interseções prioritárias, no entanto recomenda que a capacidade e volumes de serviço sejam estimados de acordo com o critério seguido nas interseções semaforizadas.

O terceiro manual foi introduzido em 1985. O conceito de capacidade foi revisto comparativamente à edição de 1965, passando a estar disponível uma nova noção de capacidade que permite a distinção entre unidades de pessoas ou unidades de veículos. Nesta edição passa a estar disponível uma metodologia exclusiva para análise de interseções prioritárias controladas quer por sinais de cedência, quer por sinais de stop, baseada no intervalo crítico. Esta metodologia foi adotada a partir de documentos alemães, baseados em pesquisas feitas por Harders em 1968 (Luttinen, 2004). Outra atualização importante foi a referência a “débito horário”, passando as análises a ser efetuadas considerando volume dos quinze minutos mais saturados, ou quinze minutos de ponta, da hora em análise. A conversão para débito horário é realizada aplicando um fator de ponta horário. A capacidade de reserva é o indicador de desempenho utilizado para atribuição do nível de serviço em interseções prioritárias.

Em 1994 surgiu a primeira atualização do HCM de 1985. Nesta atualização destaca-se a aplicação de uma nova fórmula para a capacidade e uma nova definição de intervalo crítico, distinta da anterior. Pela primeira vez é introduzido o atraso como medida de desempenho, neste caso, o atraso médio total.

Em 1997 deu-se uma grande atualização, que contou uma nova fórmula para o cálculo da capacidade em interseções prioritárias. Esta nova metodologia tem em conta os efeitos da sinalização colocada a montante da interseção, os peões, as aproximações alargadas e atravessamento em duas fases. A medida de avaliação do desempenho da interseção passa a ser o atraso médio controlado, o qual tem em conta a aceleração e desaceleração a que os veículos não prioritários estão sujeitos.

A quarta edição do HCM foi lançada no ano 2000 e conta com as atualizações feitas em 1997. A estrutura do manual foi totalmente revista. De interesse, destaca-se o facto de ter sido disponibilizada uma fórmula para o cálculo do comprimento das filas de espera no capítulo das interseções prioritárias.

A última edição disponibilizada, o HCM 2010, conta com algumas atualizações significativas no capítulo das interseções prioritárias. Uma nova maneira de definir o intervalo entre veículos prioritários foi apresentada e novos valores de intervalos crítico e mínimo foram adicionados. Foram introduzidos os movimentos de inversão de marcha na via principal, tanto nas interseções de três ramos, como nas de quatro ramos. A análise passa a poder ser efetuada para estradas principais com seis vias. Os modelos utilizados para vias curtas e vias partilhadas também foram alvo de atualização. Pela primeira vez é analisada a espera sofrida pelos peões na abordagem à interseção e atribuído um nível de serviço a esta operação.

#### **4.2. PRINCÍPIOS COMUNS ÀS DIFERENTES VERSÕES DO HCM**

Desde o ano de 1985 que o HCM conta com uma metodologia para determinação da capacidade e nível de serviço em interseções prioritárias. Embora esta metodologia tenha sofrido alterações nos manuais seguintes, a importância atribuída a determinados aspetos, como a geometria da interseção e condições de circulação, mantem-se. A própria estrutura da metodologia pouco difere da inicialmente estabelecida. Desenvolvida a partir do modelo de intervalo de aceitação e a partir modelos empíricos, esta metodologia pressupõe o conhecimento do comportamento dos condutores de ambas as correntes, bem como a interação entre eles. Esta interação é feita através da atribuição de um nível de prioridade a cada movimento. O HCM utiliza a seguinte notação para caraterizar cada um dos níveis de prioridade:

- $i$  = movimentos de Nível 1;
- $j$  = movimentos de Nível 2;
- $k$  = movimentos de Nível 3;
- $l$  = movimentos de Nível 4.

A estrutura base do HCM consiste inicialmente na definição da geometria da interseção e débitos dos movimentos. Posteriormente são determinados os débitos conflituantes para cada corrente não prioritária e o valor do intervalo a ser usado pelos condutores para atravessar essas correntes. Deste modo, é possível calcular a capacidade e os indicadores de desempenho. Estes indicadores permitem a atribuição de um nível de serviço a cada movimento não prioritário. Este nível não pode ser definido

para a interseção como um todo. A análise da capacidade da interseção é efetuada considerando que a capacidade e a procura são constantes no intervalo de tempo considerado.

### 4.3. VARIÁVEIS DE INTERESSE DAS DIFERENTES VERSÕES DO HCM

A primeira edição do HCM em 1950 introduziu as primeiras noções de capacidade que se vieram a revelar fundamentais no desenvolvimento da avaliação das condições de circulação em estradas e interseções. À medida que foram lançados novos manuais, novas apreciações foram feitas o que possibilitou a abordagem de novas definições e pareceres.

A determinação do indicador de desempenho que permite avaliar o desempenho de interseções prioritárias, baseia-se numa série de variáveis capazes representar a interseção em estudo.

#### 4.3.1. VOLUME POR MOVIMENTO

O volume por movimento,  $V_x$ , representa o número total de veículos que passam num determinado ponto, durante um dado intervalo de tempo. Segundo as mais recentes metodologias do HCM, é usual este volume refletir as condições de tráfego dos quinze minutos mais saturados. Inicialmente expresso em veículos de passageiros por hora, passou, com a atualização do HCM em 1997, a ser expresso em veículos por hora.

#### 4.3.2. DÉBITO POR MOVIMENTO

Desde o HCM de 1985 que a análise da capacidade é realizada considerando um débito horário de veículos,  $v_x$ . Este débito é obtido pelo produto do volume dos quinze minutos mais saturados por quatro ou pode ser calculado aplicando o fator de ponta horário,  $FPH$ , representativo das condições em hora de ponta.

$$v_x = \frac{V_x}{FPH} \quad (4.1)$$

onde,

$v_x$  = débito do movimento  $x$  (veic./hora);

$V_x$  = volume do movimento  $x$  (veic./hora);

$FPH$  = fator de ponta horário.

Nas edições de 1985 e 1994 o débito de veículos é expresso em veículos de passageiros por hora. Desde a atualização em 1997 até aos dias de hoje, é expresso em veículos por hora.

#### 4.3.3. DÉBITO CONFLITUANTE

De acordo com a metodologia abordada no HCM, os veículos das correntes prioritárias não estão sujeitos a qualquer tipo de atraso. Isto acontece porque nunca entram em conflito com qualquer tipo de movimento, independentemente do nível de prioridade dos outros movimentos. Em contrapartida, os movimentos não prioritários vão estar sujeitos a uma série de diferentes conflitos, dependendo dos níveis hierárquicos. À combinação de débitos de tráfego e de peões que interferem com um determinado movimento  $x$  dá-se o nome de débito conflituante do movimento  $x$ ,  $v_{c,x}$ . Note-se que, a metodologia seguida até ao HCM 1994, inclusive, não considera o débito de peões como parte integrante do débito conflituante.

#### 4.3.4. INTERVALO CRÍTICO E INTERVALO MÍNIMO

O HCM 1985 começou por definir o intervalo crítico,  $t_c$ , como o intervalo médio entre veículos prioritários sucessivos, aceite por um condutor não prioritário que tem de atravessar ou convergir com a corrente prioritária. Autores como Kittelson e Vandehey (1991) e Troutbeck em 1992 puseram em causa esta definição, ao concluírem que a aceitação dos intervalos seria melhor descrita pelo conjunto de intervalos aceites e rejeitados (Gattis e Low, 1998).

A atualização de 1994 do HCM passa a definir o intervalo crítico como o tempo correspondente ao intervalo mínimo entre veículos prioritários que permite a entrada de um veículo não prioritário nessa corrente. Este intervalo corresponde ao intervalo mais pequeno aceite pelo condutor. Qualquer intervalo inferior é rejeitado e superior, aceite. A edição mais recente deste manual mantém esta definição.

O intervalo mínimo,  $t_f$ , é descrito como o intervalo que define o débito de saturação da aproximação no caso de não haver veículos conflituantes, isto é, o tempo que decorre entre a partida de um veículo não prioritário e a partida do veículo seguinte, considerando que ambos conseguem usar o mesmo intervalo entre veículos prioritários e que existe fila de espera na corrente não prioritária.

#### 4.3.5. CAPACIDADE POTENCIAL

O máximo número de veículos não prioritários que podem avançar, assumindo que as condições de circulação são as ideais, isto é, considerando que o tráfego das interseções próximas não afetam a interseção em estudo, que a cada movimento não prioritário é atribuída uma via exclusiva e que estes movimentos não são impedidos por outros de nível superior, é designado de capacidade potencial,  $c_{p,x}$ . O modelo inicialmente abordado no HCM de 1985 para a definição desta capacidade foi o modelo de Harders em 1968. A atualização de 1994 propôs o modelo de Siegloch desenvolvido em 1973, que deu lugar em 1997 ao modelo desenvolvido por Troutbeck em 1992 (Panchavati, 1991; Troutbeck e Brilon, 2002).

Inicialmente expressa em veículos de passageiros por hora, a capacidade passa, com a atualização de 1997, a ser expressa em veículos por hora.

#### 4.3.6. CAPACIDADE DO MOVIMENTO

A capacidade do movimento  $x$ ,  $c_{m,x}$ , representa a capacidade real, a qual tem em conta o facto de nem todos os intervalos entre veículos da corrente prioritária poderem ser aproveitados pelos condutores não prioritários do respetivo movimento.

São vários os fatores que influenciam esta capacidade. Os primeiros, introduzidos pelo HCM 1985, consideravam a impedância dos veículos e a existência de vias partilhadas como os únicos intervenientes capazes de influenciar a capacidade. Mais tarde, função de novos estudos e desenvolvimentos, foram apresentados novos fatores. A atualização ao HCM em 1997, revelou estes fatores, os quais foram acrescentados aos já existentes. Assim, os parâmetros intervenientes na análise da capacidade em interseções prioritárias são:

- Impedância dos veículos;
- Atravessamento de Peões;
- Existência de vias partilhadas e vias curtas;
- Existência de sinalização luminosa a montante da interseção em estudo;
- Atravessamento em duas fases;
- Aproximações alargadas.

No presente documento as referências alusivas à presença de sinalização luminosa a montante das interseções prioritárias serão apenas alvo de uma apreciação breve, uma vez que a interseção escolhida para estudo das condições de tráfego, abordada no capítulo 5, não tem na sua vizinhança interseções comandadas por sinais luminosos.

#### 4.3.7. FATORES DE AJUSTAMENTO DA CAPACIDADE

##### 4.3.7.1. Impedância dos Veículos

Como já referido, nas interseções prioritárias, as manobras dos veículos são realizadas atribuindo níveis de prioridade aos movimentos. A capacidade dos movimentos de Nível 1 é, teoricamente infinita, uma vez que não experienciam qualquer atraso ou obstrução por movimentos de outro nível. Embora isto não seja absolutamente verdade, a metodologia baseia-se neste pressuposto. Movimentos de Nível 2, apenas estão impedidos de passar pelos de Nível 1, pelo que a sua capacidade real é igual à capacidade potencial.

$$c_{p,j} = c_{m,j} \quad (4.2)$$

Devido à hierarquia de níveis de prioridade, movimentos não prioritários de Nível 3 e 4 (movimentos de atravessamento e viragem à esquerda a partir da via secundária), estão impedidos de avançar por movimentos com grau de prioridade superior. Para estimar estes efeitos são calculados fatores de impedância, baseados na probabilidade de não existir fila de espera nos respetivos movimentos conflituantes. Estes fatores associados à capacidade potencial, possibilitam a determinação da capacidade real dos movimentos não prioritários de Nível 3 e Nível 4.

Desta forma, os movimentos de Nível 3 são obrigados a ceder passagem aos movimentos Nível 1 e 2. Isto acontece porque nem todos os intervalos disponíveis na corrente prioritária de Nível 1 vão poder ser usados pelos movimentos de Nível 3, uma vez que parte desses intervalos vão ser usados pelos veículos afetos ao movimento de viragem à esquerda da via principal (movimento de Nível 2). Em consequência, é necessário estimar qual o efeito que esses veículos têm na capacidade dos

movimentos de Nível 3. Para tal, é estimada a probabilidade do movimento de viragem à esquerda da via principal, de Nível 2, ser efetuado sem fila de espera.

$$p_{0,j} = 1 - \frac{v_j}{c_{m,j}} \quad (4.3)$$

onde,

$j$  = movimentos 1 e 4 (movimentos de viragem à esquerda da via principal).

A partir desta probabilidade é possível determinar o fator de impedância,  $f_k$ , para movimentos de Nível 3.

$$f_k = \prod_j p_{0,j} \quad (4.4)$$

onde,

$p_{0,j}$  = probabilidade do movimento conflituante de Nível 2 ser efetuado sem fila de espera;

$k$  = movimentos de Nível 3.

A capacidade real dos movimentos de Nível 3,  $c_{m,k}$ , é então dada por,

$$c_{m,k} = (c_{p,k})f_k \quad (4.5)$$

onde,

$k$  = movimentos de Nível 3

Movimentos de Nível 4 representam unicamente os movimentos de viragem à esquerda da via principal em interseções de quatro ramos (movimentos 7 e 10), os quais, estão impedidos de avançar por todos os outros movimentos. Note-se que, para além de terem de esperar por um intervalo válido entre veículos prioritários, estes movimentos vão ter de se certificar que não existem veículos a impedir a sua manobra nos movimentos de viragem à esquerda da principal (Nível 2) e atravessamentos e viragens à direita a partir do ramo oposto da via secundária (Nível 3 e 2, respetivamente). Para contabilizar este efeito, são estimadas as probabilidades destes movimentos operarem sem fila de espera. No entanto, há que considerar que duas destas probabilidades não são independentes uma da outra, isto é, a existência de fila de espera no movimento de atravessamento da

secundária (Nível 3), vai estar dependente da presença de veículos no movimento de viragem à esquerda da via principal (Nível 2). O produto destas duas probabilidades levaria a uma sobrestimação da impedância provocada por estes movimentos. Para contornar esta situação, Grossman em 1991 apresentou uma função baseada em estudos empíricos que permitiu obter a correção ao fator de impedância (Akçelik, 2007).

$$p' = 0.65p'' - \frac{p''}{p''+3} + 0.6\sqrt{p''} \quad (4.6)$$

onde,

$p'$  = fator de impedância para os movimentos de viragem à esquerda da via secundária;

$p'' = (p_{0,j})(p_{0,k})$  ;

$p_{0,j}$  = probabilidade de não haver fila de espera no movimento de viragem à esquerda da via principal;

$p_{0,k}$  = probabilidade de não haver fila de espera no movimento de atravessamento da via secundária.

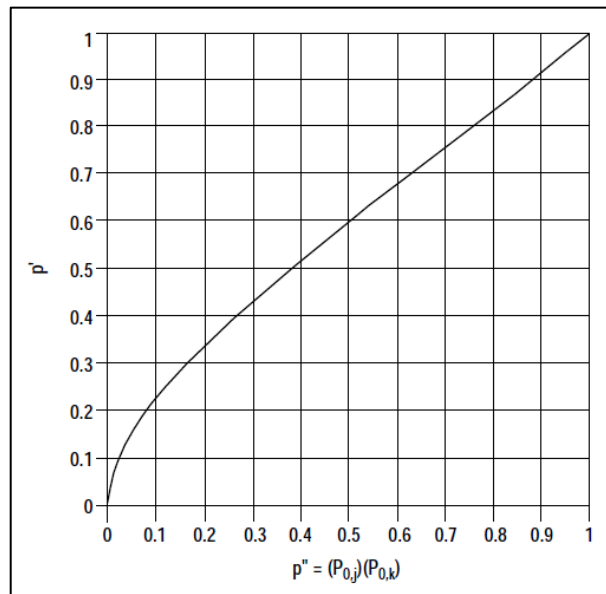


Gráfico 4.1 – Determinação do fator de impedância  $p'$  (Retirado e adaptado do HCM 2000).

Determinado o fator de ajustamento,  $p'$ , é possível calcular o fator de impedância,  $f_l$ , para movimentos de Nível 4.

$$f_l = (p')(p_{0,j}) \quad (4.7)$$

onde,

$l$  = movimentos de Nível 4;

$j$  = movimentos de Nível 2 que entram em conflito com movimentos de Nível 4.

Finalmente, a capacidade para movimentos de Nível 4 é obtida pela equação 4.8.

$$c_{m,l} = (c_{p,k})f_l \quad (4.8)$$

onde,

$l$  = movimentos de Nível 4.

Com a introdução dos movimentos de inversão de marcha (1U e 4U) no HCM 2010, novos fatores ajustamento foram introduzidos. Na sua determinação assume-se que a presença de veículos nos movimentos de viragem à direita da via secundária impede que os movimentos de inversão de marcha entrem na corrente prioritária da estrada principal. É então necessário determinar qual o efeito que esses movimentos (movimentos 9 e 12) têm na aceitação de intervalos por parte dos movimentos 1U e 4U. Para tal é calculada a probabilidade dos movimentos de viragem à direita da via secundária operarem sem fila de espera, de acordo com as equações 4.9 e 4.10.

$$f_{1U} = p_{0,12} = 1 - \frac{v_{12}}{c_{m,12}} \quad (4.9)$$

$$f_{4U} = p_{0,9} = 1 - \frac{v_9}{c_{m,9}} \quad (4.10)$$

onde,

$f_{1U}, f_{4U}$  = fator de ajustamento para os movimentos de inversão de marcha da via principal;

$p_{0,j}$  = probabilidade dos movimentos de viragem à direita da via secundária atuarem sem fila de espera;

$v_j$  = débito dos movimentos de viragem à direita da via secundária (veic./hora);

$c_{m,j}$  = capacidade dos movimentos de viragem à direita da via secundária (veic./hora).

A capacidade dos movimentos de inversão de marcha tendo em conta a impedância dos veículos é a obtida a partir das equações 4.11 e 4.12.

$$c_{m,1U} = (c_{p,1U})f_{1U} \quad (4.11)$$

$$c_{m,4U} = (c_{p,4U})f_{4U} \quad (4.12)$$

onde,

$c_{m,jU}$  = capacidade dos movimentos de inversão de marcha da via principal (veic./hora);

$c_{p,jU}$  = capacidade potencial dos movimentos de inversão de marcha da via principal (veic./hora);

$f_{jU}$  = fator de ajustamento para os movimentos de inversão de marcha da via principal.

#### 4.3.7.2. Atravessamento de Peões

Os peões são os utilizadores mais vulneráveis do sistema rodoviário. Isto associado ao facto de as interseções prioritárias serem frequentemente zonas de atravessamento de peões faz com que seja de todo o interesse perceber qual a influência que vão ter no seu desempenho. A atualização do HCM em 1997 apresentou uma metodologia que possibilita o cálculo da impedância causada pelos peões. Este método tem em consideração a interação entre veículos e peões. Assim, quando um peão atravessa a passadeira, fá-lo ocupando apenas uma das vias de cada vez. Isto permite aos veículos avançarem quando a via que os peões já atravessaram deixa de estar bloqueada. Interessa também perceber que os peões podem fazer o atravessamento individualmente ou em simultâneo, (grupo de peões). Tendo presente este facto, o que interessa realmente é conhecer o número de bloqueios que ocorrem. O fator,  $f_{pb}$ , representa o efeito do bloqueio da interseção por parte dos peões e pode ser calculado a partir da equação 4.13.

$$f_{pb} = \frac{(v_x)(w/s_p)}{3600} \quad (4.13)$$

onde,

$f_{pb}$  = fator de bloqueio devido aos peões;

$v_x$  = débito de peões ( $x$  = movimentos 13, 14, 15 ou 16);

$w$  = largura da via;

$s_p$  = velocidade dos peões (assume-se que é igual a 1,2 m/s).

Para determinar quais os fatores de impedância,  $p_{p,x}$ , a aplicar a cada movimento veicular, o HCM considera uma hierarquia peões-veículos. Esta hierarquia é apresentada na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Hierarquia Peões-Veículos, segundo o HCM 1997 e 2000.

| Movimento de Veículos | Cede Prioridade ao Movimento de Peões | Fator de Impedância dos Peões, $p_{p,x}$ |
|-----------------------|---------------------------------------|------------------------------------------|
| $v_1$                 | $v_{16}$                              | $p_{p,16}$                               |
| $v_4$                 | $v_{15}$                              | $p_{p,15}$                               |
| $v_7$                 | $v_{15}, v_{13}$                      | $p_{p,15} \cdot p_{p,13}$                |
| $v_8$                 | $v_{15}, v_{16}$                      | $p_{p,15} \cdot p_{p,16}$                |
| $v_9$                 | $v_{15}, v_{14}$                      | $p_{p,15} \cdot p_{p,14}$                |
| $v_{10}$              | $v_{16}, v_{14}$                      | $p_{p,16} \cdot p_{p,14}$                |
| $v_{11}$              | $v_{15}, v_{16}$                      | $p_{p,15} \cdot p_{p,16}$                |
| $v_{12}$              | $v_{16}, v_{13}$                      | $p_{p,16} \cdot p_{p,13}$                |

O fator de impedância para o movimento de peões  $x$  é calculado de acordo com a equação 4.14.

$$p_{p,x} = 1 - f_{pb} \quad (4.14)$$

Deste modo, os fatores de impedância,  $f_k$  e  $f_l$ , dos movimentos de Nível 3 e Nível 4, respetivamente, passam a contar com a parcela devido ao efeito provocado pela presença de peões, dando origem às equações 4.15 e 4.16.

$$f_k = \Pi_j(p_{0,j}) \cdot p_{p,x} \quad (4.15)$$

$$f_l = p' \cdot p_{0,j} \cdot p_{p,x} \quad (4.16)$$

A mais recente edição do HCM passou a contar com uma metodologia própria para a determinação do nível de serviço para peões. Os peões deixam assim de ser contabilizados como um fator de impedimento aos veículos, e são apenas contabilizados como parte do débito conflituante. Esta atualização surgiu com a necessidade de classificar a espera que os peões enfrentam numa interseção prioritária. Esta metodologia será abordada mais à frente neste documento.

#### 4.3.7.3. Vias Partilhadas e Vias Curtas

Quando uma via é partilhada por mais que um movimento a capacidade dos movimentos afetos a essa via, diminui, uma vez que o acesso aos intervalos não é feito simultaneamente pelos dois ou três movimentos afetos a essa via. Por este motivo, o HCM inclui uma metodologia desenvolvida por Harders em 1968, que permite o cálculo da capacidade quando uma via não prioritária é partilhada por vários movimentos (Wu, 1998).

Para contabilizar este efeito, o cálculo da capacidade em via partilhada para movimentos não prioritários da estrada secundária é efetuado de acordo com a equação 4.17.

$$c_{SH} = \frac{\sum_i v_i}{\sum_i \left[ \frac{v_i}{c_{m,i}} \right]} \quad (4.17)$$

onde,

$c_{SH}$  = capacidade em via partilhada (veic.pass./hora);

$v_i$  = volume ou débito do movimento  $i$  na via partilhada em análise (veic.pass./hora);

$c_{m,i}$  = capacidade do movimento  $i$  na via partilhada em análise (veic.pass./hora);

Para além destes movimentos, também o movimento de viragem à esquerda da via principal (Nível 2) opera, em muitos casos, em via partilhada juntamente com o movimento de ir em frente e possivelmente com o movimento de viragem à direita da via principal (ambos movimentos de Nível 1), podendo originar a obstrução dessa via, com a consequente espera por parte desses movimentos.

Por defeito, o HCM trata os movimentos de viragem à esquerda da via principal como se operassem em via exclusiva. Para estes casos, deve ser considerada a possibilidade de não haver fila de espera nos movimentos de viragem à esquerda da principal (Nível 2).

$$p_{0,j}^* = 1 - \frac{1 - p_{0,j}}{1 - [x_{i,1+2}]} \quad (4.18)$$

com,

$$x_{i,1+2} = \frac{v_{i1}}{s_{i1}} + \frac{v_{i2}}{s_{i2}} \quad (4.19)$$

onde,

$p_{0,j}^*$  = probabilidade do movimento conflituante de Nível 2 ser efetuado sem fila de espera e em via partilhada;

$j$  = movimentos de viragem à esquerda da via principal (movimentos 1 e 4);

$i1$  = movimentos de atravessamento da via principal (movimentos 2 e 5);

$i2$  = movimentos de viragem à direita da via principal (movimentos 3 e 6);

$x_{i,1+2}$  = combinação dos débitos de saturação dos movimentos de ir em frente e viragem à direita da via principal;

$s_{i1}$  = débito de saturação para o movimento de ir em frente da via principal (veic./hora) (assume-se que é igual a 1800 veic./hora);

$s_{i2}$  = débito de saturação para o movimento de viragem à direita da via principal (veic./hora) (assume-se que é igual a 1500 veic./hora);

$v_{i1}$  = débito do movimento de ir em frente na via principal (veic./hora);

$v_{i2}$  = débito do movimento de viragem à direita da via principal (0 caso exista uma via exclusiva de viragem à direita);

A substituição de  $p_{0,j}$ , apresentado pela equação 4.3, por  $p_{0,j}^*$  permite determinar a influência adicional que o movimento de viragem à esquerda da via principal tem, caso exista fila de espera.

A edição de 2010 o HCM reviu o modelo utilizado nas edições anteriores para contar com a presença dos movimentos de inversão de marcha e passou a avaliar a presença de vias curtas, considerando que estas vias têm um espaço de armazenamento de veículos limitado,  $n_L$ .

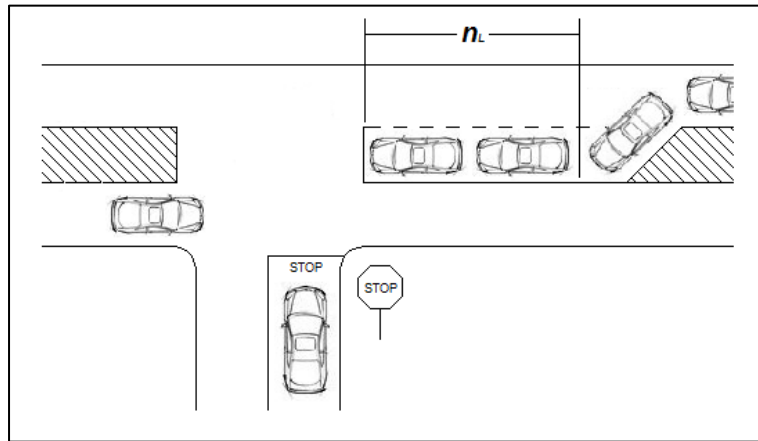


Fig. 4.1 – Via curta.

Assim, para analisar os casos em que a via curta não é suficientemente grande para acomodar todos os veículos que pretendem virar à esquerda ou fazer inversão de marcha, é contabilizada a probabilidade de não haver fila de espera nessa via de acordo com a equação 4.20.

$$p_{0,j}^* = 1 - (1 - p_{0,j}) \left[ \frac{n_L + 1}{1 + \frac{x_{i,1+2}^{(n_L+1)}}{1 - x_{i,1+2}}} \right] \quad (4.20)$$

Para os casos em que a via é partilhada, então  $n_L = 0$ , dando origem à equação 4.18.

#### 4.3.7.4. Aproximações Alargadas

A utilização de aproximações alargadas na chegada à interseção revela-se uma solução inteligente que permite que uma interseção prioritária beneficie de um desempenho superior sempre que a secção da via que vai ser alargada seja partilhada por um movimento de viragem à direita. Wu teve grande influência no estudo da capacidade em interseções prioritárias ao desenvolver o procedimento que permite avaliar esta particularidade geométrica (Brilon e Wu, 2002). Até à atualização do HCM em 1997, esta configuração não foi tida em conta o que levava a uma subestimação da capacidade.

A largura superior na aproximação à interseção prioritária, possibilita o armazenamento de mais que um veículo em simultâneo na primeira posição. Deste modo, os veículos que se encontram lado a lado podem usar o mesmo intervalo entre veículos prioritários para efetuar a manobra. Como consequência, a capacidade resultante desta configuração é superior à que seria de esperar de uma via com largura constante. A dimensão do efeito provocado pela existência de uma via alargada é muito dependente dos volumes do movimento de viragem à direita e da probabilidade de haver dois veículos em simultâneo na linha de paragem.

O número de veículos que conseguem parar paralelamente na mesma via é designado de  $n_R$ . Assim, no caso de dois veículos ficarem imobilizados paralelamente na linha de paragem, então  $n_R = 1$ .

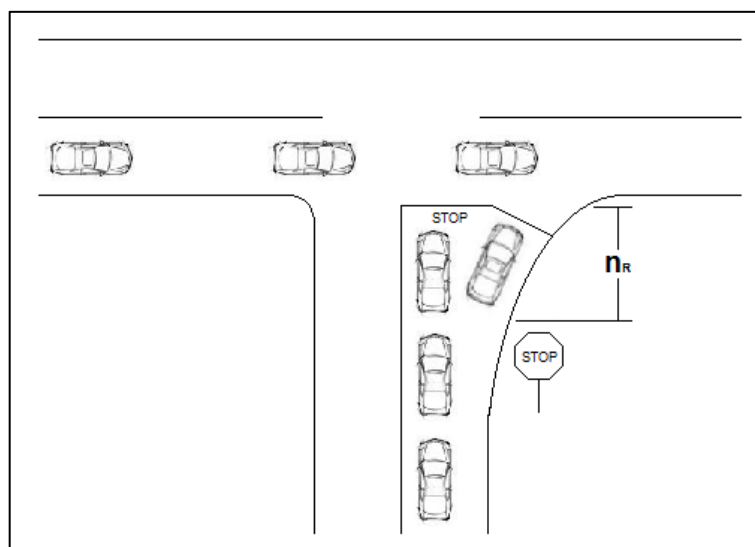


Fig. 4.2 – Via alargada.

A análise começa pelo cálculo da fila média de espera,  $Q_{sep}$ , para cada um dos movimentos que partilha a aproximação alargada da via, considerando que atuam em vias separadas.

$$Q_{sep} = \frac{d_{sep} \cdot v_{sep}}{3600} \quad (4.21)$$

onde,

$Q_{sep}$  = fila média de espera do movimento  $i$ , considerando vias separadas (veic.);

$d_{sep}$  = atraso médio controlado do movimento  $i$ , considerando vias separadas (seg./veic.);

$v_{sep}$  = débito do movimento  $i$ , considerando vias separadas (veic./hora).

Posteriormente é determinado o comprimento máximo da área de armazenamento junto à linha de paragem,  $n_{R,máx}$ , em veículos, considerando que os movimentos atuam em vias separadas.

$$n_{R,máx} = \max_i \text{round} (Q_{sep} + 1) \quad (4.22)$$

onde,

$Q_{sep}$  = fila média de espera do movimento  $i$ , considerando vias separadas (veic.);

$\text{round}$  = arredondamento ao inteiro mais próximo;

$\max$  = operador que determina o valor máximo dos vários valores de  $Q_{sep}$ ;

$n_{R,máx}$  = comprimento da área de armazenamento máxima considerando que os movimentos atuam em vias separadas (veic.).

O cálculo da capacidade final que tem em conta o efeito da aproximação alargada é

Quando  $n_R \leq n_{R,máx}$ ,

$$c_{act} = (\sum_i c_{sep} - c_{SH}) \frac{n_R}{n_{R,máx}} + c_{SH} \quad (4.23)$$

Quando  $n_R > n_{R,máx}$ ,

$$c_{act} = \sum_i c_{sep} \quad (4.24)$$

onde,

$c_{act}$  = capacidade atual da aproximação alargada (veic./hora);

$c_{sep}$  = capacidade da via no caso de ambas as vias serem infinitamente longas (veic./hora);

$c_{SH}$  = capacidade da via partilhada (veic./hora).

O HCM 2010 modificou o método que permite o cálculo da capacidade em interseções com este tipo de geometria. A capacidade passa a ser interpolada a partir dos pontos  $(c_{sep}, n_{R,máx})$  e  $(c_{SH}, 0)$ .

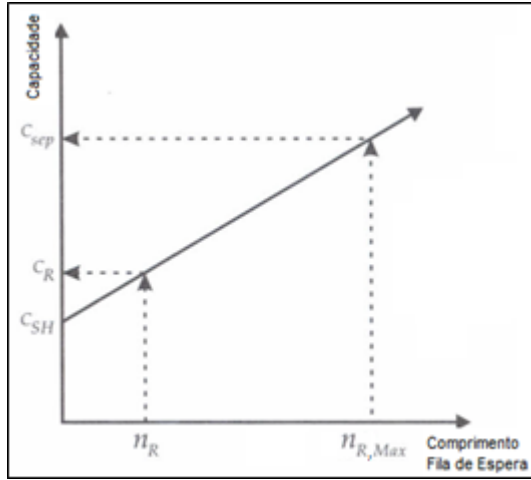


Fig. 4.3 – Interpolação da capacidade.

com,

$$c_{sep} = \text{Min} \left[ c_r \left( 1 + \frac{v_{l+t}}{v_r} \right), c_{l+t} \left( 1 + \frac{v_r}{v_{l+t}} \right) \right] \quad (4.25)$$

onde,

$c_{sep}$  = capacidade no caso de vias separadas infinitamente longas (veic./hora);

$c_r$  = capacidade do movimento de viragem a direita (veic./hora);

$c_{l+t}$  = capacidade dos movimentos de viragem a esquerda e atravessamento, em via partilhada (veic./hora);

$v_r$  = débito do movimento de viragem a direita (veic./hora);

$v_{l+t}$  = débito combinado dos movimentos de viragem a esquerda e atravessamento (veic./hora).

A capacidade total,  $c_{act}$ , passa a ser obtida pelas equações 4.26 e 4.27, ao invés das equações 4.23 e 4.24.

Quando  $n_R \leq n_{R,máx}$ ,

$$c_{act} = (c_{sep} - c_{SH}) \frac{n_R}{n_{R,máx}} + c_{SH} \quad (4.26)$$

Quando  $n_R > n_{R,máx}$ ,

$$c_{act} = c_{sep} \quad (4.27)$$

onde,

$c_{act}$  = capacidade atual da aproximação alargada (veic./hora);

$c_{sep}$  = capacidade no caso de vias separadas infinitamente longas (veic./hora);

$c_{SH}$  = capacidade da via partilhada.

As novas fórmulas vão devolver uma capacidade inferior comparativamente à metodologia das edições anteriores, como consequência da nova maneira de cálculo de  $c_{sep}$ , que tem em conta a proporção entre os veículos que viram à esquerda e fazem o atravessamento e os veículos que viram à direita, considerado que todos atuam na via que vai ser alargada.

#### 4.3.7.5. Sinalização a Montante

A presença de interseções com sinais luminosos a montante de uma interseção prioritária, possibilita, durante o sinal vermelho, a formação de uma fila de espera. Na abertura do sinal de verde, a fila de espera vai dispersar à medida que os veículos vão em direção à interseção prioritária. Este padrão traduz-se numa chegada de veículos à interseção prioritária, em pelotão. Embora esta análise só possa ser devidamente avaliada por métodos de simulação, o HCM fornece, desde 1997, uma metodologia que permite estimar a capacidade tendo em conta este efeito. Para tal considera-se a existência de uma interseção prioritária entre duas interseções luminosas e quatro regimes possíveis.

- Regime 1 – Veículos não se deslocam em pelotão;
- Regime 2 – Veículos vindos da esquerda deslocam-se em pelotão;
- Regime 3 – Veículos vindos da direita deslocam-se em pelotão;
- Regime 4 – Veículos vindos de ambas as direções deslocam-se em pelotão.

Consequentemente, os efeitos produzidos pela existência destes quatro regimes podem ser estudados considerando quatro distribuições de intervalos entre veículos prioritários, diferentes. Para complementar este estudo são necessários dados relativos a cada uma das interseções luminosas, tais como o tempo de ciclo,  $C$ , tempo de verde efetivo,  $g_{eff}$ , débito de saturação,  $s_i$ , distância à interseção prioritária,  $l$ , velocidade do pelotão à medida que se desloca,  $s_{prog}$ , débito de veículos a montante da interseção prioritária e tipologia dos veículos que chegam às interseções luminosas. Sempre que as interseções luminosas estejam coordenadas a determinação destes conceitos torna-se mais simples.

O estudo destes parâmetros permite ter acesso a noções como o tempo que demora a fila de espera formada nas interseções luminosas, a dispersar, a proporção de tempo que a interseção prioritária está bloqueada, a proporção de tempo durante o qual é praticado cada um dos regimes de tráfego e volume conflituante durante o período que a interseção não está bloqueada. Tendo em consideração estes

fatores, a capacidade durante o período que não há bloqueio da interseção, é dada de acordo com as seguintes equações,

$$c_{r,x} = v_{c,u,x} \frac{e^{(-v_{c,u,x} \cdot t_c / 3600)}}{1 - e^{(-v_{c,u,x} \cdot t_f / 3600)}} \quad (4.28)$$

e

$$c_{plat,x} = p_x \cdot c_{r,x} \quad (4.29)$$

onde,

$c_{plat,x}$  = capacidade do movimento  $x$  que conta com o efeito dos veículos circularem em pelotão (veic./hora);

$p_x$  = proporção de tempo que o movimento  $x$  não está bloqueado;

$c_{r,x}$  = capacidade do movimento  $x$ , assumindo um regime de veículos aleatório durante o período em que não há bloqueio (veic./hora);

$v_{c,u,x}$  = débito conflituante para o movimento  $x$ , assumindo um regime de veículos aleatório durante o período em que não há bloqueio (veic./hora).

#### 4.3.7.6. Atravessamento em Duas Fases

Quando uma interseção possui um separador central físico ou marcas no pavimento, delimitadores de sentidos, com largura suficiente, que permitam o armazenamento de um determinado número de veículos a meio da interseção, então as manobras de atravessamento e viragem à esquerda a partir da estrada secundária podem ser efetuadas em duas fases. Assim, quando não existem veículos para virar à esquerda na estrada principal, os veículos vindos da estrada secundária aproveitam esse espaço para ficarem armazenados a meio da interseção até haver um intervalo que os permita completar o movimento. A edição de 1997 do HCM introduziu o modelo desenvolvido por Brilon, baseada num conceito já proposto por Harders (Wu, 1998). A este modelo foram efetuadas correções e ajustamentos para melhor representar as condições reais de funcionamento. Também o manual alemão, HBS 2001 usou este modelo para descrever este tipo de interseção. O modelo descreve a interseção como estando dividida em duas partes, parte I e parte II, separadas por um espaço de armazenamento de tamanho  $m$ , em que  $m$  representa o número de veículos.

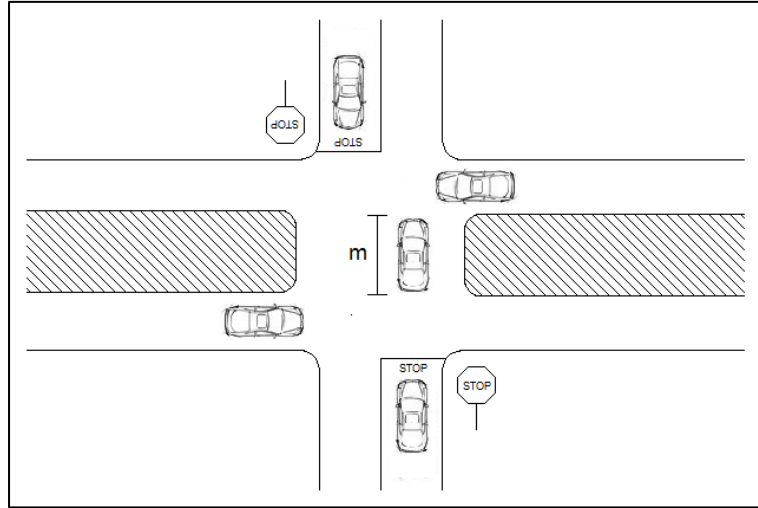


Fig. 4.4 – Atravessamento em duas fases.

Este espaço vai ser utilizado pelos movimentos de viragem à esquerda e inversão de marcha da estrada principal (movimento 1, 4, 1U e 4U) e pelos movimentos de viragem à esquerda e atravessamento da estrada secundária (movimentos 7, 10, 8 e 11). Note-se que os conjuntos de movimentos 7-8 e 10-11 não se servem deste espaço simultaneamente, pelo que os movimentos de viragem à esquerda da secundária (movimentos 7 e 10) podem ser tratados da mesma maneira que os movimentos de atravessamento (movimentos 8 e 11). As regras de prioridade atribuídas a este tipo de interseções são as mesmas que as aplicadas às interseções onde os movimentos são efetuados em apenas uma fase.

Considerando apenas um dos ramos secundários, o fator de ajustamento  $a$  e a variável  $y$  podem ser obtidos de acordo com as equações 4.30 e 4.31, respetivamente.

$$a = 1 - 0.32 \cdot e^{-1.3\sqrt{m}} \quad (4.30)$$

onde,

$m$  = número de espaços de armazenamento a meio da interseção.

$$y = \frac{c_I - c'_{I,m,x}}{c_{II} - v_I - c'_{I,m,x}} \quad (4.31)$$

onde,

$c_I$  = capacidade da fase I do atravessamento (veic./hora);

$c_{II}$  = capacidade da fase II do atravessamento (veic./hora);

$v_l$  = volume do movimento de viragem à esquerda da principal (veic./hora) (para os movimentos 7 e 8 considerar  $v_1$  e para os movimentos 10 e 11 considerar  $v_4$ );

$c'_{m,x}$  = capacidade do movimento em análise, considerando que o atravessamento é efetuado em apenas uma fase (veic./hora).

As capacidades  $c_I$  e  $c_{II}$  são obtidas considerando os volumes conflitantes e valores de intervalo crítico e mínimo para o atravessamento em duas fases.

A capacidade total,  $c_T$ , que tem em conta o atravessamento em duas fases é calculada pelas equações 4.32 e 4.33.

Para  $y \neq 1$  vem que,

$$c_T = \frac{a}{y^{m+1}-1} [y(y^{m-1})(c_{II} - v_l) + (y - 1)c'_{m,x}] \quad (4.32)$$

Para  $y = 1$  vem que,

$$c_T = \frac{a}{m+1} [m(c_{II} - v_l) + c'_{m,x}] \quad (4.33)$$

Este tipo de atravessamento permite um melhor aproveitamento da interseção, possibilitando um aumento da capacidade dos movimentos da estrada secundária e consequentemente o aumento de desempenho da interseção.

#### 4.4. HIGHWAY CAPACITY MANUAL 1994

O HCM 1994 foi a primeira atualização da terceira edição do HCM. Esta atualização, em semelhança à metodologia que lhe serve de base, requer o conhecimento detalhado de determinados fatores geométricos, bem como condições de tráfego. Estes fatores incluem o número de vias existentes na aproximação à interseção e uso que lhes vai ser dado, a existência ou não de elementos canalizadores do tráfego que permitam a redução dos conflitos, níveis de prioridade atribuídos aos movimentos e ainda os volumes por movimento. Cada um destes fatores vai ter o seu impacto no cálculo da capacidade.

## 4.4.1. ESTRUTURA

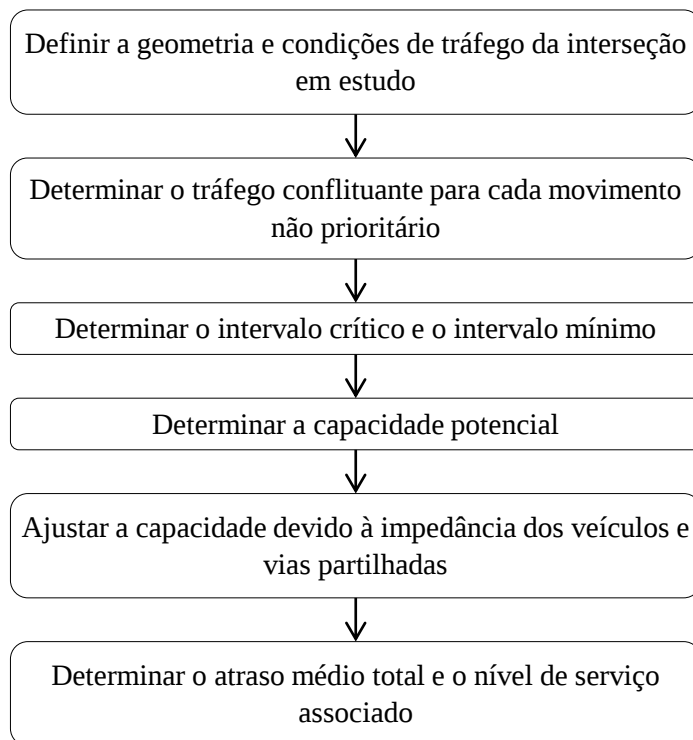


Diagrama 4.1 – Estrutura da metodologia segundo o HCM 1994.

## 4.4.2. METODOLOGIA

## 4.4.2.1. Considerações Iniciais

O HCM 1994 trata os dados em veículos de passageiros. Para tal, fornece uma tabela para conversão de cada tipologia de veículo tendo em conta a inclinação do ramo de aproximação à interseção. Essa conversão é realizada de acordo com os valores da Tabela 4.2.

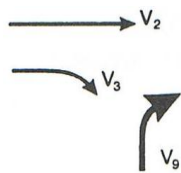
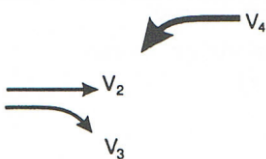
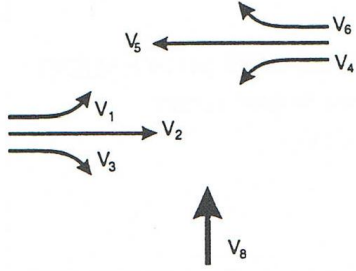
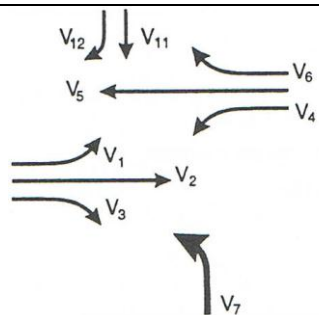
Tabela 4.2 – Fatores de equivalência para veículos de passageiros, segundo o HCM 1994.

| Tipo de Veículo                  | Inclinação do Ramo da Interseção (%) |     |     |     |     |
|----------------------------------|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|
|                                  | - 4                                  | -2  | 0   | + 2 | + 4 |
| Motociclos                       | 0.3                                  | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 |
| Carros de Passageiros            | 0.8                                  | 0.9 | 1.0 | 1.2 | 1.4 |
| Pesados                          | 1.0                                  | 1.2 | 1.5 | 2.0 | 3.0 |
| Pesados com Reboque e Autocarros | 1.2                                  | 1.5 | 2.0 | 3.0 | 6.0 |
| Todos os Veículos                | 0.9                                  | 1.0 | 1.1 | 1.4 | 1.7 |

## 4.4.2.2. Débito Conflituante

A determinação do débito de veículos conflituante,  $v_{c,x}$ , é realizada de acordo Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Débito conflituante para cada movimento (Retirado e adaptado do HCM 1994).

| Movimento                                               | Débito Conflituante, $v_{c,x}$                                                                          | Esquema                                                                               |
|---------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| Viragem à Direita da Via Secundária ( $v_{c,9}$ )       | $1/2 \cdot v_3^{(1)} + v_2^{(2)}$                                                                       |    |
| Viragem à Esquerda da Via Principal ( $v_{c,4}$ )       | $v_2 + v_3^{(3)}$                                                                                       |    |
| Atravessamento a partir da Via Secundária ( $v_{c,8}$ ) | $1/2 \cdot v_3^{(1)} + v_2 + v_1 + v_6^{(3)} + v_5 + v_4$                                               |   |
| Viragem à Esquerda da Via Secundária ( $v_{c,7}$ )      | $1/2 \cdot v_3^{(1)} + v_2 + v_1 + 1/2 \cdot v_6^{(5)} + v_5 + v_4 + 1/2 \cdot (v_{11} + v_{12}^{(4)})$ |  |

(1) Se existir uma via de viragem à direita na estrada principal e/ou  $v_3$  é controlado por sinal de cedência de passagem ou sinal STOP, eliminar  $v_3$ ;

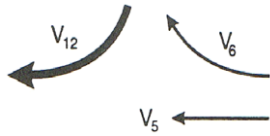
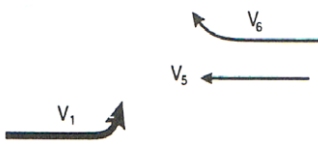
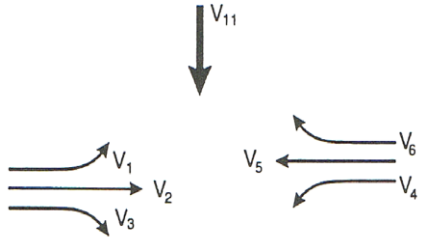
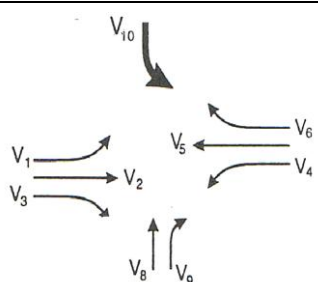
(2)  $v_2$  inclui apenas o volume da via mais à direita;

(3) Quando a viragem à direita é controlada por sinal de cedência de passagem ou sinal STOP, eliminar  $v_3$  e  $v_6$ ;

(4) Se a via principal for de vias múltiplas, eliminar  $v_{12}$ ;

(5) Se existir uma via de viragem à direita na estrada principal, e/ou  $v_6$  é controlado por sinal de cedência de passagem ou sinal STOP, e/ou houver uma estrada principal com vias múltiplas, eliminar  $v_6$ .

Tabela 4.2 – Débito conflituante para cada movimento (Continuação) (Retirado e adaptado do HCM 1994).

| Movimento                                                | Débito Conflituante, $v_{c,x}$                                                                     | Esquema                                                                              |
|----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| Viragem à Direita da Via Secundária ( $v_{c,12}$ )       | $1/2 \cdot v_6^{(6)} + v_5^{(7)}$                                                                  |    |
| Viragem à Esquerda da Via Principal ( $v_{c,1}$ )        | $v_5 + v_6^{(8)}$                                                                                  |    |
| Atravessamento a partir da Via Secundária ( $v_{c,11}$ ) | $1/2 \cdot v_6^{(6)} + v_5 + v_4 + v_3^{(8)} + v_2 + v_1$                                          |    |
| Viragem à Esquerda da Via Secundária ( $v_{c,10}$ )      | $1/2 \cdot v_6^{(8)} + v_5 + v_4 + 1/2 \cdot v_3^{(10)} + v_2 + v_1 + 1/2 \cdot (v_8 + v_9^{(9)})$ |  |

(6) Se existir uma via de viragem à direita na estrada principal e/ou  $v_6$  é controlado por sinal de cedência de passagem ou sinal STOP, eliminar  $v_6$ ;

(7)  $v_5$  inclui apenas o volume da via mais à direita;

(8) Quando a viragem à direita é controlada por sinal de cedência de passagem ou sinal STOP, eliminar  $v_6$  e  $v_3$ ;

(9) Se a via principal for de vias múltiplas, eliminar  $v_9$ ;

(10) Se existir uma via de viragem à direita na estrada principal, e/ou  $v_3$  é controlado por sinal de cedência de passagem ou sinal STOP, e/ou houver uma estrada principal com vias múltiplas, eliminar  $v_3$ .

#### 4.4.2.3. Intervalo Crítico e Intervalo Mínimo

Os valores do intervalo crítico e intervalo mínimo considerados usuais e representativos das condições de circulação a nível geral, são apresentados na Tabela 4.4. Estes valores foram obtidos em estradas cuja velocidade média é cerca de 50 quilómetros por hora.

Tabela 4.4 – Intervalo Crítico,  $t_c$ , e Intervalo Mínimo,  $t_f$ , segundo o HCM 1994.

| Movimento                          | Intervalo Crítico, $t_c$<br>(seg.) |                                 | Intervalo Mínimo,<br>$t_f$ (seg.) |
|------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|
|                                    | Via Principal c/<br>Duas Vias      | Via Principal c/<br>Quatro Vias |                                   |
| Viragem à Esquerda, Via Principal  | 5.0                                | 5.5                             | 2.1                               |
| Viragem à Direita, Via Secundária  | 5.5                                | 5.5                             | 2.6                               |
| Em Frente, Via Secundária          | 6.0                                | 6.5                             | 3.3                               |
| Viragem à Esquerda, Via Secundária | 6.5                                | 7.0                             | 3.4                               |

Uma vez que o comportamento dos condutores pode variar bastante de uma localização para outra, os intervalos exibidos na tabela podem nem sempre representar uma interseção particular da melhor maneira. Para estes casos, devem ser recolhidos valores do local em questão, que serão posteriormente usados no cálculo da capacidade potencial.

#### 4.4.2.4. Capacidade

A capacidade potencial é calculada de acordo com o modelo desenvolvido por Sieglöch, também ele utilizado pela metodologia alemã, à época (Akçelik, 2007). Este modelo assume uma distribuição exponencial negativa de intervalos entre veículos e é dado pela equação 3.11.

Adicionalmente, o HCM 1994 fornece dois gráficos, baseados na equação 3.11, que permitem estimar a capacidade de uma maneira mais rápida e intuitiva. Tendo conhecimento do valor do movimento conflituante é possível estimar a capacidade potencial para qualquer movimento não prioritário. Estes gráficos são representativos dos valores apresentados na Tabela 4.4.

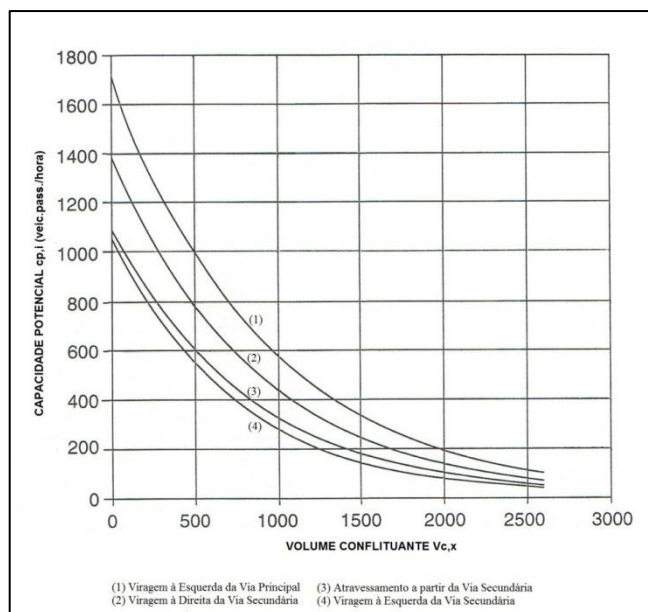


Fig. 4.5 – Capacidade potencial para estradas de duas vias (Retirado e adaptado do HCM 1994).

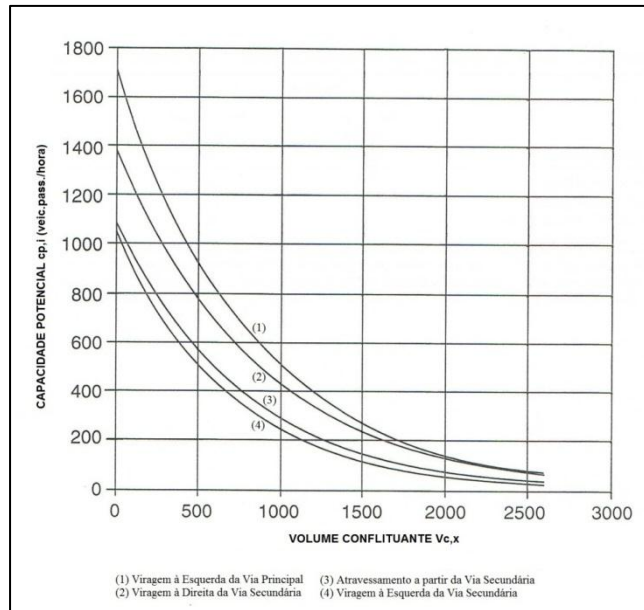


Fig. 4.6 – Capacidade potencial para estradas de quatro vias (Retirado e adaptado do HCM 1994).

Sempre que se justifique, em local específico, a recolha de novos valores do intervalo crítico,  $t_c$ , e intervalo mínimo,  $t_f$ , então a capacidade potencial deve ser calculada introduzindo esses valores na equação 3.11.

Neste manual, a capacidade de cada movimento fica completa depois de calculados os ajustamentos devido à impedância de veículos e vias partilhadas, já descritos acima.

#### 4.4.2.5. Atraso Médio Total

A equação 4.34 e a figura, permitem a determinação do atraso médio total,  $d$ , para cada veículo da corrente não prioritária. A fórmula, desenvolvida por Akçelik e Troutbeck em 1991, é composta por duas parcelas. A primeira devolve o atraso sofrido na espera por um intervalo de passagem válido, isto é, o tempo que o veículo passa na primeira posição ou tempo de serviço, e a segunda é uma representação do tempo que o veículo passa na fila de espera até atingir a primeira posição. Esta fórmula é baseada na teoria da fila de espera e é dependente do período de análise.

$$d = \frac{3600}{c_{m,x}} + 900T \left[ \frac{V_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left( \frac{V_x}{c_{m,x}} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{c_{m,x}} \right) \left( \frac{V_x}{c_{m,x}} \right)}{450T}} \right] \quad (4.34)$$

onde,

$d$  = atraso médio total (seg./veic);

$V_x$  = Volume do movimento  $x$  (veic/hora);

$c_{m,x}$  = capacidade do movimento  $x$  (veic./hora);

$T$  = período de análise (horas) (para um período de 15 minutos usar  $T = 0,25$ ).

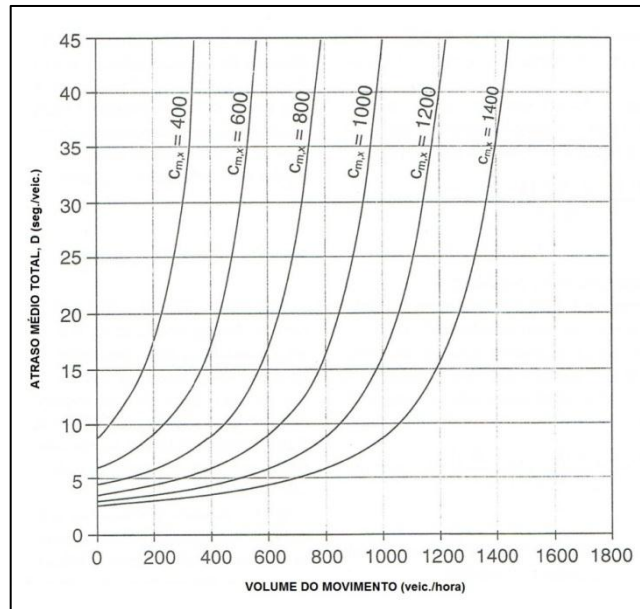


Fig. 4.7 – Atraso médio total (Retirado e adaptado do HCM 1994).

#### 4.4.2.6. Fila de Espera

A determinação da fila de espera para qualquer movimento não prioritário é função da capacidade do movimento e do seu grau de saturação. O gráfico permite estimar o percentil 95 da fila de espera para qualquer um destes movimentos considerando o período de quinze minutos mais saturados.

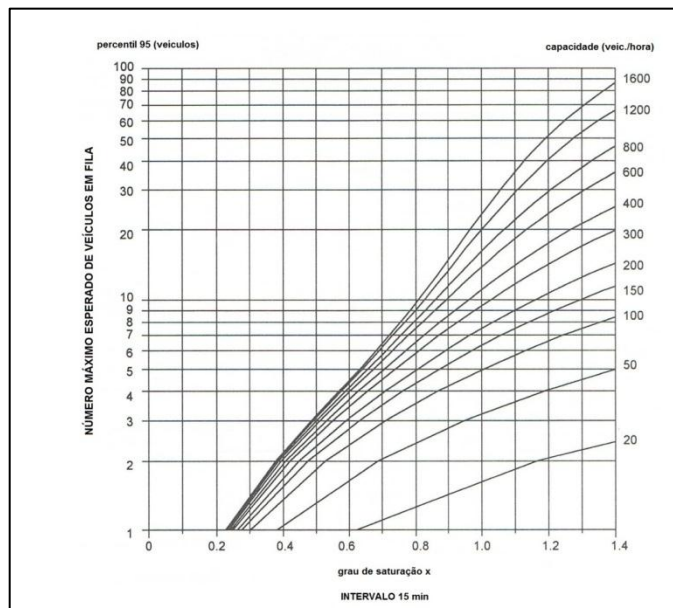


Fig. 4.8 – Percentil 95 da fila de espera (Retirado e adaptado do HCM 1994).

## 4.4.2.7. Nível de Serviço

O HCM 1994 apresentou um novo indicador de desempenho para as interseções prioritárias, relativamente à edição anterior. Pela primeira vez é utilizado um indicador que pode ser experienciado pelos condutores. O nível de serviço passa a ser determinado com base no atraso médio total. A Tabela 4.5 indica os níveis de serviço em função do atraso.

Tabela 4.5 – Nível de Serviço (NS), segundo o HCM 1994.

| Nível de Serviço | Atraso Médio Total<br>(seg./veic.) |
|------------------|------------------------------------|
| A                | $\leq 5$                           |
| B                | $> 5 \text{ e } \leq 10$           |
| C                | $> 10 \text{ e } \leq 20$          |
| D                | $> 20 \text{ e } \leq 30$          |
| E                | $> 30 \text{ e } \leq 45$          |
| F                | $> 45$                             |

## 4.5. HIGHWAY CAPACITY MANUAL 1997

### 4.5.1. ESTRUTURA

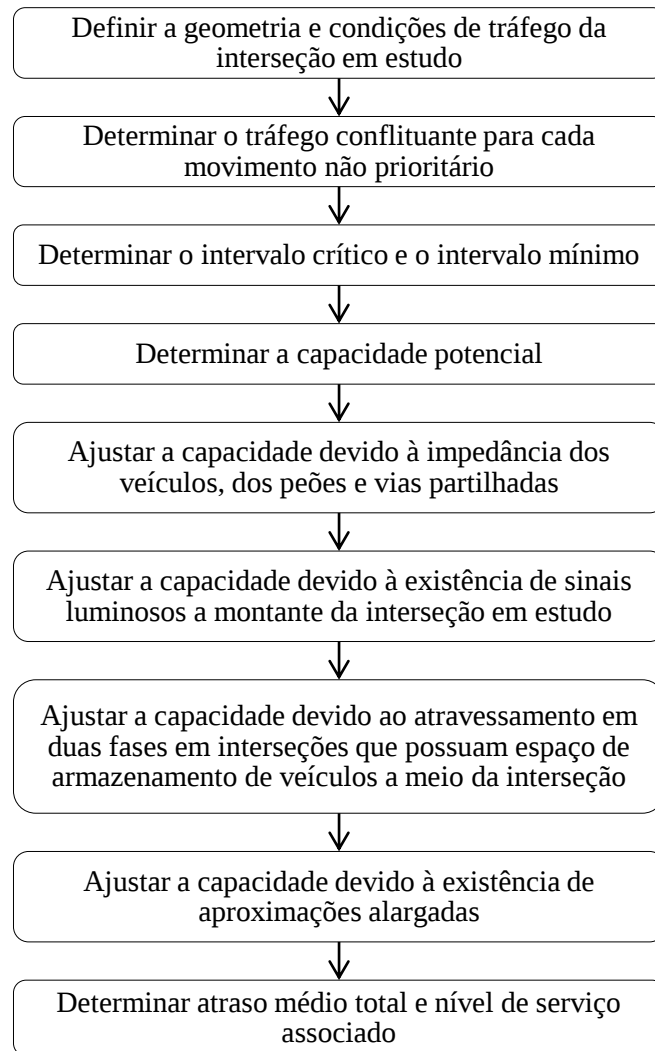


Diagrama 4.2 – Estrutura da metodologia segundo o HCM 1997.

### 4.5.2. METODOLOGIA

#### 4.5.2.1. Considerações Iniciais

Em 1997 foi apresentada a maior e mais importante atualização do Highway Capacity Manual, a qual viria a servir de base para a posterior edição de 2000. Esta edição destacou-se pela introdução de novos conceitos essenciais para a determinação da capacidade. O volume de veículos,  $V_x$ , passa a ser expresso em veículos por hora e uma nova fórmula para a capacidade é apresentada. O valor do intervalo crítico,  $t_c$ , deixa de ser exclusivamente um valor tabelado e passa a contar com ajustamentos devido à introdução de novos conceitos. Pela primeira vez é contabilizada a influência dos peões no cálculo da capacidade. Os novos ajustamentos à capacidade incluem a existência de sinalização a

montante, possibilidade de atravessamento em duas fases e presença de vias alargadas na aproximação à interseção.

#### 4.5.2.2. Débito Conflituante

Pela primeira vez, os peões passam a contribuir para o débito conflituante. Com a introdução da metodologia para atravessamentos realizados em duas fases, o cálculo dos débitos conflituantes passa a ser efetuado por fase, sempre que aplicável. A Tabela 4.6 indica como podem ser calculados os débitos conflituantes para cada movimento não prioritário.

Tabela 4.6 – Débito conflituante para cada movimento (Retirado e adaptado do HCM 1997).

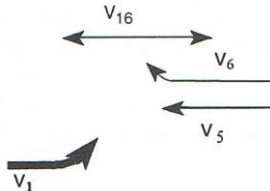
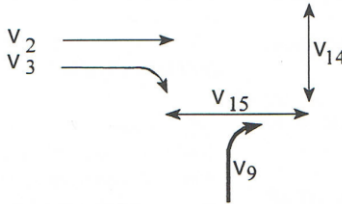
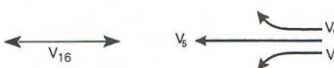
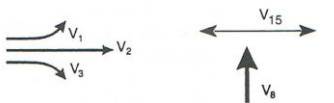
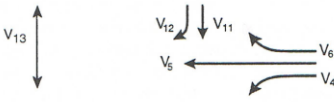
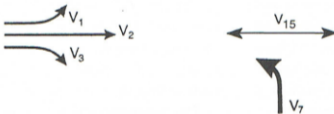
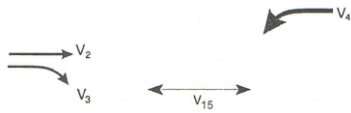
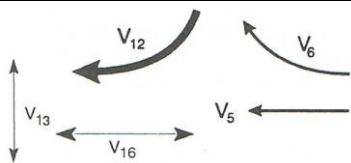
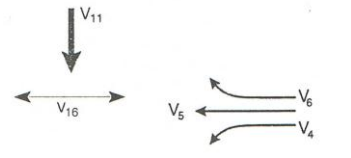
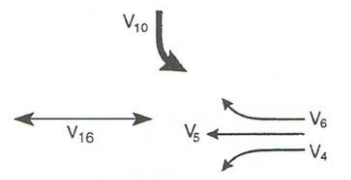
| Movimento                                               | Débito Conflituante, $v_{c,x}$                                                                                         | Esquema                                                                              |
|---------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| Viragem à Esquerda da Via Principal ( $v_{c,1}$ )       | $v_5 + v_6^{(3)} + v_{16}$                                                                                             |    |
| Viragem à Direita da Via Secundária ( $v_{c,9}$ )       | $\frac{v_2^{(2)}}{N} + 0.5 \cdot v_3^{(1)} + v_{14} + v_{15}$                                                          |   |
| Atravessamento a partir da Via Secundária ( $v_{c,8}$ ) | FASE II<br>$2 \cdot v_4 + v_5 + v_6^{(3)} + v_{16}$                                                                    |  |
|                                                         | FASE I<br>$2 \cdot v_1 + v_2 + 0.5 \cdot v_3^{(1)} + v_{15}$                                                           |  |
| Viragem à Esquerda da Via Secundária ( $v_{c,7}$ )      | FASE II<br>$2 \cdot v_4 + \frac{v_5}{N} + 0.5 \cdot v_6^{(6)} + 0.5 \cdot v_{12}^{(4)(5)} + 0.5 \cdot v_{11} + v_{13}$ |  |
|                                                         | FASE I<br>$2 \cdot v_1 + v_2 + 0.5 \cdot v_3^{(1)} + v_{15}$                                                           |  |

Tabela 4.5 – Débito conflituante para cada movimento (Continuação) (Retirado e adaptado do HCM 1997).

| Movimento                                                | Débito Conflituante, $v_{c,x}$                                                                                   | Esquema                                                                               |
|----------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| Viragem à Esquerda da Via Principal ( $v_{c,4}$ )        | $v_2 + v_3^{(3)} + v_{15}$                                                                                       |    |
| Viragem à Direita da Via Secundária ( $v_{c,12}$ )       | $\frac{v_5^{(2)}}{N} + 0.5 \cdot v_6^{(1)} + v_{13} + v_{16}$                                                    |    |
| Atravessamento a partir da Via Secundária ( $v_{c,11}$ ) | FASE I<br>$2 \cdot v_4 + v_5 + 0.5 \cdot v_6^{(1)} + v_{16}$                                                     |    |
|                                                          | FASE II<br>$2 \cdot v_1 + v_2 + v_3^{(3)} + v_{15}$                                                              |                                                                                       |
| Viragem à Esquerda da Via Secundária ( $v_{c,10}$ )      | FASE I<br>$2 \cdot v_4 + v_5 + 0.5 \cdot v_6^{(1)} + v_{16}$                                                     |  |
|                                                          | FASE II<br>$2 \cdot v_1 + \frac{v_2}{N} + 0.5 \cdot v_3^{(6)} + 0.5 \cdot v_9^{(4)(5)} + 0.5 \cdot v_8 + v_{14}$ |                                                                                       |

(1) Se existir uma via de viragem à direita na estrada principal,  $v_3$  ou  $v_6$  não precisam de ser considerados;

(2) Se houver mais que uma via na estrada principal, os débitos da via à direita são  $v_2/N$  ou  $v_5/N$ , em que N representa o número de vias afetadas ao movimento de ir em frente. Pode ser usada uma distribuição diferente se houver dados de campo disponíveis;

(3) Se a viragem à direita da estrada principal estiver separada por um ilhéu triangular e tiver de obedecer a sinal de cedência de passagem ou sinal de STOP,  $v_6$  e  $v_3$  não precisam de ser considerados;

(4) Se a viragem à direita da estrada principal estiver separada por um ilhéu triangular e tiver de obedecer a sinal de cedência de passagem ou sinal de STOP,  $v_9$  e  $v_{12}$  não precisam de ser considerados;

(5) Se a estrada principal é de vias múltiplas ou a viragem à direita da secundária for canalizada, omite-se  $v_9$  e  $v_{12}$ ;

(6) Se a estrada principal é de vias múltiplas,  $v_3$  para o movimento 10 e  $v_6$  para o movimento 7, podem ser omitidos.

#### 4.5.2.3. Intervalo Crítico e Intervalo Mínimo

O intervalo crítico é calculado a partir de um valor base tabelado, ao qual são efetuados ajustamentos tendo em conta a percentagem de veículos pesados, inclinação da via, geometria da interseção e atravessamento em duas fases.

$$t_c = t_{c,base} + t_{c,HV} \cdot P_{HV} + t_{c,G} \cdot G - t_{c,T} - t_{3,LT} \quad (4.35)$$

onde,

$t_c$  = intervalo crítico (seg.);

$t_{c,base}$  = intervalo crítico base (seg.);

$t_{c,HV}$  = fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados (1.0 para estradas principais de duas vias; 2.0 para estradas principais de quatro vias);

$P_{HV}$  = proporção de veículos pesados para o movimento não prioritário;

$t_{c,G}$  = fator de ajustamento devido à inclinação da via (0.1 para os movimentos 9 e 12; 0.2 para os movimentos 7, 8, 10, 11) (seg.);

$G$  = declive em percentagem;

$t_{c,T}$  = fator de ajustamento para cada uma das fases do atravessamento em duas fases (+1.0 para a primeira ou segunda fases; igual a 0 se o atravessamento for efetuado apenas numa fase) (seg.);

$t_{3,LT}$  = fator de ajustamento devido à geometria da interseção (0.7 para o movimento de viragem à esquerda da via secundária numa interseção de três ramos; igual a 0 noutros casos) (seg.).

O intervalo mínimo é calculado pela equação 4.36 que tem em conta a presença de veículos pesados.

$$t_f = t_{f,base} + t_{f,HV} \cdot P_{HV} \quad (4.36)$$

onde,

$t_f$  = intervalo mínimo (seg.);

$t_{f,base}$  = intervalo mínimo base (seg.);

$t_{f,HV}$  = fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados (0.9 para estradas principais de duas vias e 2.0 para estradas principais de quatro vias);

$P_{HV}$  = proporção de veículos pesados para o movimento não prioritário.

Tabela 4.7 – Intervalo Crítico Base,  $t_{c,base}$ , e Intervalo Mínimo Base,  $t_{f,base}$ , segundo o HCM 1997.

| Movimento                          | Intervalo Crítico Base, $t_{c,base}$<br>(seg.) |                                 | Intervalo Mínimo Base, $t_{f,base}$<br>(seg.) |
|------------------------------------|------------------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------------------|
|                                    | Via Principal c/<br>Duas Vias                  | Via Principal c/<br>Quatro Vias |                                               |
| Viragem à Esquerda, Via Principal  | 4.1                                            | 4.1                             | 2.2                                           |
| Viragem à Direita, Via Secundária  | 6.2                                            | 6.9                             | 3.3                                           |
| Em Frente, Via Secundária          | 6.5                                            | 6.5                             | 4.0                                           |
| Viragem à Esquerda, Via Secundária | 7.1                                            | 7.5                             | 3.5                                           |

#### 4.5.2.4. Capacidade Potencial

A edição de 1997 do HCM apresentou uma nova fórmula e novos procedimentos de cálculo para a capacidade potencial,  $c_{p,x}$ . Esta nova fórmula desenvolvida por Troutbeck assenta também ela na distribuição exponencial negativa de intervalos e é dada pela equação 3.12.

As Fig. 4.9 e Fig. 4.10 devolvem a capacidade potencial em função do débito conflituante e tipo de movimento efetuado, para estradas de duas e quatro vias, respetivamente.

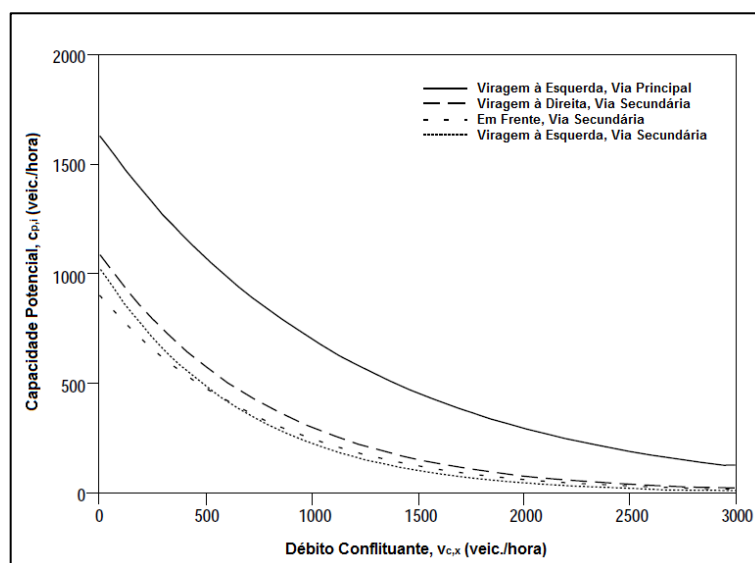


Fig. 4.9 – Capacidade potencial para estradas de duas vias (Retirado e adaptado do HCM 2000).

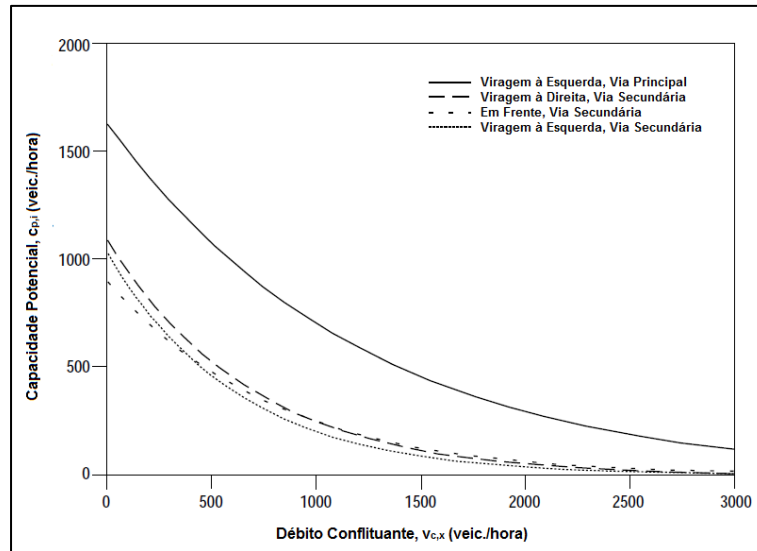


Fig. 4.10 – Capacidade potencial para estradas de quatro vias (Retirado e adaptado do HCM 2000).

Esta edição do HCM constitui um sério avanço na determinação da capacidade em interseções prioritárias, na medida em que foram disponibilizados pela primeira vez os ajustes devido à impedância dos peões, atravessamento em duas fases, existência de sinalização a montante e vias alargadas. Como consequência de anos de desenvolvimento e estudo de interseções prioritárias, estes parâmetros permitiram um aumento da robustez da metodologia, possibilitando um aumento da precisão da capacidade real dos movimentos.

#### 4.5.2.5. Atraso

Comparativamente à edição de 1994, o manual de 1997 introduziu uma nova definição de atraso, o atraso médio controlado. Consequentemente, a fórmula sugerida por Akçelik e Troutbeck foi revista e passou a contar com uma nova parcela com o valor de cinco segundos, que inclui o tempo perdido pelo condutor na desaceleração e aceleração.

$$d = \frac{3600}{c_{m,x}} + 900T \left[ \frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left( \frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{c_{m,x}} \right) \left( \frac{v_x}{c_{m,x}} \right)}{450T}} \right] + 5 \quad (4.37)$$

onde,

$d$  = atraso médio controlado;

$v_x$  = débito do movimento  $x$ , (veic./hora);

$c_{m,x}$  = capacidade do movimento  $x$ , (veic./hora);

$T$  = período de análise (horas) (para um período de 15 minutos usar  $T = 0,25$ ).

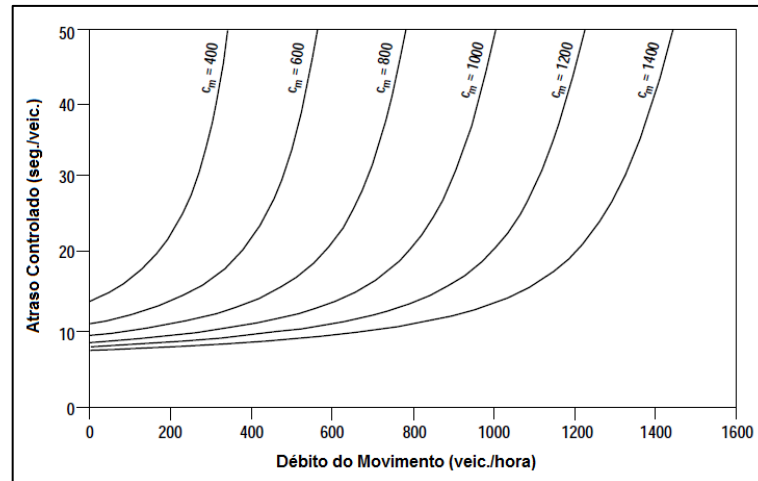


Fig. 4.11 – Atraso Controlado (Retirado e adaptado do HCM 2000).

#### 4.5.2.6. Fila de Espera

Nesta edição a fila de espera passa a ser determinada em função da capacidade do movimento em estudo e do volume respeitante ao período em análise. A Fig. 4.12 permite estimar o percentil 95 da fila de espera para qualquer movimento não prioritário em interseções prioritárias.

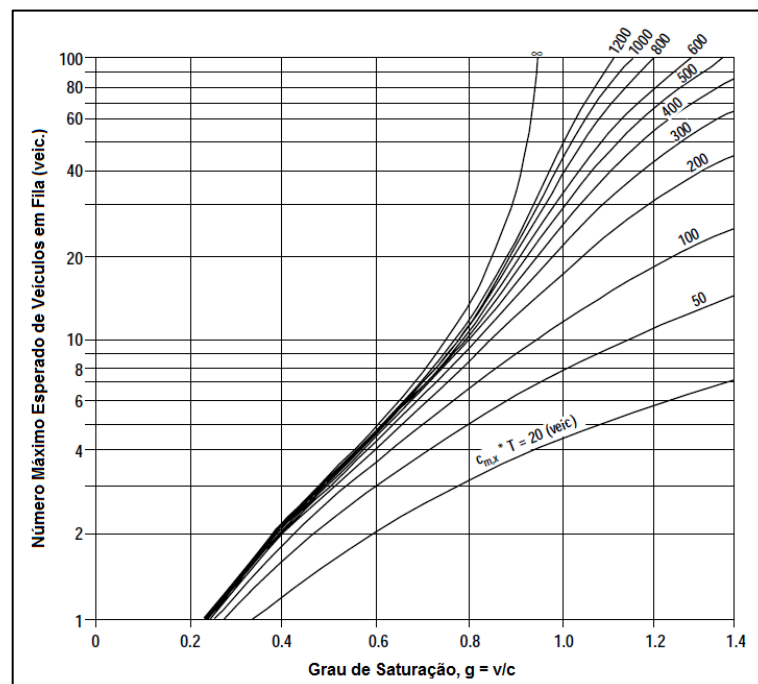


Fig. 4.12 – Percentil 95 da fila de espera (Retirado e adaptado do HCM 2000).

A fila de espera média é obtida a partir do produto entre o atraso médio por veículo e o débito do movimento em estudo.

$$Q_m = d \times v_x \quad (4.38)$$

#### 4.5.2.7. Nível de Serviço

Com a atualização de 1997 o HCM passa a ter como indicador de desempenho o atraso médio controlado. Com efeito, o nível de serviço passou a ser atribuído de acordo com a Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Nível de Serviço (NS), segundo o HCM 1997, 2000 e 2010.

| Nível de Serviço | Atraso Médio Controlado<br>(seg./veic.) |
|------------------|-----------------------------------------|
| A                | $\leq 10$                               |
| B                | $> 10 \text{ e } \leq 15$               |
| C                | $> 15 \text{ e } \leq 25$               |
| D                | $> 25 \text{ e } \leq 35$               |
| E                | $> 35 \text{ e } \leq 50$               |
| F                | $> 50$                                  |

## 4.6. HIGHWAY CAPACITY MANUAL 2000

### 4.6.1. ESTRUTURA

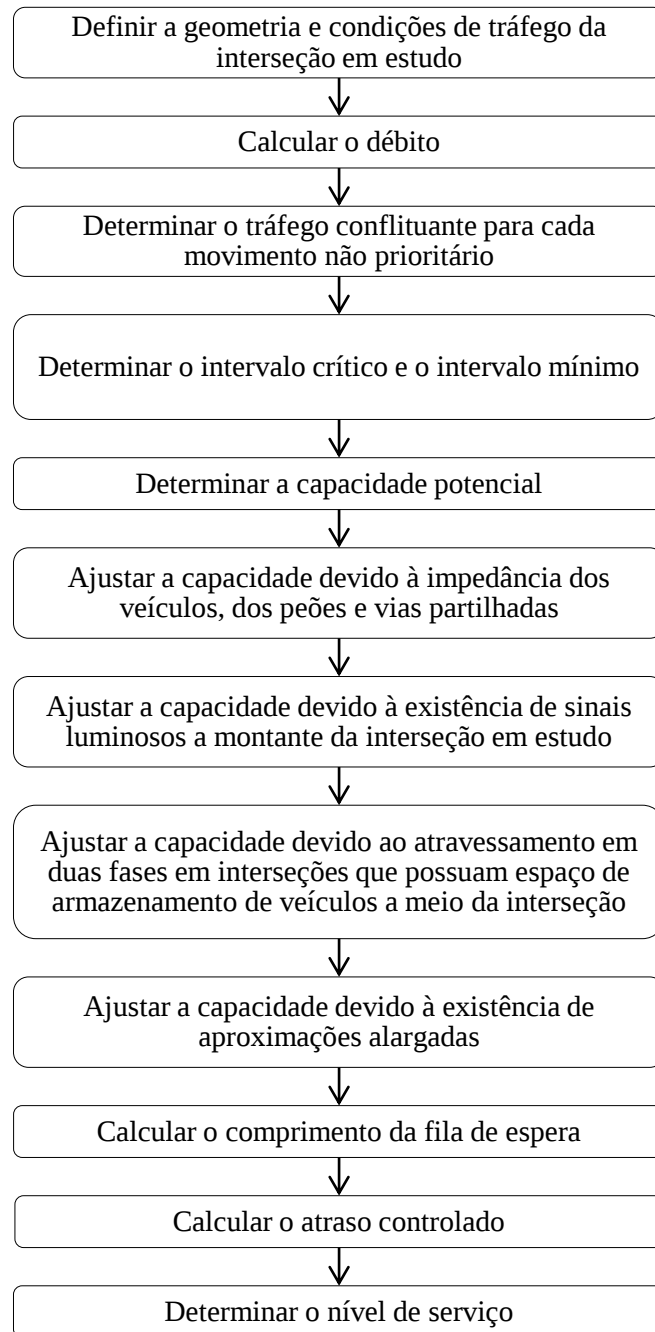


Diagrama 4.3 – Estrutura da metodologia segundo o HCM 2000.

### 4.6.2. METODOLOGIA

A publicação da quarta edição do HCM ocorreu em 2000 e representou um avanço significativo no estado da arte da análise da capacidade. Foi a oficialização de uma nova edição, que conta com as

atualizações realizadas no manual de 1997. O formato do manual, e alguns dos conteúdos foram revistos e alterados, permitindo uma experiência mais positiva para o utilizador. Este foi e ainda é, o manual de referência em inúmeros países e serve de base a diversos manuais e programas de simulação.

O HCM 2000 incorpora a metodologia seguida pela atualização de 1997 na análise de interseções prioritárias, com uma atualização ao nível das filas de espera. Foi acrescentada uma fórmula, apresentada na equação 4.39, que permite o cálculo da fila de espera.

$$Q_{95} = 900T \left[ \frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left( \frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{c_{m,x}} \right) \left( \frac{v_x}{c_{m,x}} \right)}{150T}} \right] \left( \frac{c_{m,x}}{3600} \right) \quad (4.39)$$

onde,

$Q_{95}$  = fila de espera para o percentil 95(veic.);

$v_x$  = débito do movimento  $x$  (veic./hora);

$c_{m,x}$  = capacidade do movimento  $x$  (veic./hora);

$T$  = período de análise (horas) (para um período de 15 minutos usar  $T = 25$ ).

Com a introdução desta fórmula, a fila de espera passou a poder ser estimada graficamente (Fig. 4.12) ou analiticamente (equação 4.39). Uma das vantagens do cálculo analítico é poder estimar a fila de espera com maior precisão em intervalos de análise mais curtos que os quinze minutos.

#### 4.7. HIGHWAY CAPACITY MANUAL 2010

A mais recente edição oficial do HCM data de 2010 e foi o culminar de uma década de trabalho e pesquisa por parte do TRB, NCHRP e FHWA que permitiram um avanço no estudo da capacidade relativamente à edição anterior. Os procedimentos já abordados em edições anteriores foram atualizados e novos critérios adicionados. O formato do manual também foi revisto. No capítulo das interseções prioritárias foram várias as mudanças. É apresentada uma nova maneira de delimitar o intervalo crítico, movimentos de inversão de marcha são adicionados e modelos para vias partilhadas e vias curtas revistos, para contarem com a introdução dos novos movimentos. Pela primeira vez é apresentada uma metodologia para determinação do nível de serviço para peões. Consequentemente, a metodologia de análise para veículos e peões passa a ser efetuada em separado, mas sempre considerando a interação veículo-peão.

## 4.7.1. METODOLOGIA VEÍCULOS

## 4.7.1.1. Estrutura

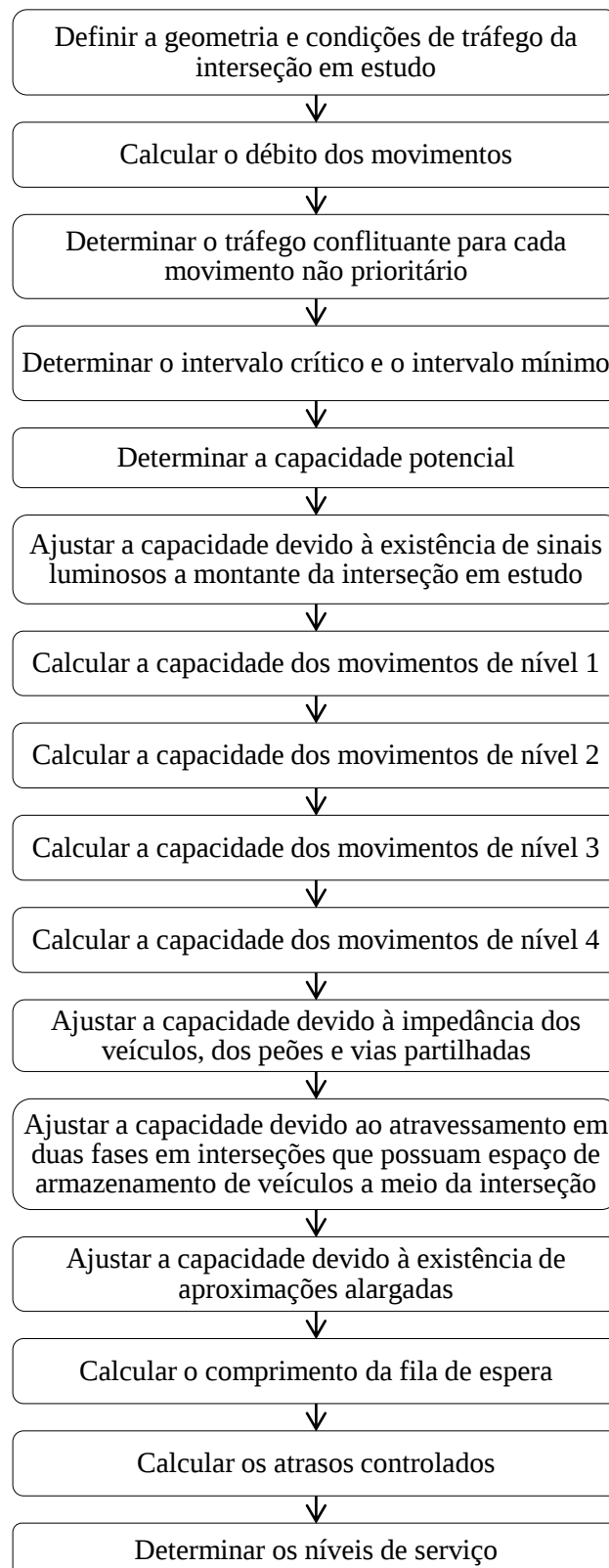


Diagrama 4.4 – Estrutura da metodologia de veículos segundo HCM 2010.

## 4.7.1.2. Débito Conflituante

Com a introdução de novos movimentos, os débitos conflitantes de cada movimento não prioritário foram alvo de revisão. A Tabela 4.9 indica como podem ser calculados os volumes conflitantes para cada movimento não prioritário.

Tabela 4.9 – Débito Conflituante para cada movimento (Retirado e adaptado do HCM 2010).

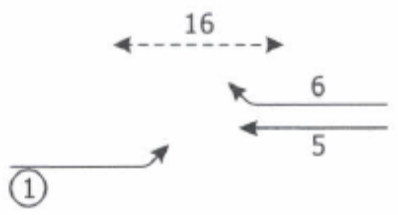
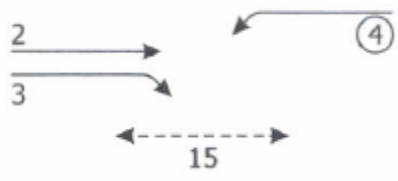
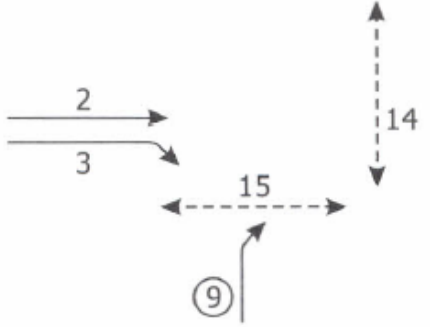
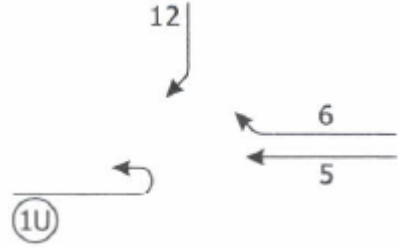
| Movimento                                    |         | Débito Conflituante, $v_{c,x}$                                                      |                                                                          |
|----------------------------------------------|---------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|
| Viragem à Esquerda da Via Principal          | Esquema |    | $v_{c,1} = v_5 + v_6^{(3)} + v_{16}$                                     |
|                                              |         |   | $v_{c,4} = v_2 + v_3^{(3)} + v_{15}$                                     |
| Viragem à Direita da Via Secundária          | Esquema |   |                                                                          |
|                                              | 2 Vias  | $v_{c,9} = v_2^{(2)} + 0.5 \cdot v_3^{(1)} + v_{14} + v_{15}$                       | $v_{c,12} = v_5^{(2)} + 0.5 \cdot v_6^{(1)} + v_{13} + v_{16}$           |
|                                              | 4 Vias  | $v_{c,9} = 0.5 \cdot v_2^{(2)} + 0.5 \cdot v_3^{(1)} + v_{14} + v_{15}$             | $v_{c,12} = 0.5 \cdot v_5^{(2)} + 0.5 \cdot v_6^{(1)} + v_{13} + v_{16}$ |
|                                              | 6 Vias  | $v_{c,9} = 0.5 \cdot v_2^{(2)} + 0.5 \cdot v_3^{(1)} + v_{14} + v_{15}$             | $v_{c,12} = 0.5 \cdot v_5^{(2)} + 0.5 \cdot v_6^{(1)} + v_{13} + v_{16}$ |
| Inversão de Marcha a partir da Via Principal | Esquema |  |                                                                          |
|                                              | 4 Vias  | $v_{c,1U} = v_5 + v_6^{(1)}$                                                        | $v_{c,4U} = v_2 + v_3^{(1)}$                                             |
|                                              | 6 Vias  | $v_{c,1U} = 0.73 \cdot v_5 + 0.73 \cdot v_6^{(1)}$                                  | $v_{c,4U} = 0.73 \cdot v_2 + 0.73 \cdot v_3^{(1)}$                       |

Tabela 4.9 – Débito Conflituante para cada movimento (Continuação) (Retirado e adaptado do HCM 2010).

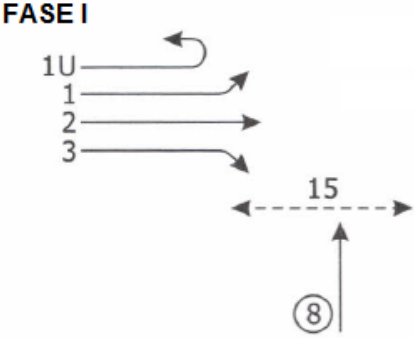
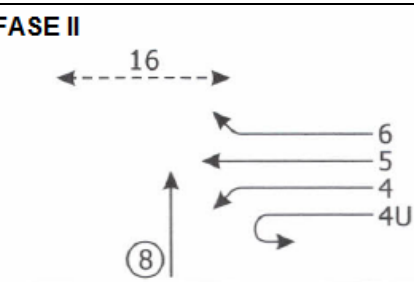
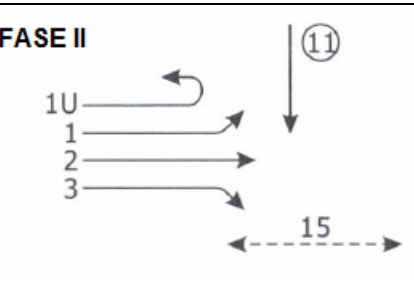
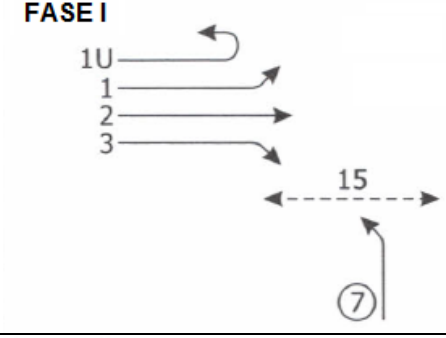
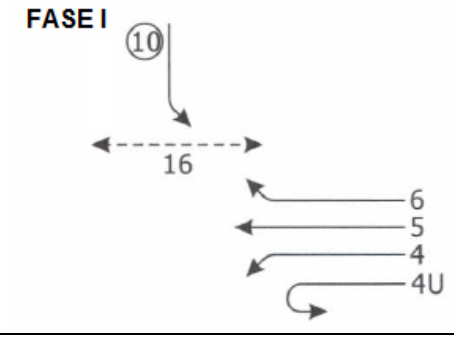
|                                           |         |                                                                                   |                                                                                    |                                                                              |
|-------------------------------------------|---------|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| Atravessamento a partir da Via Secundária | Esquema |  |                                                                                    |                                                                              |
|                                           |         | FASE I                                                                            | FASE I                                                                             |                                                                              |
|                                           |         |  |  |                                                                              |
|                                           |         | FASE II                                                                           | FASE II                                                                            |                                                                              |
|                                           |         |                                                                                   | FASE I                                                                             | FASE I                                                                       |
|                                           |         |                                                                                   | $v_{c,I,8} = 2 \cdot (v_1 + v_{1U}) + v_2$ $+ 0.5 \cdot v_3^{(1)} + v_{15}$        | $v_{c,I,11} = 2 \cdot (v_4 + v_{4U}) + v_5$ $+ 0.5 \cdot v_6^{(1)} + v_{16}$ |
|                                           |         |                                                                                   | FASE II                                                                            | FASE II                                                                      |
|                                           |         |                                                                                   | $v_{c,II,8} = 2 \cdot (v_4 + v_{4U}) + v_5$ $+ v_6^{(3)} + v_{16}$                 | $v_{c,II,11} = 2 \cdot (v_1 + v_{1U}) + v_2$ $+ v_3^{(3)} + v_{15}$          |

Tabela 4.9 – Débito Conflituante para cada movimento (Continuação) (Retirado e adaptado do HCM 2010).

|                                      |         |                                                                                                                             |                                                                                                                        |
|--------------------------------------|---------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Viragem à Esquerda da Via Secundária | Esquema |                                            |                                      |
|                                      |         | <p><b>FASE I</b></p> $v_{c,I,7} = 2 \cdot v_1 + v_2 + 0.5 \cdot v_3^{(1)} + v_{15}$                                         | <p><b>FASE I</b></p> $v_{c,I,10} = 2 \cdot v_4 + v_5 + 0.5 \cdot v_6^{(1)} + v_{16}$                                   |
|                                      |         | <p><b>FASE II</b></p> $v_{c,II,7} = 2 \cdot v_4 + v_5 + 0.5 \cdot v_6 + 0.5 \cdot v_{12}^{(4)} + 0.5 \cdot v_{11} + v_{13}$ | <p><b>FASE II</b></p> $v_{c,II,10} = 2 \cdot v_1 + v_2 + 0.5 \cdot v_3 + 0.5 \cdot v_9^{(4)} + 0.5 \cdot v_8 + v_{14}$ |
|                                      |         | <p><b>FASE I</b></p> $v_{c,I,7} = 2 \cdot (v_1 + v_{1U}) + v_2 + 0.5 \cdot v_3^{(1)} + v_{15}$                              | <p><b>FASE I</b></p> $v_{c,I,10} = 2 \cdot (v_4 + v_{4U}) + v_5 + 0.5 \cdot v_6^{(1)} + v_{16}$                        |
|                                      |         | <p><b>FASE II</b></p> $v_{c,II,7} = 2 \cdot (v_4 + v_{4U}) + 0.5 \cdot v_5 + 0.5 \cdot v_6 + 0.5 \cdot v_{11} + v_{13}$     | <p><b>FASE II</b></p> $v_{c,II,10} = 2 \cdot (v_1 + v_{1U}) + 0.5 \cdot v_2 + 0.5 \cdot v_3 + 0.5 \cdot v_8 + v_{14}$  |
|                                      |         | <p><b>FASE I</b></p> $v_{c,I,7} = 2 \cdot (v_1 + v_{1U}) + v_2 + 0.5 \cdot v_3^{(1)} + v_{15}$                              | <p><b>FASE I</b></p> $v_{c,I,10} = 2 \cdot (v_4 + v_{4U}) + v_5 + 0.5 \cdot v_6^{(1)} + v_{16}$                        |
| 6 Vias                               |         | <p><b>FASE II</b></p> $v_{c,II,7} = 2 \cdot (v_4 + v_{4U}) + 0.4 \cdot v_5 + 0.5 \cdot v_{11} + v_{13}$                     | <p><b>FASE II</b></p> $v_{c,II,10} = 2 \cdot (v_1 + v_{1U}) + 0.4 \cdot v_2 + 0.5 \cdot v_8 + v_{14}$                  |

- (1) Se existir uma via exclusiva de viragem à direita na estrada principal,  $v_3$  ou  $v_6$  não precisam de ser considerados;
- (2) Pode ser usada uma distribuição de débitos diferente se houver dados de campo disponíveis;
- (3) Se a viragem à direita da estrada principal estiver separada por um ilhéu triangular e tiver de obedecer a sinal de cedência de passagem ou sinal de STOP,  $v_6$  e  $v_3$  não precisam de ser considerados;
- (4) Se a viragem à direita da estrada principal estiver separada por um ilhéu triangular e tiver de obedecer a sinal de cedência de passagem ou sinal de STOP,  $v_9$  e  $v_{12}$  não precisam de ser considerados;

#### 4.7.1.3. Intervalo Crítico e Intervalo Mínimo

Nesta edição, o intervalo crítico,  $t_c$ , definido como o intervalo mínimo entre veículos prioritários aceite por um condutor não prioritário, passa a ser delimitado pelas frentes de veículos sucessivos da corrente prioritária ao invés do espaço frente-traseira anteriormente utilizado.

A fórmula para o cálculo intervalo crítico deixa de ter presente o fator de ajustamento devido ao atravessamento em duas fases,  $t_{c,T}$ , apresentado no HCM de 1997. Para contabilizar este tipo de geometria, novos intervalos base foram estabelecidos para cada uma das fases. Juntamente, foram acrescentados valores para os movimentos de inversão de marcha a partir da estrada principal. Todos estes valores podem ser consultados na Tabela 4.10. A equação 4.40 mostra a fórmula atualmente usada para o cálculo do intervalo crítico.

$$t_c = t_{c,base} + t_{c,HV} \cdot P_{HV} + t_{c,G} \cdot G - t_{3,LT} \quad (4.40)$$

onde,

$t_c$  = intervalo crítico para o movimento  $x$  (seg.);

$t_{c,base}$  = intervalo crítico base, dado pela Tabela 4.10 (seg.);

$t_{c,HV}$  = fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados (1.0 para estradas principais com uma via em cada sentido; 2.0 para estradas principais com duas ou três vias em cada sentido) (seg.);

$P_{HV}$  = proporção de veículos pesados para o movimento não prioritário  $x$  (expresso como número decimal);

$t_{c,G}$  = fator de ajustamento devido à inclinação da via (0.1 para os movimentos 9 e 12; 0.2 para os movimentos 7, 8, 10, 11) (seg.);

$G$  = declive em percentagem (expresso como número inteiro;  $G = -2$  para uma descida com 2% de inclinação);

$t_{3,LT}$  = fator de ajustamento devido à geometria da interseção: 0.7 para o movimento de viragem à esquerda da via secundária numa interseção de três ramos. Igual a 0 noutros casos.

Tabela 4.10 – Intervalo Crítico Base,  $t_{c,base}$ , segundo o HCM 2010.

| Movimento                          | Intervalo Crítico Base, $t_{c,base}$ (seg.) |                               |                              |
|------------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
|                                    | Duas Vias                                   | Quatro Vias                   | Seis Vias                    |
| Viragem à Esquerda, Via Principal  | 4.1                                         | 4.1                           | 5.3                          |
| Inversão de Marcha, Via Principal  | -                                           | 6.4 (larga)<br>6.9 (estreita) | 5.6                          |
| Viragem à Direita, Via Secundária  | 6.2                                         | 6.9                           | 7.1                          |
| Em Frente, Via Secundária          | Uma Fase: 6.5                               | Uma Fase: 6.5                 | Uma Fase: 6.5*               |
|                                    | Duas Fases,<br>Fase I: 5.5                  | Duas Fases,<br>Fase I: 5.5    | Duas Fases,<br>Fase I: 5.5*  |
|                                    | Duas Fases,<br>Fase II: 5.5                 | Duas Fases,<br>Fase II: 5.5   | Duas Fases,<br>Fase II: 5.5* |
| Viragem à Esquerda, Via Secundária | Uma Fase: 7.1                               | Uma Fase: 7.5                 | Uma Fase: 6.4                |
|                                    | Duas Fases,<br>Fase I: 6.1                  | Duas Fases,<br>Fase I: 6.5    | Duas Fases,<br>Fase I: 7.3   |
|                                    | Duas Fases,<br>Fase II: 6.1                 | Duas Fases,<br>Fase II: 6.5   | Duas Fases,<br>Fase II: 6.7  |

O intervalo mínimo,  $t_f$ , é calculado tendo em consideração a presença de veículos pesados, similarmente à edição anterior, tendo sido apenas revisto o fator de ajustamento devido à presença de veículos pesados,  $t_{f,HV}$ , que toma o valor de 1,0 para estradas com três vias em cada sentido. A equação que permite o cálculo deste intervalo é a mesma introduzida pelo HCM 1997 (equação 4.36).

Foram acrescentados valores base para os movimentos de inversão de marcha a partir da via principal e estradas de seis vias. Estes valores podem ser consultados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Intervalo Mínimo Base,  $t_{f,base}$ , segundo o HCM 2010.

| Movimento                          | Intervalo Mínimo Base, $t_{f,base}$ (seg.) |                               |           |
|------------------------------------|--------------------------------------------|-------------------------------|-----------|
|                                    | Duas Vias                                  | Quatro Vias                   | Seis Vias |
| Viragem à Esquerda, Via Principal  | 2.2                                        | 2.2                           | 3.1       |
| Inversão de Marcha, Via Principal  | -                                          | 2.5 (larga)<br>3.1 (estreita) | 2.3       |
| Viragem à Direita, Via Secundária  | 3.3                                        | 3.3                           | 3.9       |
| Em Frente, Via Secundária          | 4.0                                        | 4.0                           | 4.0       |
| Viragem à Esquerda, Via Secundária | 3.5                                        | 3.5                           | 3.8       |

#### 4.7.1.4. Capacidade

A fórmula baseada na teoria do intervalo de aceitação, que permite o cálculo da capacidade potencial, mantém-se inalterada desde a atualização de 1997 e é apresentada na equação 3.12. Apesar da fórmula se manter inalterada os valores dos parâmetros são os determinados pelo HCM 2010.

Note-se que, segundo a mais recente metodologia, esta fórmula apenas é válida se não existirem sinalizações luminosas a montante, ou os seus efeitos não forem contabilizados. Para o caso que este efeito seja tido em conta, a capacidade potencial para o movimento  $x$ , é calculada de acordo com a equação 4.41.

$$c_{p,x} = (1 - p_{b,x})c_{r,x} \quad (4.41)$$

onde,

$c_{p,x}$  = capacidade potencial do movimento  $x$  (veic./hora);

$p_{b,x}$  = proporção de tempo que o movimento  $x$  está bloqueado pelo pelotão;

$c_{r,x}$  = capacidade do movimento  $x$ , assumindo um padrão de chegadas aleatório durante o período em que não há bloqueio (veic./hora) (equação 4.28).

#### 4.7.1.5. Atraso, Fila de Espera e Nível de Serviço

A 5ª edição do HCM mantém o mesmo indicador de desempenho da edição anterior, o atraso médio controlado dos movimentos não prioritários, e pode ser calculado de acordo com a equação 4.37.

A fila de espera, deixa de representada graficamente e passa a ser obtida, exclusivamente, a partir da equação 4.39. O nível de serviço atribuído às correntes não prioritárias é efetuado de acordo com a Tabela 4.8.

#### 4.7.2. METODOLOGIA PEÕES

Atualmente a avaliação dos peões revela-se como um dos principais aspetos a ter em conta na avaliação das condições de circulação em interseções prioritárias.

Apesar de no atravessamento da estrada secundária os peões, teoricamente, não sofrerem qualquer atraso, quando pretendem atravessar a estrada principal vão estar dependentes dos intervalos disponíveis entre veículos dessa corrente. Isto acontece porque nem sempre os veículos cedem prioridade aos peões.

Tal como nos veículos, a metodologia requer inicialmente o conhecimento das condições geométricas e interação entre peões e veículos, incluindo a taxa de cedência de passagem por parte dos condutores que é influenciada por diversos fatores, tais como a geometria da interseção, velocidade de circulação, cultura do condutor e aplicação da lei em vigor por parte das autoridades competentes.

## 4.7.2.1. Estrutura

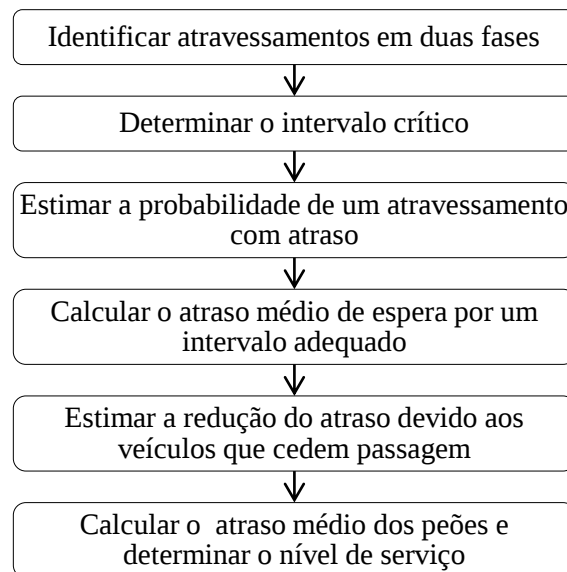


Diagrama 4.5 – Estrutura da metodologia de peões segundo o HCM 2010.

## 4.7.2.2. Atravessamento em Duas Fases

Similarmente ao que acontece com os veículos, os peões podem efetuar o movimento em duas fases sempre que exista um separador que tenha uma largura tal que possibilite o armazenamento de pelo menos um peão. Quando se verifique que o atravessamento é feito em duas fases, deve ser determinado o atraso do peão ou grupo de peões para cada uma das fases separadamente e posteriormente feita a média desses dois atrasos.

## 4.7.2.3. Intervalo Crítico

O intervalo crítico, definido como o intervalo mínimo que um peão está disposto a aceitar para efetuar o atravessamento, é calculado de acordo com a equação 4.42. Qualquer intervalo abaixo deste é rejeitado pelo peão e acima dele, aceite.

$$t_c = \frac{L}{s_p} + t_s \quad (4.42)$$

onde,

$t_c$  = intervalo crítico para um único peão (seg.);

$s_p$  = velocidade dos peões (m/seg.)

$L$  = comprimento da passadeira (m)

$t_s$  = tempo de arranque e tempo de limpeza dos peões (seg.)

Caso se verifique que os peões vão fazer o atravessamento em grupo (pelotão), o intervalo crítico passa a ser o definido pela equação 4.43.

$$t_{c,GP} = t_c + 2(N_p - 1) \quad (4.43)$$

com,

$$N_p = \text{Int} \left[ \frac{8.0(N_c - 1)}{W_c} \right] + 1 \quad (4.44)$$

e,

$$N_c = \frac{v_p e^{v_p t_c} + v e^{-v t_c}}{(v_p + v) e^{(v_p - v) t_c}} \quad (4.45)$$

onde,

$t_c$  = intervalo crítico para um peão isolado (seg.);

$t_{c,GP}$  = intervalo crítico do grupo de peões (seg.);

$N_p$  = distribuição espacial dos peões (peões) (seg.);

$N_c$  = número total de peões no pelotão (peões);

$W_c$  = largura da passadeira (ft);

$v_p$  = débito de peões (peões/seg.);

$v$  = débito de veículos (veic./seg.).

Caso se verifique que não há efeito pelotão então a distribuição  $N_p$  assume o valor 1,0.

#### 4.7.2.4. Probabilidade de Atraso no Atravessamento

O atravessamento de peões na corrente prioritária é efetuado sempre que exista um intervalo igual ou superior ao crítico entre os veículos dessa corrente, à semelhança do que acontece nos movimentos de veículos não prioritários que pretendem entrar na corrente principal. Seguindo a teoria do intervalo de aceitação, que atribui chegadas aleatórias de veículos, é possível, recorrendo à distribuição de Poisson, obter a probabilidade de um peão sofrer atraso quando chega à interseção. Esta probabilidade é dada pela equação 4.46.

$$P_d = 1 - (1 - P_b)^N \quad (4.46)$$

com,

$$P_b = 1 - e^{\frac{-t_{c,GP} \cdot v}{N}} \quad (4.47)$$

onde,

$P_d$  = probabilidade do peão sofrer atraso no atravessamento;

$P_b$  = probabilidade de a via estar bloqueada;

$N$  = número de vias afetas ao movimento de ir em frente na estrada principal;

$t_{c,GP}$  = intervalo crítico do grupo de peões (seg.);

$v$  = débito de veículos (veic./seg.).

#### 4.7.2.5. Atraso Médio

O atraso médio a que um peão está sujeito para encontrar um intervalo de passagem adequado é obtido pela equação 4.48.

$$d_g = \frac{1}{v} \left( e^{\frac{v \cdot t_{c,GP}}{N}} - v \cdot t_{c,GP} - 1 \right) \quad (4.48)$$

onde,

$d_g$  = atraso médio sofrido pelos peões para encontrar um intervalo válido (seg.);

$t_{c,GP}$  = intervalo crítico do grupo de peões (seg.);

$v$  = débito de veículos (veic./seg.).

O atraso médio de um peão que não consegue atravessar imediatamente depois de chegar á interseção é dado por:

$$d_{gd} = \frac{d_g}{P_d} \quad (4.49)$$

onde,

$d_{gd}$  = atraso médio para peões que não atravessam imediatamente depois de chegarem à interseção (seg.);

$d_g$  = atraso médio sofrido pelos peões para encontrar um intervalo válido (seg.);

$P_d$  = probabilidade do peão sofrer atraso no atravessamento.

#### 4.7.2.6. Correção do Atraso

Apesar de, legalmente, os condutores serem obrigados a ceder passagem na presença de peões, o seu comportamento é suscetível de variar, dependendo de inúmeros fatores, desde a sua disposição, à aptidão para cumprir a regulamentação. Assim, sempre que os veículos da corrente principal cedam passagem, o atraso sofrido pelos peões vai sofrer uma redução. A probabilidade de um condutor parar para dar passagem é dada por  $P(Y)$ . Note-se que a consideração de chegadas de veículos aleatórias atribuída a cada uma das vias de atravessamento da estrada principal, faz com que possam ou não chegar veículos ao mesmo tempo que o condutor de uma dessas vias está a ceder passagem. Considerado que  $h$  representa o número de segundos que separa o acontecimento de um veículo ceder passagem a um peão ou grupo de peões, então o atraso médio é obtido pela equação 4.50.

$$d_p = \sum_{i=1}^{n_p} h(i - 0.5)P(Y_i) + [P_d - \sum_{i=1}^{n_p} P(Y_i)] d_g \quad (4.50)$$

onde,

$d_p$  = atraso médio dos peões (seg.);

$i$  = atravessamento dos peões;

$h$  = intervalo médio para cada corrente de atravessamento da via principal (seg.);

$P(Y_i)$  = probabilidade dos condutores cederem passagem aos peões;

$n_p$  = número médio de atravessamentos de peões antes de estar disponível um intervalo adequado;

$$n_p = \text{Int} \left( \frac{d_g}{h} \right) \quad (4.51)$$

onde,

$d_g$  = atraso médio sofrido pelos peões para encontrar um intervalo válido (seg.);

$h$  = intervalo médio para cada corrente de atravessamento da via principal (seg.);

#### 4.7.2.7. Nível de Serviço

O nível de serviço atribuído aos peões é o designado pela Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Nível de Serviço para Peões, segundo o HCM 2010.

| Nível de Serviço | Atraso Médio dos Peões<br>(seg./peão) |
|------------------|---------------------------------------|
| A                | $\leq 10$                             |
| B                | $> 10 \text{ e } \leq 15$             |
| C                | $> 15 \text{ e } \leq 25$             |
| D                | $> 25 \text{ e } \leq 35$             |
| E                | $> 35 \text{ e } \leq 50$             |
| F                | $> 50$                                |

## 4.8. PICADY 5

### 4.8.1. PRINCÍPIOS DO PROGRAMA

O Picady é um *software* desenvolvido no Reino Unido pelo Transport Road Laboratory (TRL) para simulação das condições de circulação em interseções prioritárias. O programa baseia-se na geometria da interseção e em modelos empíricos e estatísticos para prever indicadores como a capacidade, o atraso e filas de espera.

Neste programa são disponibilizados para análise os três principais tipo de interseções. As interseções de três e quatro ramos e as interseções desalinhadas. Em qualquer uma delas é possível especificar com grande detalhe as particularidades geométricas da interseção. Para além destes dados, este programa requer apenas o volume de entrada de cada movimento para correr o programa sem limitações. A junção destes dados permite o cálculo da capacidade para cada movimento não prioritário. Os atrasos e filas de espera são estimados a partir da teoria da fila de espera com chegadas dependentes do período do dia em análise. Para além destes indicadores, são disponibilizadas outras funcionalidades como o cálculo do atraso geométrico e previsão de acidentes.

Por ser uma ferramenta bastante dependente da geometria da interseção, este programa de simulação é um instrumento de apoio a ter em conta na modelação de novas interseções. Pode igualmente ser usado para melhorar a geometria das interseções já existentes, através da avaliação das modificações originadas nos indicadores, resultantes de diferentes geometrias e padrões de procura.

### 4.8.2. METODOLOGIA

#### 4.8.2.1. Movimentos e Prioridades

Os movimentos e respetivas prioridades atribuídos a cada tipo de interseção são idênticos aos adotados no HCM 2000, no entanto, esta metodologia opta por legendar os ramos da interseção, através da atribuição de letras, em que A e C representam os ramos da estrada principal e B e D os ramos da estrada secundária. Apesar de ser um método desenvolvido no Reino Unido é possível escolher a convenção de movimentos para quem conduz à direita. Na Fig. 4.13 e a Fig. 4.14 representam-se os movimentos de veículos para interseções de três e quatro ramos, respetivamente.

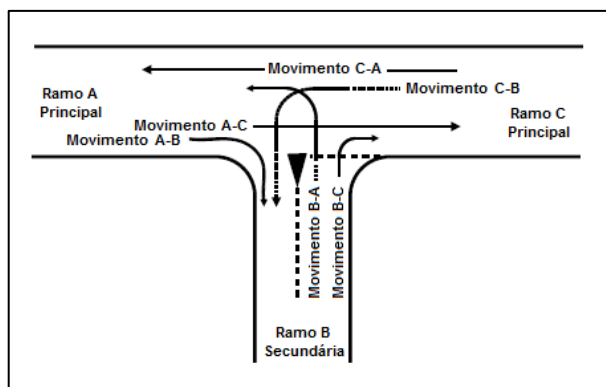


Fig. 4.13 – Movimentos e respetiva notação para interseções de três ramos (Retirado e adaptado do Picady 5).

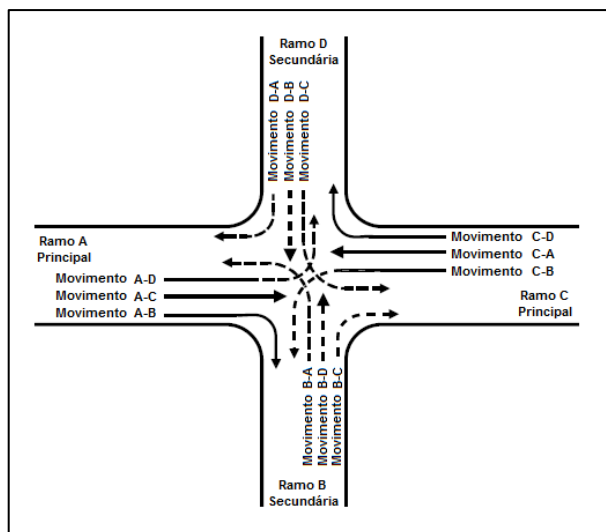


Fig. 4.14 – Movimentos e respetiva notação para interseções de quatro ramos (Retirado e adaptado do Picady 5).

Os movimentos em frente da estrada secundária (A-C e C-A) e de viragem à direita (A-B e C-D) não sofrem qualquer atraso. Os restantes movimentos vão sofrer atraso devido à impedância provocada por outros veículos.

#### 4.8.2.2. Geometria

A importância atribuída aos dados geométricos da interseção é significativa e tem grande influência nos resultados finais. Para além da definição da tipologia da interseção, o programa permite ainda especificar um variado leque de pormenores geométricos, tais como, largura e uso a dar às vias, presença de separador central com respetivo espaço de armazenamento, aproximações alargadas, zonas de atravessamento de peões. Adicionalmente, o programa tem em conta outros fatores que estão relacionados com a geometria da interseção, capazes de influenciar a capacidade. São eles, as distâncias de visibilidade, a distância às interseções a montante, raios de viragem dos movimentos e

velocidades de entrada e saída em cada ramo. A possibilidade de fazer variar estes dados é especialmente útil na elaboração de novas interseções.

#### 4.8.2.3. Volumes de Veículos

Os volumes considerados podem ser relativos a qualquer período do dia, até um período máximo de 24 horas. O mais usual é utilizar as horas de ponta como referência. No entanto, são permitidas outras abordagens como por exemplo a introdução de volumes antes, durante e após a hora de ponta. Quando os dados relativos à procura são escassos o programa utiliza um modelo de tráfego para simular o período de ponta. Basta para isso introduzir os volumes de entrada em cada um dos ramos que os restantes coeficientes estão estabelecidos por defeito. Em qualquer uma destas abordagens o período de análise pode ser dividido em intervalos com duração máxima de trinta minutos.

A presença de veículos pesados pode ser contabilizada especificando os valores em função do movimento, período de análise ou ambos. Os movimentos podem ser introduzidos diretamente ou estimados por um processo iterativo que tem em conta a saída e entrada em cada um dos ramos. A possibilidade de fazer variar os volumes dos movimentos e respetivos períodos de análise permite a simulação de um vasto número de situações para a interseção prioritária em análise.

#### 4.8.2.4. Peões

Nesta metodologia a interferência que os peões têm no normal funcionamento da interseção também é estudada. São disponibilizados dois tipos de travessia para peões. Passadeiras de nível tipo “zebra” e atravessamentos tipo “pelican”.

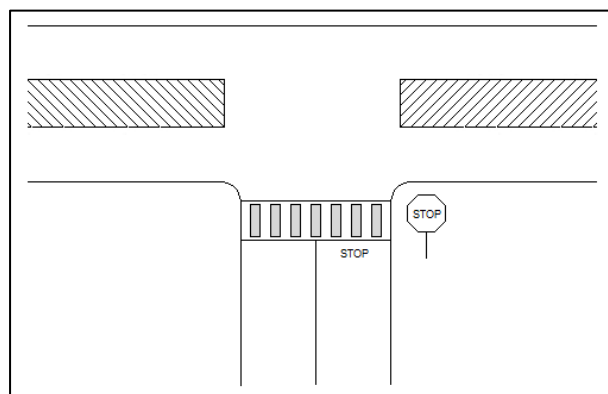


Fig. 4.15 – Passadeira de nível tipo “zebra”.

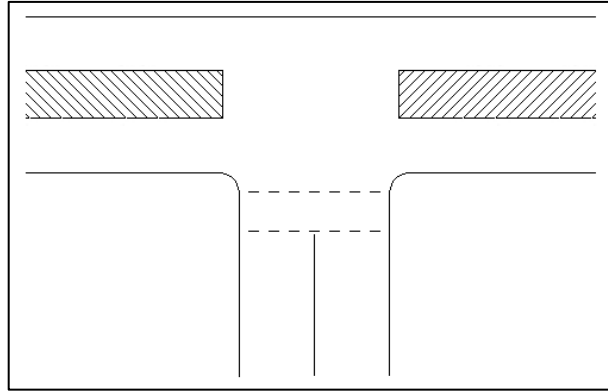


Fig. 4.16 – Passadeira de nível tipo “pelican”.

O atravessamento tipo “Pelican” é uma solução de travessia muito utilizada no Reino Unido, normalmente localizada fora de intersecções. No nosso país a solução normalmente empregue são as passadeiras do tipo “Zebra”. Segundo este software o modelo utilizado para estudar o efeito das travessias tipo “Zebra” é o modelo desenvolvido por Marlow e Maycock em 1982 (Binning, 2006). De acordo com o método os peões podem influenciar a capacidade de dois modos. No ramo de entrada, quando um veículo se está a aproximar da intersecção e é obrigado a abrandar/parar e ceder passagem, ou junto ao ramo de saída, podendo originar um bloqueio da intersecção por armazenamento de veículos até os peões terminarem a travessia. Para contabilizar este efeito o programa permite introduzir o número de veículos que conseguem ficar armazenados junto ao atravessamento de peões, sem bloquearem a intersecção.

#### 4.8.2.5. Capacidade

Definida a geometria e os volumes de cada movimento é possível estimar a capacidade para cada corrente não prioritária. O método usado pelo programa para o cálculo da capacidade é o de Kimber e Coombe, já abordado neste documento.

Considerando uma intersecção de três ramos, as capacidades dos movimentos não prioritários são dadas por,

$$C_{B-C} = C_{0,B-C} - \alpha_1 \cdot v_{A-C} - \alpha_2 \cdot v_{A-B} \quad (4.52)$$

$$C_{B-A} = C_{0,B-A} - \alpha_1' \cdot v_{A-C} - \alpha_2' \cdot v_{A-B} - \alpha_3' \cdot v_{C-A} - \alpha_4' \cdot v_{C-B} \quad (4.53)$$

$$C_{C-B} = C_{0,C-B} - \alpha_1'' \cdot v_{A-C} - \alpha_2'' \cdot v_{A-B} \quad (4.54)$$

onde,

$c_{X-Y}$  = capacidade da corrente que vai de  $X$  para  $Y$  (veic./hora);

$c_{0,X-Y}$  = débito de saturação da corrente que vai de  $X$  para  $Y$  (veic./hora);

$\alpha_i/\alpha'_i/\alpha''_i$  = coeficientes resultantes da regressão linear, devido à interação entre veículos;

$v_{X-Y}$  = débito de veículos da corrente que vai de  $X$  para  $Y$  (veic.hora).

Caso os movimentos de viragem à esquerda da via principal (movimento C-B), bloqueiem os veículos que vêm atrás e pretendem seguir em frente (movimento C-A), deve ser contabilizada a probabilidade de haver fila de espera no movimento C-B. Essa probabilidade pode ser representada por,

$$v_{C-B}/c_{C-B} \quad (4.55)$$

Caso este efeito seja considerado a capacidade do movimento C-A deixa de estar limitada ao débito de saturação e passa a ser obtida por,

$$c_{C-A} = c_{0,C-A} \left(1 - \frac{v_{C-B}}{c_{C-B}}\right) \quad (4.56)$$

Para além dos fatores já abordados, o efeito que as condições noturnas provocam no desempenho do condutor foi incluído no programa, fruto da pesquisa efetuada por Burrow em 1986 (Binning, 2006), que chegou à conclusão que a capacidade pode ser reduzida em cerca de cinco por cento devido à fraca visibilidade noturna.

#### 4.8.2.6. Atraso e Filas de Espera

A determinação do atraso e filas de espera são efetuados de acordo com teoria da fila de espera admitindo um padrão de chegadas dependente do período em análise. Este método é escolhido em lugar dos modelos de distribuição estocásticos mais usuais, uma vez que estes apresentam fraca precisão a estimar estes parâmetros sempre que os valores de procura se aproximam da capacidade.

Os valores estimados por este modelo representam os valores médios para um determinado período e são obtidos segundo o método desenvolvido por Kimber e Hollis.

### 4.9. OUTRAS METODOLOGIAS

Devido à grande aplicabilidade das interseções prioritárias, existe, por todo o mundo, uma preocupação na avaliação das condições de circulação e escoamento de tráfego deste tipo de interseção. Esta necessidade é analisada de acordo com diferentes metodologias e parâmetros, que melhor representam as interseções prioritárias para cada país em específico. Atualmente, vários países possuem os seus próprios manuais e *softwares* de cálculo, os quais assentam maioritariamente no Highway Capacity Manual. Este manual é usado como referência em muitas das metodologias, às

quais são feitos ajustes nos modelos e parâmetros para melhor corresponderem às condições locais. Para além disto, também os medidores de desempenho podem mudar.

Nos países nórdicos como é o caso da Finlândia, Noruega, Suécia e Dinamarca as condições de circulação em interseções prioritárias são avaliadas com base no HCM. A Finlândia e Noruega optam, inclusive, por usar os níveis de serviço estipulados pelo HCM 1985, cujo avaliador de desempenho é a capacidade de reserva. Por outro lado, na Suécia, não são atribuídos níveis de serviço. O desempenho da interseção é avaliado de acordo com um conjunto de parâmetros, como a capacidade, grau de saturação, atraso, comprimento da fila de espera e proporção de veículos que param na interseção. Na Dinamarca também não é aplicado o conceito de nível de serviço, no entanto, a metodologia seguida na definição dos vários parâmetros, está de acordo com HCM (Luttinen, 2004).

A Alemanha, segue a metodologia do seu próprio manual (HBS), equivalente ao HCM americano. Os métodos descritos para avaliação de interseções prioritárias são baseados em documentos antigos descritos pelo antigo modelo alemão de 1972 e em pesquisas levadas a cabo pelo FGSV, organização atualmente responsável por coordenar as atividades de pesquisa de tráfego na Alemanha (Czogalla e Gerlach, 2008). A qualidade do serviço é avaliada com a atribuição de níveis de serviço, à semelhança do HCM, no entanto os intervalos de valores de cada nível, variam. É de salientar que os estudos realizados na Alemanha ao longo dos últimos vinte anos revelaram-se fundamentais no desenvolvimento de teorias e modelos que permitiram melhorar a avaliação das condições de circulação em interseções prioritárias. Exemplo disso é o modelo de intervalo de aceitação atualmente usado pelo HCM, o qual foi desenvolvido e aperfeiçoado na Alemanha (Ojala *et al.*, 2007).

Na Suíça a metodologia utilizada segue os seus próprios padrões e é baseada em simulações e observações de campo (Tan e Tufo, 1997).

#### 4.9.1. MÉTODO SUECO

O procedimento sueco é normalmente analisado recorrendo ao *software* Capcal 2, que foi desenvolvido com o objetivo de implementar a metodologia para interseções prioritárias, seguida pelo manual sueco TV131. O manual baseia-se essencialmente no modelo de fila de espera M/G2/1 para descrever o funcionamento da interseção prioritária (Luttinen, 2004). A estrutura seguida por este programa é a apresentada no Diagrama 4.6.

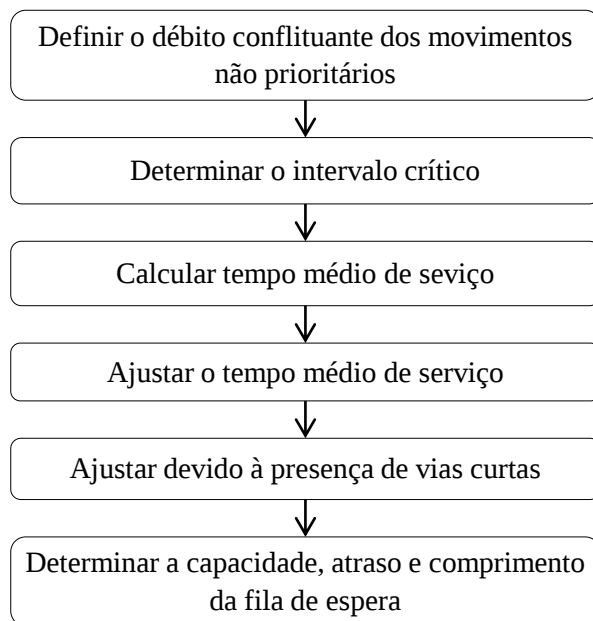


Diagrama 4.6 – Estrutura da metodologia segundo o Capcal 2.

A determinação do débito conflituante é efetuada tendo consideração a interação entre veículos-peões e veículos-bicicletas. Todos os movimentos de atravessamento são considerados como parte do débito conflituante, sendo atribuída uma equivalência de 0,5 a peões e bicicletas. Os movimentos de viragem à direita e esquerda da via principal são ignorados.

Os valores do intervalo crítico variam de acordo com o movimento, sinalização presente e velocidade máxima da estrada principal. Os valores são apresentados na tabela.

Tabela 4.13 – Intervalo Crítico,  $t_c$ , segundo o Capcal 2.

| Movimento                          | Intervalo Crítico, $t_c$ (seg.) |      |          |      |          |      |
|------------------------------------|---------------------------------|------|----------|------|----------|------|
|                                    | 50 km/h                         |      | 70 km/h  |      | 90 km/h  |      |
|                                    | Cedência                        | STOP | Cedência | STOP | Cedência | STOP |
| Viragem à Esquerda, Via Principal  | 4.8                             | 4.8  | 5.7      | 5.7  | 6.7      | 6.7  |
| Viragem à Direita, Via Secundária  | 5.0                             | 5.7  | 5.9      | 6.6  | 6.9      | 7.5  |
| Em Frente, Via Secundária          | 5.1                             | 5.8  | 6.0      | 6.7  | 7.0      | 7.6  |
| Viragem à Esquerda, Via Secundária | 5.3                             | 6.0  | 6.2      | 6.9  | 7.2      | 7.8  |

O intervalo mínimo é igual a  $0.6 \cdot t_c$  (Luttinen, 2004).

O parâmetro mais importante a ser calculado é o tempo médio de serviço, que pode ser calculado recorrendo a duas diferentes distribuições diferentes. O modelo M/D/1 de Tanner, usado para os movimentos de viragem à esquerda da via principal e de viragem à direita da via secundária,

$$\bar{t}_{s,x} = \frac{1 - e^{-v_x \cdot t_f}}{v_x(1 - v_x \cdot t_f) e^{-v_x(t_c - t_f)}} \quad (4.57)$$

e o modelo que segue uma distribuição exponencial, para os restantes casos.

$$\bar{t}_{s,x} = \frac{1 - e^{-v_x \cdot t_f}}{v_x \cdot e^{-v_x \cdot t_c}} \quad (4.58)$$

onde,

$\bar{t}_{s,x}$  = tempo médio de serviço para o movimento  $x$  (seg.);

$v_x$  = débito do movimento  $x$  (veic./hora);

$t_c$  = intervalo crítico (seg.);

$t_f$  = intervalo mínimo (seg.).

Note-se que, ambas as fórmulas representam o inverso da capacidade.

A determinação deste tempo permite calcular a capacidade de acordo com a seguinte fórmula,

$$c_k = \frac{f_c}{\sum_i \bar{t}_{s,x} \cdot \frac{v_x}{v_k}} \quad (4.59)$$

onde,

$c_k$  = capacidade da via  $k$  (veic./hora);

$f_c$  = fator de correção devido à presença de bicicletas, largura e inclinação das vias;

$v_k$  = débito da via  $k$  (veic./hora).

O atraso total é composto por uma componente geométrica e uma componente de interação entre movimentos (Luttinen, 2004). A primeira componente representa o atraso considerando que não existem qualquer tipo de conflito entre veículos, nem sinalização a impedir o avanço destes. Como o próprio nome indica é o atraso provocado apenas pela própria geometria da interseção. A segunda componente representa o tempo que o condutor passa na fila de espera somado do tempo de serviço.

$$d_t = d_i + d_{geo} \quad (4.60)$$

onde,

$d_t$  = atraso total (seg.);

$d_i$  = atraso de interação (seg.);

$d_{geo}$  = atraso geométrico (seg.).

#### 4.9.2. MÉTODO FINLANDÊS

O *software* finlandês Capcal é o programa que atualmente serve de orientação á análise de interseções prioritárias na Finlândia. A metodologia segue o manual sueco, diferindo apenas em dois pontos. São apresentados novos valores do intervalo crítico, em consequência das velocidades praticadas serem diferentes, sendo também considerado o conceito de nível de serviço, de acordo com o indicador do HCM de 1985, a capacidade de reserva. Nas tabelas abaixo são apresentadas estas diferenças.

Tabela 4.14 – Intervalo Crítico,  $t_c$ , segundo o Capcal.

| Movimento                          | Intervalo Crítico, $t_c$ (seg.) |      |          |      |          |      |          |      |
|------------------------------------|---------------------------------|------|----------|------|----------|------|----------|------|
|                                    | 50 km/h                         |      | 60 km/h  |      | 80 km/h  |      | 100 km/h |      |
|                                    | Cedência                        | STOP | Cedência | STOP | Cedência | STOP | Cedência | STOP |
| Viragem à Esquerda, Via Principal  | 5.0                             | -    | 5.8      | -    | 6.2      | -    | 6.8      | -    |
| Viragem à Direita, Via Secundária  | 4.8                             | 5.5  | 5.4      | 6.0  | 6.4      | 6.9  | 7.0      | 7.5  |
| Em Frente, Via Secundária          | 5.6                             | 6.4  | 6.0      | 6.8  | 6.7      | 7.4  | 7.2      | 7.8  |
| Viragem à Esquerda, Via Secundária | 5.9                             | 6.7  | 6.4      | 7.2  | 7.3      | 8.1  | 8.0      | 8.8  |

Tabela 4.15 – Nível de Serviço, segundo o Capcal.

| Nível de Serviço | Capacidade de Reserva |
|------------------|-----------------------|
| A                | 400 –                 |
| B                | 300 – 399             |
| C                | 200 – 299             |
| D                | 100 – 199             |
| E                | 0 – 99                |
| F                | $v > C$               |

#### 4.9.3. MÉTODO DINAMARQUÊS

Também a Dinamarca dispõe de um *software* com capacidade de representar o seu manual, o DanKap. Este programa tem como referência o HCM 2000, embora o formato da metodologia seja idêntico à edição de 1994 do HCM. O procedimento de cálculo abordado pelo manual dinamarquês pode ser visto no Diagrama 4.7.

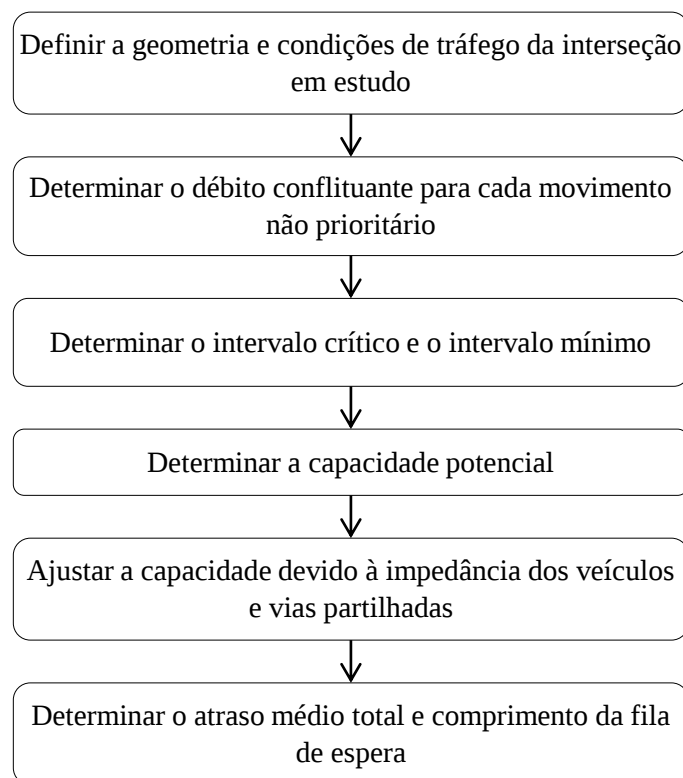


Diagrama 4.7 – Estrutura da metodologia segundo o DanKap.

Definida a geometria do cruzamento, os débitos conflituantes são calculados considerando que os peões são ignorados e que todos os movimentos de bicicletas, exceto os que estão afetos aos movimentos de atravessamento da estrada principal (movimentos 2 e 5), são ignorados. De acordo com Aagaard, os movimentos de viragem à direita da estrada principal devem ser ignorados neste cálculo (Luttinen, 2004). No entanto, o DanKap considera como válido a inclusão destes movimentos no débito conflituante, desde que multiplicados por um fator entre 0 e 1. Como comparação, o HCM 2000 usa o valor de 0,5. Todos os débitos são expressos em veículos de passageiros por hora. A equivalência é obtida de acordo com os fatores apresentados na seguinte tabela.

Tabela 4.16 – Fatores de equivalência para veículos de passageiros, segundo o DanKap.

| Tipo de Veículo                  | Inclinação do Ramo da Interseção (%) |     |     |     |     |
|----------------------------------|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|
|                                  | - 4                                  | -2  | 0   | + 2 | + 4 |
| Motociclos                       | 0.3                                  | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 |
| Carros de Passageiros            | 0.8                                  | 0.9 | 1.0 | 1.2 | 1.4 |
| Pesados                          | 1.0                                  | 1.2 | 1.5 | 2.0 | 3.0 |
| Pesados com Reboque e Autocarros | 1.2                                  | 1.5 | 2.0 | 3.0 | 6.0 |

Esta tabela é em tudo similar à apresentada no HCM 1994, com a exceção de não ter fatores de equivalência para veículos não classificados.

Os intervalos críticos são apresentados para estradas de duas e quatro vias consoante o tipo de sinalização presente. Às bicicletas é atribuído um valor constante de dois segundos e meio. O intervalo mínimo é de três segundos independentemente do movimento em análise.

Tabela 4.17 – Intervalo Crítico,  $t_c$  e Intervalo Mínimo,  $t_f$ , segundo o DanKap.

| Movimento                          | Intervalo Crítico, $t_c$ (seg.) |             |           |             | Bicicletas e veículos não registrados | Intervalo Mínimo, $t_f$ (seg.) |
|------------------------------------|---------------------------------|-------------|-----------|-------------|---------------------------------------|--------------------------------|
|                                    | Cedência                        |             | STOP      |             |                                       |                                |
|                                    | Duas Vias                       | Quatro Vias | Duas Vias | Quatro Vias |                                       |                                |
| Viragem à Direita, Via Principal   | -                               | -           | -         | -           | 2.5                                   | 3.0                            |
| Viragem à Esquerda, Via Principal  | 5.5                             | 6.0         | -         | -           | 2.5                                   | 3.0                            |
| Viragem à Direita, Via Secundária  | 5.5                             | 5.5         | 6.5       | 6.5         | 2.5                                   | 3.0                            |
| Em Frente, Via Secundária          | 6.0                             | 7.0         | 7.0       | 8.0         | 2.5                                   | 3.0                            |
| Viragem à Esquerda, Via Secundária | 7.0                             | 8.0         | 8.0       | 9.0         | 2.5                                   | 3.0                            |

A capacidade é obtida pela fórmula de Troutbeck, apresentada na equação (3.12). No ajustamento da capacidade apenas são consideradas a impedância de veículos, impedância de peões e existência de vias partilhadas.

O atraso devolvido pelo DanKap é o atraso médio total, já referenciado no HCM 1994. Este método, à semelhança do sueco, não atribui um nível de serviço.

#### 4.9.4. MÉTODO SUÍÇO

O método utilizado na Suíça para análise da capacidade em interseções prioritárias tem como principal objetivo estimar a capacidade disponível e a capacidade usada, a qual tem o mesmo significado que o grau de saturação já abordado noutras metodologias. O atraso e comprimento da fila de espera são função da capacidade e são estimados de acordo com este modelo, sempre que a capacidade utilizada seja elevada. Isto acontece para valores da capacidade usada entre os 70% e os 100%. A estrutura da metodologia é apresentada no diagrama seguinte.

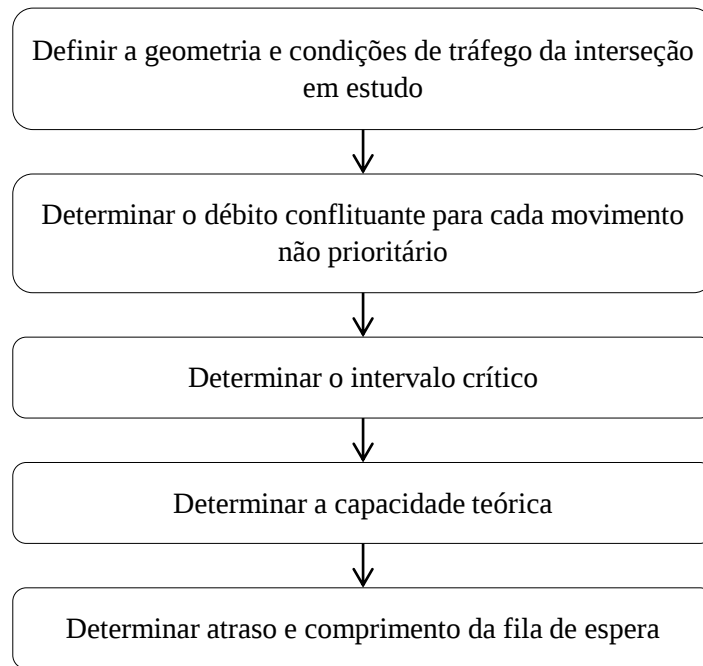


Diagrama 4.8 – Estrutura da metodologia segundo o método suíço.

Este método atribui uma notação própria para classificar os movimentos da interseção.

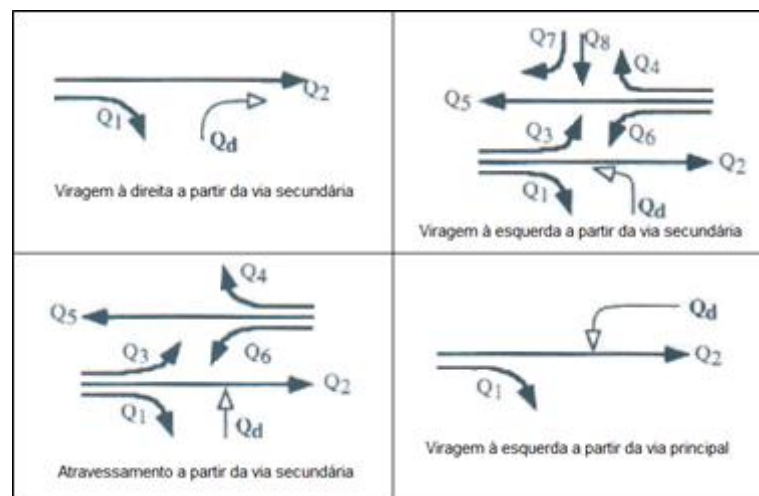


Fig. 4.17 – Movimentos segundo a metodologia suíça.

De acordo com a notação da figura o débito conflituante para cada movimento não prioritário é o estabelecido pela Tabela 4.18.

Tabela 4.18 – Débito conflituante, segundo o método suíço.

| Débito conflituante, $v_c$         |                                                                           |
|------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|
| Viragem à Direita, Via Secundária  | $v_c = 0.5 \cdot v_1 + v_2$                                               |
| Viragem à Esquerda, Via Principal  | $v_c = v_1 + v_2$                                                         |
| Em Frente, Via Secundária          | $v_c = 0.5 \cdot v_1 + v_2 + v_3 + v_4 + v_5 + v_6$                       |
| Viragem à Esquerda, Via Secundária | $v_c = 0.5 \cdot v_1 + v_2 + v_3 + 0.5 \cdot v_4 + v_5 + v_6 + v_7 + v_8$ |

Os valores para o intervalo crítico variam de acordo com a localização e sinalização reguladora.

Tabela 4.19 – Intervalo Crítico,  $t_c$ , segundo o método suíço.

| Movimento                          | Intervalo Crítico, $t_c$ (seg.) |      |                      |      |
|------------------------------------|---------------------------------|------|----------------------|------|
|                                    | Dentro das Localidades          |      | Fora das Localidades |      |
|                                    | Cedência                        | STOP | Cedência             | STOP |
| Viragem à Direita, Via Secundária  | 5.0                             | 6.0  | 5.5                  | 7.0  |
| Viragem à Esquerda, Via Principal  | 5.0                             | -    | 5.5                  | -    |
| Em Frente, Via Secundária          | 6.0                             | 7.0  | 7.0                  | 8.0  |
| Viragem à Esquerda, Via Secundária | 6.5                             | 7.5  | 8.0                  | 9.0  |

Deste modo, é possível estimar a capacidade teórica para cada movimento não prioritário. Esta capacidade é equivalente à capacidade potencial abordada noutros métodos.

$$c_{teorica} = 100 \times v_x / t_c \quad (4.61)$$

onde,

$c_{teorica}$  = capacidade teórica (veic./hora);

$v_x$  = débito do movimento  $x$  (veic./hora);

$t_c$  = intervalo crítico (seg.).

A perturbação causada no tráfego pelo débito de veículos presente é analisada de acordo com a diferença entre a capacidade teórica e o débito do período em análise.

$$c_{dif} = c_{teorica} - v_x \quad (4.62)$$

Assim, para valores de  $c_{dif}$  até 100 veic./hora considera-se que o distúrbio causado pelo débito é significativo. Apenas para valores superiores a 200 veic./hora deixa de haver perturbação associada.

Tendo presente o conceito de grau de saturação, é possível calcular a proporção da capacidade usada.

$$g = \frac{v_x}{c_{teorica}} \quad (4.63)$$

Este rácio indica a necessidade de serem calculados o atraso e comprimento de filas de espera. Para valores entre 0.7 e 1.0 é expectável que exista fila de espera e como tal devem ser calculados.

O atraso e fila de espera podem ser estimados de acordo com dois modelos. O primeiro não tem em conta a variação do débito ao longo do tempo, sendo a análise efetuada de acordo com os volumes especificados pelo analista.

$$Q = \frac{g}{1-g} \quad (4.64)$$

onde,

$Q$  = comprimento da fila de espera (veic);

$g$  = grau de saturação.

$$d = Q \times 3600/v_x \quad (4.65)$$

onde,

$d$  = atraso (seg.);

$v_x$  = débito do movimento  $x$  (veic./hora).

Para valores de débito próximos da capacidade, isto é, superiores a 80% este método não consegue prever devidamente a realidade.

O segundo método considera a variação do débito ao longo do período em análise. Esta metodologia é baseada na fórmula de Kimber, semelhante à usada no Reino Unido, no entanto, foi revista para ter em conta simulações e estudos de campo efetuados.

$$Q = 0.5 \times ((A^2 + B)^{1/2} - A) \quad (4.66)$$

com,

$$A = (1 - g) \times \bar{v} \times c_e \times t + (1 - \bar{v} \times Q_0)$$

$$B = 4 \times \bar{v} \times \left[ Q_0 + \left( \frac{1}{\zeta} + g - 1 \right) \times c_e \times T \right]$$

$$g = \frac{v_e}{c_e}$$

$$\bar{v} = \begin{cases} \frac{1}{\{1+0.2 \times \min[g, 1.5]\}} & \text{para } r \geq 0.8 \\ 1 & \text{para } r < 0.8 \end{cases}$$

$$\zeta = \begin{cases} 1 + g^3 & \text{para } r \geq 0.8 \\ 1 & \text{para } r < 0.8 \end{cases}$$

onde,

$v_e$  = débito de entrada (veic/hora.);

$c_e$  = capacidade de entrada (veic./hora);

$T$  = período de análise (horas);

$Q_0$  = comprimento da fila de espera no início do intervalo (veic.).

O atraso médio é obtido pela seguinte fórmula,

$$d = 0.5 \times ((C^2 + E)^{1/2} - C) \quad (4.67)$$

com,

$$C = \bar{v} \times \left[ T \times c_e \times \frac{1-g}{2 \times v_e} - \frac{Q_0}{v_e} \right]$$

$$E = 2 \times \bar{v} \times \frac{T}{(\zeta \times v_e)}$$

Em alternativa pode ser calculada a partir da fila de espera,

$$d = Q/v_e \quad (4.68)$$

#### 4.9.5. MÉTODO ALEMÃO

Desde cedo, na Alemanha, foi dada particular importância ao estudo de interseções prioritárias. Apesar de só em 2001 ter sido lançado o primeiro HCM alemão (HBS 2001), desde 1993 que existe uma

espécie de rascunho deste manual, com um capítulo sobre interseções prioritárias, o qual serviu de orientação até ser lançada a versão oficial em 2001. Até lá, uma série de pesquisas e estudos foram efetuados, o que permitiu incluir diversos modelos para o estudo da capacidade.

O modelo seguido por esta metodologia para a determinação da capacidade é o modelo de intervalo de aceitação, cuja fórmula para o cálculo da capacidade potencial é a de Sieglöch, abordada pelo HCM 1994 (equação 3.11). Os valores de intervalo crítico e mínimo são os determinados segundo as condições de circulação na Alemanha. Os ajustamentos feitos à capacidade potencial são idênticos aos presentes no HCM 1997 e 2000, com exceção do fator de impedância dos movimentos de Nível 4. O HCM alemão usa a fórmula proposta por Wu (1998) para estimar este fator.

$$p' = \frac{1}{1 + \frac{1-p_{0,j}}{p_{0,j}} + \frac{1-p_{0,k}}{p_{0,k}}} \quad (4.69)$$

onde,

$p'$  = fator de impedância para os movimentos de viragem à esquerda da via secundária;

$p_{0,j}$  = probabilidade de não haver fila de espera no movimento de viragem à esquerda da via principal;

$p_{0,k}$  = probabilidade de não haver fila de espera no movimento de atravessamento da via secundária.

O atraso é estimado de acordo o modelo complexo de Kimber e Hollis.



# 5

## CASO PRÁTICO

### 5.1. ABORDAGEM

O objetivo principal deste documento consistiu na avaliação das diferentes metodologias aplicadas ao estudo das interseções prioritárias, com especial destaque para o HCM, manual de referência no estudo das condições de circulação. Para tal, foram recolhidos, por observação direta e auxílio de uma câmara de vídeo, uma série de dados de uma interseção prioritária, passíveis de serem posteriormente analisados de acordo com as metodologias estudadas. Estes dados incluem a geometria da interseção, canalização e escoamento de tráfego, movimentos de veículos e peões, volumes afetos a cada movimento e tipologia de cada movimento veicular. A recolha de dados foi efetuada no período de ponta da manhã, de maneira a refletir o período mais saturado da interseção. Embora a análise pudesse ser complementada com uma a recolha de dados durante o período da tarde mais saturado, outras condicionantes, abordadas mais à frente, impediram que tal fosse realizado.

### 5.2. SELEÇÃO DA INTERSEÇÃO

A seleção da interseção obedece a uma série de critérios, não só relacionados com a sua localização e geometria, mas também com o comportamento dos condutores na interseção prioritária e nas suas imediações. Outros elementos capazes de restringir o tráfego, como por exemplo paragens de autocarros e entradas e saídas de propriedades devem ser igualmente estudadas. Apesar das inúmeras interseções prioritárias observadas, vários entraves impediram uma seleção mais célere da interseção. O principal requisito foi que a interseção escolhida sofresse um atraso tal na estrada secundária, que permitisse a formação de filas de espera, de preferência com mais que um veículo. Atualmente, esta condição não é observada frequentemente nas interseções prioritárias, uma vez que, o uso de sinalização luminosa em lugar da prioritária é cada vez mais uma realidade, mesmo em zonas de tráfego moderado. A escolha de uma interseção onde se forme uma fila de espera possibilita uma comparação mais realista entre os dados recolhidos e as metodologias estudadas. A presença de outras interseções nas proximidades, bem como a sua tipologia, também foi tida em conta, tendo sido dada preferência a interseções prioritárias sem sinalização luminosa na vizinhança, de maneira a evitar o efeito pelotão dos carros assim que abre o sinal de verde. O maior obstáculo desta triagem foi o estacionamento ilegal junto às aproximações de interseções prioritárias, especialmente em horário de ponta. Este tipo de comportamento dos condutores é verificado constantemente em zonas que se revelam como as mais críticas da rede rodoviária. A presença deste género de estacionamento junto às interseções prioritárias tem influência no normal fluxo de tráfego impedindo o correto funcionamento da interseção. A existência de passadeiras para o atravessamento de peões não foi fator condicionante na escolha.

### 5.3. INTERSEÇÃO EM ANÁLISE

Tendo em consideração os critérios abordados e limitando a procura às cidades de Vila Nova de Gaia e Porto, a escolha da interseção recaiu no entroncamento definido pela Avenida dos Descobrimentos (via principal) e a Rua Dom Henrique de Cernache (via secundária), em Vila Nova de Gaia. Esta interseção está situada entre uma interseção de 4 ramos, a cerca de 70 metros a Oeste e uma rotunda a aproximadamente 90 metros a Este da interseção.



Fig. 5.1 – Vista aérea da interseção em análise (Retirado e adaptado do Google Earth).

#### 5.3.1. GEOMETRIA

A interseção escolhida é uma interseção de três ramos, ou em “T”, com a via secundária a ser regulada por sinalização de STOP, acompanhada de marcas no pavimento. Este ramo possui uma extensão de cerca de 100 metros com uma inclinação constante de 5,1% e a sua aproximação à interseção é realizada em via alargada. A existência de uma passadeira neste ramo, recuada da interseção, garante o armazenamento de um ou dois veículos paralelamente, em cada uma das vias, entre a zona de atravessamento de peões e a linha de paragem da interseção. Este espaço pode ser utilizado pelos movimentos de viragem à esquerda e direita da via secundária, garantindo que mesmo em situação de fila de espera e com peões a efetuar o atravessamento, o intervalo entre veículos prioritários é aproveitado pelos veículos que se encontram depois da passadeira. Da mesma maneira, os veículos que efetuam o movimento de viragem à direita e esquerda da via principal, conseguem armazenar um veículo cada, antes da passadeira, garantindo que não bloqueiam a interseção caso esteja a ocorrer um atravessamento de peões

A configuração geométrica da via principal é caracterizada pela existência de um separador físico de sentidos com largura tal, que permite o armazenamento de um veículo a meio da interseção. Esta área possibilita que o movimento de viragem à esquerda da via secundária seja efetuado em duas fases.

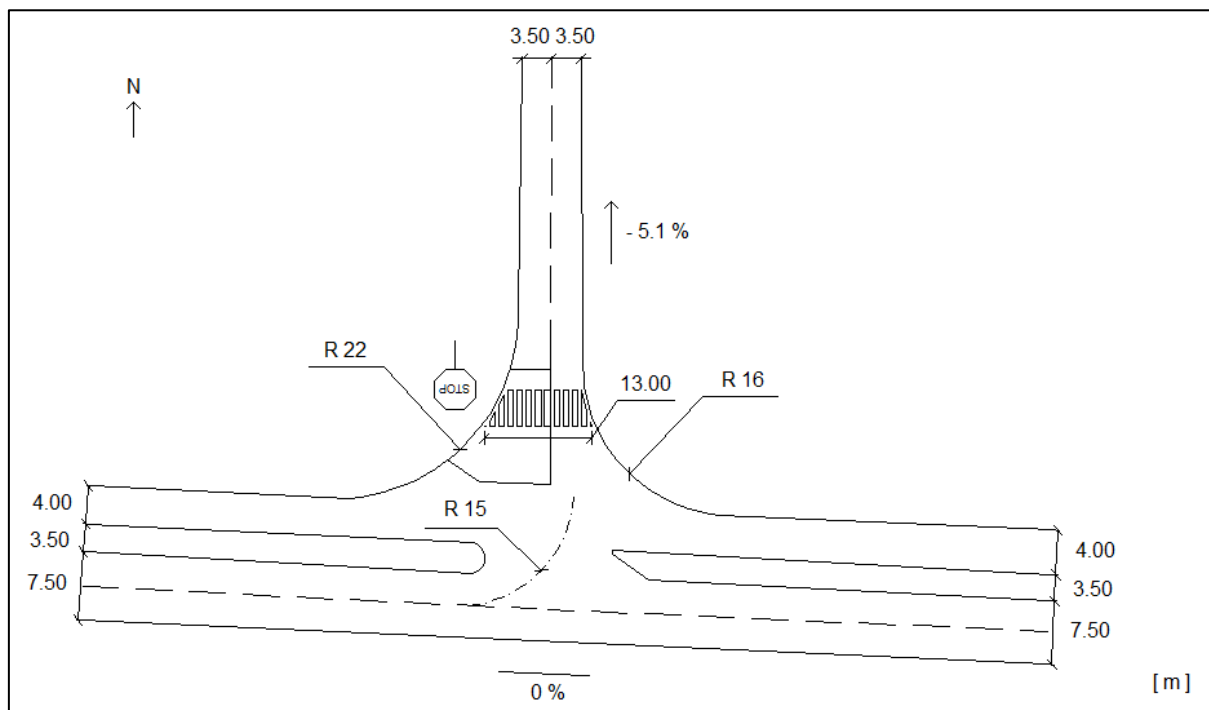


Fig. 5.2 – Geometria da interseção em análise.

A relativa proximidade às interseções a montante garante que as velocidades praticadas na estrada principal não são elevadas.

### 5.3.2. NÚMERO E USO DAS VIAS

A estrada principal é constituída por três vias, duas no sentido Oeste-Este e a outra em sentido contrário., enquanto a estrada secundária é formada por duas vias, uma por sentido, sendo a via de aproximação à interseção uma via partilhada pelos movimentos de viragem à esquerda e direita.

Ao todo são seis os movimentos veiculares atribuídos ao entroncamento e apenas um de peões. Para melhor compreensão, a numeração atribuída aos movimentos segue o formato do HCM. Assim, os movimentos atribuídos a este entroncamento são:

- Movimentos 2 e 5 – Atravessamento da via principal;
- Movimento 3 – Viragem à direita da via principal;
- Movimento 4 – Viragem à esquerda da via principal;
- Movimento 7 – Viragem à esquerda da via secundária;
- Movimento 9 – Viragem à direita da via secundária.
- Movimento 15 – Atravessamento de peões na via secundária;

Na estrada principal os movimentos 2 e 3 partilham a mesma via à semelhança do que acontece com os movimentos 4 e 5. No entanto, ao movimento 5 estão atribuídas duas vias, sendo uma delas, exclusiva. Neste documento o movimento 5 da via partilhada será designado de “5 VE” (movimento 5, via da esquerda) e o da via exclusiva “5 VD” (movimento 5, via da direita). A via secundária é partilhada pelos movimentos 7 e 9.

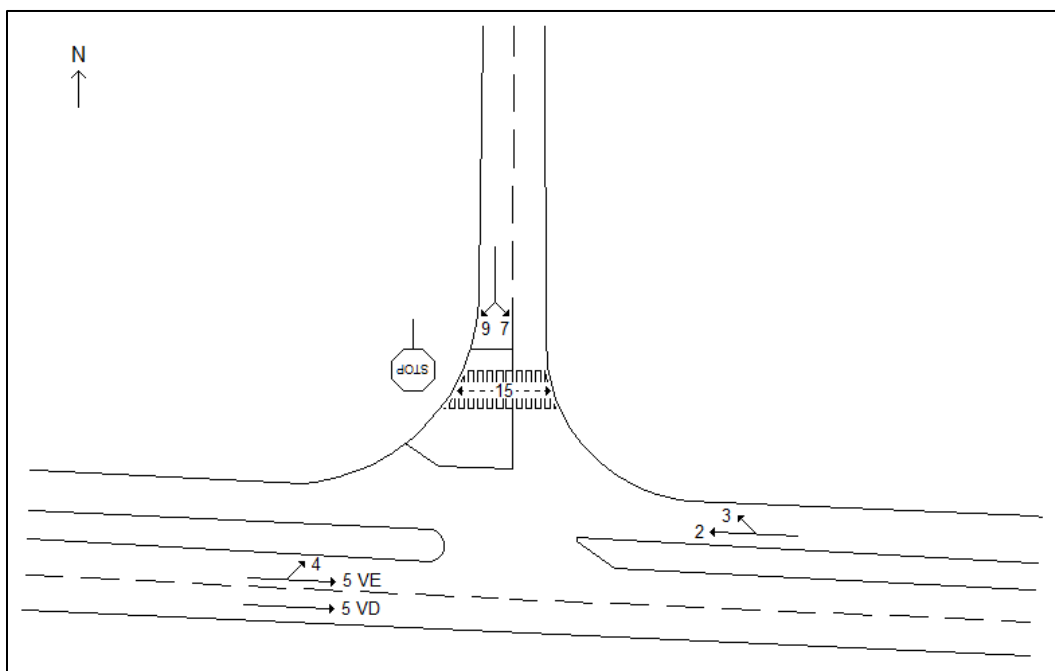


Fig. 5.3 – Movimentos da interseção em análise.

### 5.3.3. PARTICULARIDADES

A interseção prioritária proposta para análise apresenta quatro particularidades suscetíveis de influenciar o seu normal funcionamento. A primeira é o facto de haver uma saída de um parque de estacionamento de um supermercado. Este problema foi facilmente contornado pelo período de análise, uma vez que o supermercado abre às 9h00 e as observações foram estendidas apenas até às 9h17. Outro detalhe é a existência de uma entrada para uma estação de serviço no sentido Este-Oeste após a saída para a estrada secundária. Os veículos que pretendem entrar na estação de serviço têm tendência a abrandar, o que se pode traduzir num atraso para os veículos que seguem atrás. Consequentemente, com a redução dos intervalos entre veículos prioritários, o atraso dos veículos da via secundária aumenta. No entanto, uma vez que a via do movimento 2 é larga (4,00 metros) e que a entrada para a estação de serviço é ampla e pouco desnivelada, não se verifica um abrandamento significativo dos veículos. Este fator foi reforçado pelas observações em campo. O terceiro detalhe prende-se com a presença de uma paragem de Transportes Públicos na via secundária que compromete o funcionamento da interseção sempre que um autocarro pare para efetuar o serviço e circulem veículos atrás. Deste modo, no tratamento de dados foram retirados os períodos influenciados pela imobilização de autocarros na paragem. O último pormenor é a existência de uma passadeira no ramo da estrada secundária a 85 metros da interseção, que pode ter influência na velocidade dos veículos e consequentemente no tempo de chegada à interseção, caso algum peão efetue o atravessamento e

obrigue os veículos a abrandar ou mesmo parar. Este detalhe não foi um obstáculo, uma vez que nos períodos observados não existiram atravessamentos nesta passadeira.

#### 5.4. RECOLHA DE DADOS

A recolha de dados foi efetuada no período de ponta da manhã, sensivelmente entre as 8h15 e 9h20, com o objetivo de adquirir os valores relativos à hora mais crítica. Para tal, foi colocada uma câmara de vídeo a filmar a interseção, sincronizada com um cronómetro localizado a 98 metros da interseção na estrada secundária, junto a um observador.

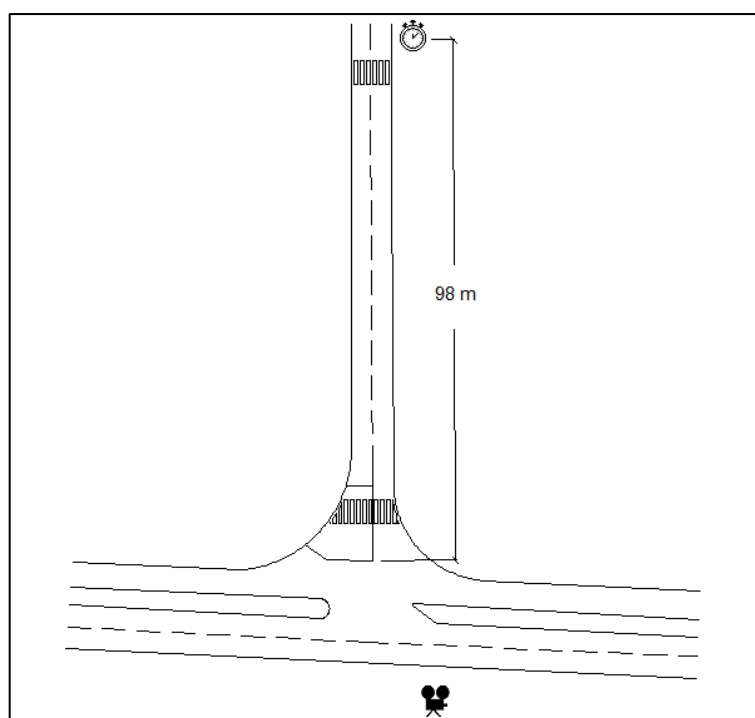


Fig. 5.4 – Localização da câmara e cronómetro.

Foram registados, pelo observador, a marca, modelo e cor dos veículos da via secundária juntamente com o respetivo tempo de passagem aos 98 metros. A câmara de vídeo permitiu obter os volumes de todos os movimentos afluentes à interseção, bem como os tempos de chegada e de arranque de cada veículo não prioritário (movimentos 4, 7 e 9).

#### 5.5. TRATAMENTO DE DADOS

A primeira etapa do tratamento de dados passou por excluir os períodos “atípicos” caracterizados por afetarem o normal funcionamento da interseção. Depois de rejeitados esses tempos, verificou-se que o período observado que englobava as maiores filas de espera, apenas encaixava num período de cinco minutos. Uma vez que as filas de espera são um parâmetro de especial importância na análise da capacidade em interseções prioritárias, faz todo o sentido a inclusão deste intervalo. Como tal, e por uma questão de coerência, os intervalos de análise foram todos reduzidos de quinze para cinco minutos, passando a estar disponíveis dez intervalos válidos para análise, entre as 8h15 e 9h17.

| Período    | 8h15 – 9h17    |                |                |                |                |                |                |                |                |                |
|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
|            | 1              | 2              | 3              | 4              | 5              | 6              | 7              | 8              | 9              | 10             |
| Intervalos | 8h15 -<br>8h20 | 8h20 -<br>8h25 | 8h25 -<br>8h30 | 8h35 -<br>8h40 | 8h40 -<br>8h45 | 8h45 -<br>8h50 | 8h50 -<br>8h55 | 8h55 -<br>9h00 | 9h05 -<br>9h10 | 9h12 -<br>9h17 |

Tabela 5.1 – Intervalos de análise.

#### 5.5.1. VOLUME E DÉBITO DE VEÍCULOS E PEÕES

Selecionados os intervalos de análise, foram registrados, por observação do vídeo, os volumes de veículos e peões,  $V_x$ , para cada movimento  $x$ . Uma vez que o período de análise é de cinco minutos, o débito horário de veículos e peões foi calculado de acordo com a equação 5.1.

$$v_x = V_x \times 12 \quad (5.1)$$

O débito de veículos total verificado no período de análise, é apresentado no Gráfico 5.1. Os valores para cada movimento são os apresentados pela Tabela A.1 em anexo.

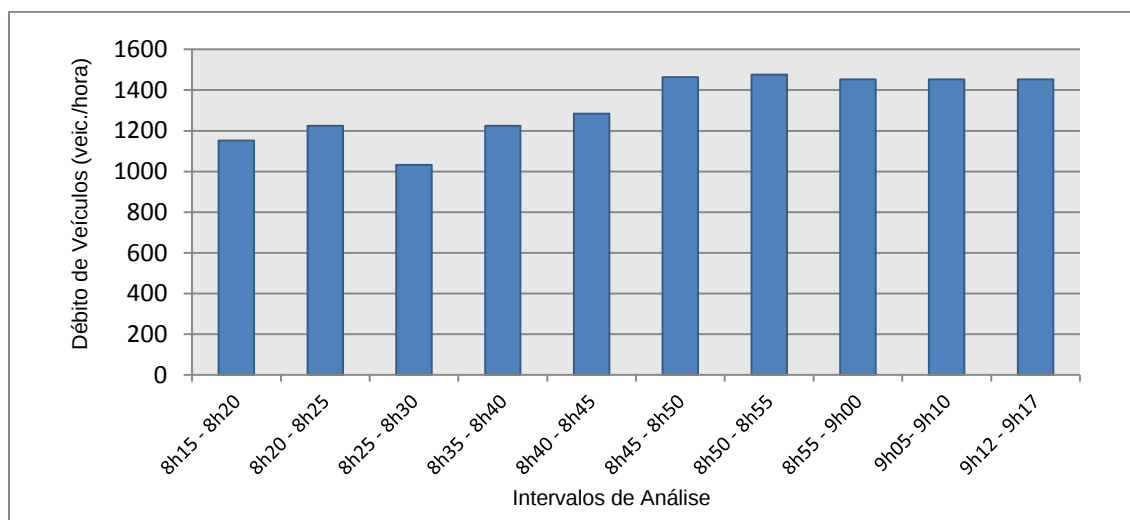


Gráfico 5.1 – Débito de veículos total observado.

Apesar de inconstante ao início, o débito tem tendência a estabilizar nos valores mais elevados a partir das 8h45, indicando que a melhor representação da hora de ponta acontece a partir dessa hora. Este aumento deve-se principalmente ao maior número de veículos a circular na estrada principal. Apesar destes valores serem semelhantes existe uma grande variação dos volumes entre os movimentos, para os diferentes períodos, sugerindo que não existe um padrão de chegadas definido.

O volume de peões observado foi baixo e pouco significativo, uma vez que grande parte dos atravessamentos foram efetuados enquanto não passavam veículos. Os valores exatos do débito de peões são os apresentados pela Tabela A.3.

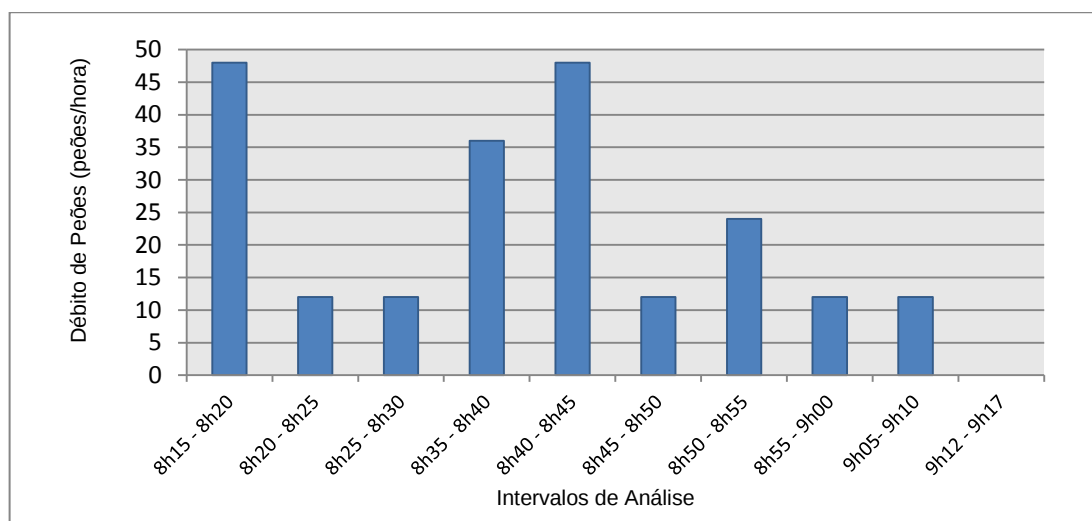


Gráfico 5.2 – Débito de peões verificado.

#### 5.5.2. TEMPOS DE CHEGADAS E PARTIDAS

Os tempos de chegadas e partidas de veículos não prioritários à interseção são essenciais para a obtenção do atraso sofrido pelos veículos. Estes tempos foram recolhidos para cada movimento não prioritário (movimentos 4, 7 e 9) por análise do vídeo. No entanto, é necessário considerar uma correção dos tempos de chegada para alguns dos veículos afetos aos movimentos 7 e 9 da via secundária, uma vez que ficaram restringidos à velocidade de circulação praticada pelo carro da frente. Note-se que, veículos que não circulem livremente, isto é, que a sua velocidade de circulação esteja limitada pelo veículo que circula à sua frente, vão ter um tempo de chegada à interseção diferente daquele que teriam caso circulassem ao seu próprio ritmo. Para contar com esta possibilidade foi calculado o tempo médio de chegada à interseção desde o momento que um veículo cruza o posto do observador a 98 metros da interseção. O cálculo deste tempo é efetuado exclusivamente com os valores relativos aos veículos que circulam livremente e é dado pela média da diferença entre os tempos de chegadas registados pela câmara de vídeo e os tempos registados pelo cronómetro.

Sabendo este tempo, é possível estimar o tempo expectável de chegada à interseção dos veículos que circularam restringidos. Todos estes tempos foram obtidos para cada um dos períodos de cinco minutos em análise (Tabela A.5 em anexo). Esta correção é essencial e tem uma influência significativa no atraso real dos veículos. O movimento 4, também ele não prioritário e a atuar em via partilhada, não foi alvo desta correção. Os movimentos que se sentiam restringidos por este movimento usaram a via paralela para ultrapassar.

#### 5.5.3. ATRASO

A diferença entre os tempos de chegada e partida à interseção permitiu a determinação do atraso médio real sofrido pelos condutores para cada corrente não prioritária, imediatamente depois de imobilizarem o veículo. Para além deste tempo é ainda necessário considerar que existe um tempo de aceleração e desaceleração a que os veículos estão sujeitos junto à interseção. Por uma questão de coerência com o HCM e por parecer um valor adequado à interseção em análise, foi adicionado o

valor de 5 segundos a este atraso. Os movimentos 7 e 9 foram tratados em conjunto, uma vez que atuam em via partilhada. Para tal foi efetuada uma média ponderada dos valores.

Como forma de complementar o estudo da interseção prioritária e para uma melhor noção do seu funcionamento, foram selecionados os atrasos mínimo e máximo de cada período. Podem ser definidos como o menor e o maior atraso de todos os atrasos verificados nas correntes não prioritárias.

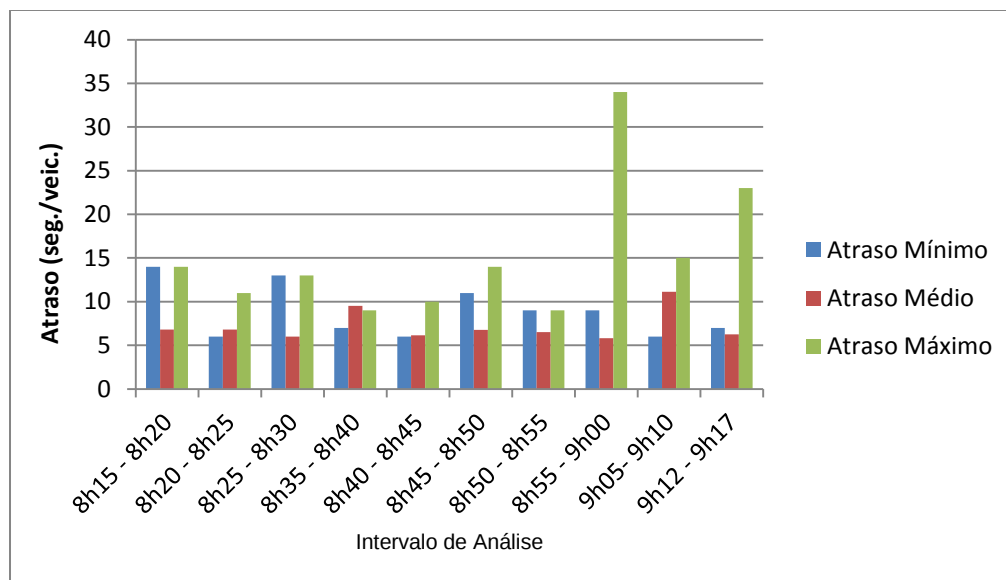


Gráfico 5.3 – Atraso mínimo, médio e máximo do movimento de viragem à esquerda da via principal (movimento 4).

Os atrasos verificados no movimento de viragem à esquerda da via principal são maioritariamente reduzidos e pouco variáveis (Tabela A.5 em anexo). Isto acontece por ser um movimento de Nível 2 e pela existência da área de armazenamento na via secundária, antes da passadeira, que reforça a confiança dos condutores, permitindo que aceitem intervalos de passagem inferiores. O atraso médio mais elevado verificado no penúltimo período é justificado essencialmente pelo aumento do volume de veículos do movimento 4. É importante referir que o atraso máximo de 29 segundos verificado no antepenúltimo intervalo é consequência da circulação de veículos prioritários em pelotão (movimento 2) que impedem a passagem dos veículos do movimento 4.

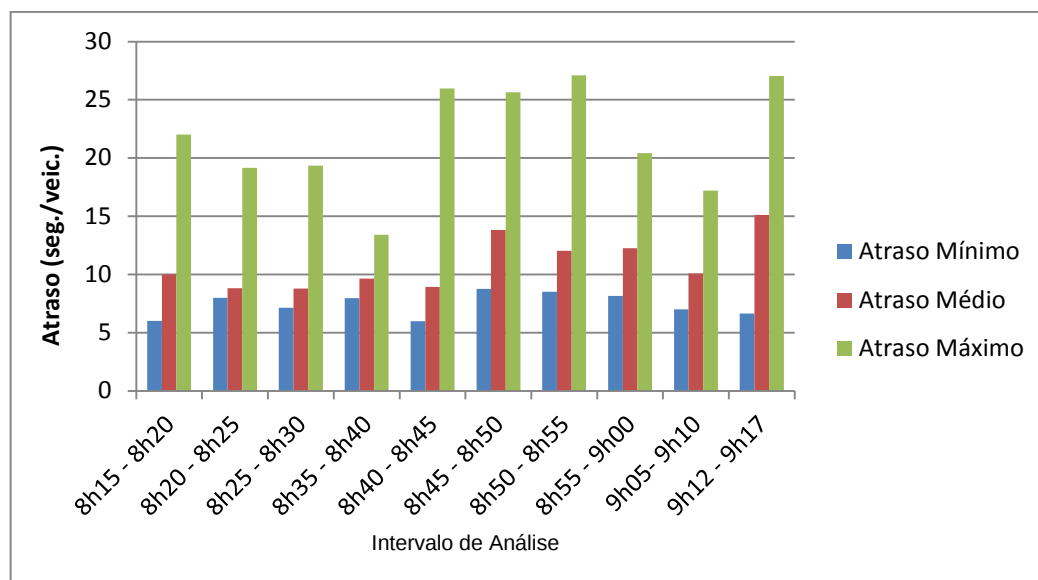


Gráfico 5.4 – Atraso mínimo, médio e máximo da corrente não prioritária da via secundária (movimentos 7 e 9).

A corrente de veículos composta pelos movimentos 7 e 9 é a mais crítica das correntes prioritárias e como tal vai ser condicionante do desempenho da interseção. Os atrasos médios são, em geral, abaixo ou muito próximos dos 10 segundos, o que de acordo com o HCM 2010 representa um nível de escoamento favorável (Nível A ou Nível B). Os valores mais elevados para o último período são consequência do maior número de veículos afetado ao movimento de viragem à direita da via principal (movimento 3). Apesar de este movimento não entrar diretamente em conflito com os movimentos da estrada secundária, grande parte dos condutores que lá circulam recusam entrar na interseção sem os veículos do movimento 3 terminarem a manobra. Isto acontece quer pela falta de confiança dos condutores não prioritários, quer pela ausência de sinalização da manobra por parte dos condutores do movimento 3. Assim, intervalos entre veículos que à partida poderiam ser aceites, são rejeitados. Este facto é reforçado pela comparação com o primeiro intervalo em estudo, o qual tem aproximadamente o mesmo número de veículos a circular na via secundária, mas cerca metade dos veículos a efetuar o movimento de viragem à direita da via principal. Como consequência o atraso médio sofrido baixa cerca de cinco segundos, justificando a grande influência que o movimento 3 tem na aceitação de intervalos.

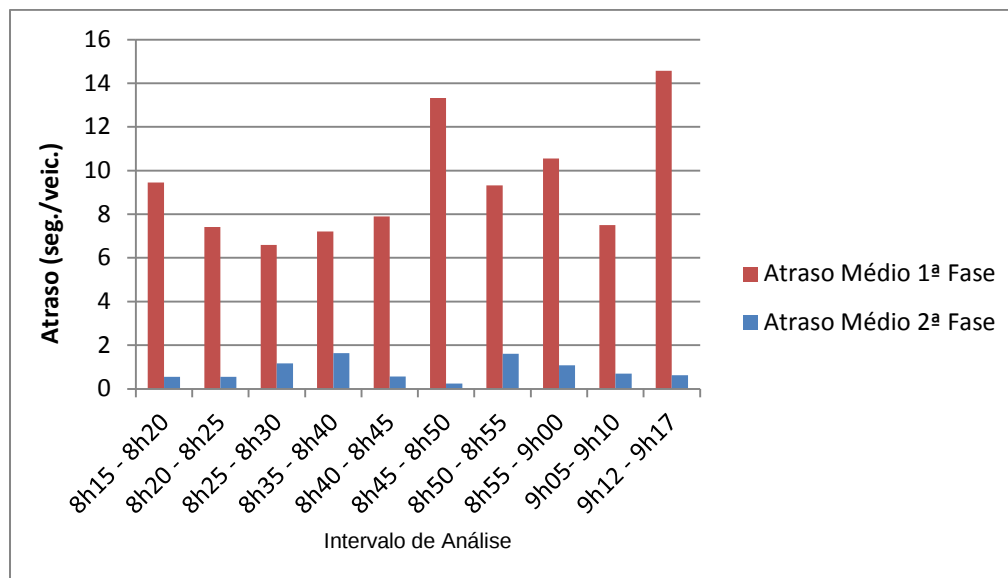


Gráfico 5.5 – Atrasos médios da primeira e segunda fases do movimento de viragem à esquerda da via secundária (movimento 7).

Uma análise mais detalhada, e em separado, do atraso médio do movimento de viragem à esquerda da via secundária permite entender como se distribuem os atrasos entre as duas fases do movimento. Observa-se que a primeira parte do atravessamento é a que mais contribui para o valor total do atraso. Esta situação é justificada pelo maior número de veículos prioritários a circular na primeira parte da interseção, bem como pelos cinco segundos adicionais devido à aceleração e desaceleração que são contabilizados na primeira fase do movimento. Veja-se também que, apesar do volume afetado ao movimento 7 ser cerca de metade no intervalo das 8h45 às 8h50, relativamente ao último período, acaba por não ter influência significativa no atraso final da primeira fase, uma vez que, o débito conflituante é bastante semelhante.

Os valores reduzidos da segunda fase do movimento são explicados, em parte, pela existência de duas vias adjacentes na segunda parte da interseção, que permite que os veículos do movimento 5 circulem pela via da direita quando observam que existe um veículo do movimento 7 em espera na zona de armazenamento. Desta forma a entrada dos veículos na outra via, é facilitada. Para além disto, a proximidade à interseção de quatro ramos garante que a velocidade de circulação nessa via é reduzida, facilitando a decisão dos condutores que pretendem entrar na corrente.

#### 5.5.4. FILA DE ESPERA

A análise do vídeo permitiu obter as filas de espera máximas dos movimentos não prioritários. No movimento 4 verificou-se que raramente existiu fila de espera superior a um veículo. O movimento 7 caracterizado por ter uma procura superior, apresentou, em grande parte dos intervalos, filas de espera máximas superiores a um veículo, especialmente em intervalos em que existiu a conjugação de uma procura elevada com um débito conflituante superior na primeira parte da interseção (movimentos 2 e 3). Apesar da fila de espera máxima observada no último período ter sido de seis veículos, verificou-se que a melhor representação deste período seria uma fila de três veículos. Da mesma maneira, o primeiro período do movimento 7 seria melhor reproduzido por uma fila de dois veículos.

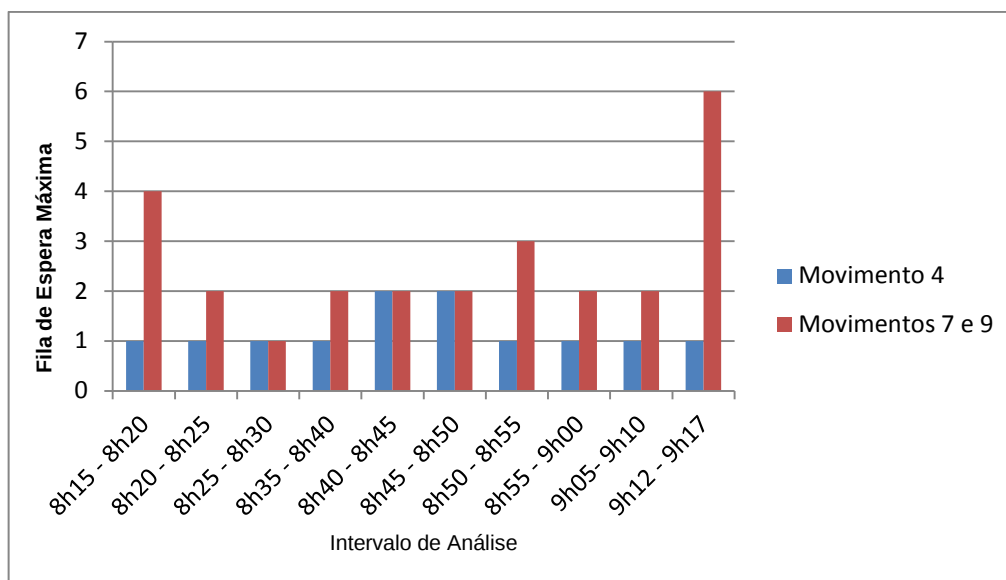


Gráfico 5.6 – Fila de espera máxima real dos movimentos não prioritários.

De uma maneira geral, as filas de espera reduzidas, refletem os valores de procura baixos a moderados, da interseção.

## 5.6. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS

Depois de recolhidos e tratados todos os dados referentes à interseção prioritária em estudo, foi possível modelar a interseção de acordo com algumas das metodologias tratadas durante este trabalho, nomeadamente o HCM 1994, 1997, 2000 e 2010 e o software de simulação de interseções prioritárias, Picady 5. As restantes metodologias abordadas não foram aplicadas devido à carência de alguns coeficientes e parâmetros que não foram possíveis de obter durante este estudo.

A aplicação destes métodos tem como objetivo não só a comparação entre eles, mas também confrontar os valores obtidos com os observados em campo e perceber qual se adaptou melhor às condições verificadas.

Teoricamente, e uma vez que os valores obtidos na interseção refletem uma situação de não saturação, é expectável que os valores mais fiáveis sejam os atribuídos pelos HCM de 1997, 2000 e 2010 por utilizarem o modelo de cálculo da capacidade que melhor se adapta a estas condições. No entanto, a consideração de diferentes fatores de ajustamento, ou mesmo diferentes maneiras de os calcular, poderá ter influência nos resultados finais. Da mesma maneira, será interessante perceber como o Picady 5 se comportará relativamente aos outros modelos e aos dados observados, uma vez que, sendo um método baseado numa regressão efetuada com dados de interseções de outro país, poderá não representar da melhor maneira o funcionamento da interseção em estudo.

Apesar da corrente que condiciona o desempenho da interseção ser a corrente composta pelos movimentos 7 e 9, a análise dos métodos foi feita para todas as correntes não prioritárias e é baseada essencialmente em parâmetros capazes de reproduzir o funcionamento da interseção, tais como, a procura, a capacidade, o atraso e a fila de espera.

## 5.6.1. CAPACIDADE

A estimação da capacidade é normalmente realizada com recurso a métodos específicos. No entanto, é possível, por observação direta da interseção, ter uma ideia do seu funcionamento e da sua capacidade de escoamento. Para isto, contribuem essencialmente fatores como a localização, geometria, distâncias de visibilidade e tráfego afeto à interseção. A interseção em estudo neste capítulo é caracterizada pela conjugação destes fatores de uma maneira favorável. Espera-se então que a capacidade, seja, em geral, elevada, ainda que a quantificação de valores fique atribuída aos diferentes métodos.

O movimento de viragem à esquerda da via principal (movimento 4) é um movimento Nível 2, portanto a capacidade esperada, é elevada. Isto acontece porque não existe dependência noutros movimentos para além dos de Nível 1 (movimentos 2 e 3).

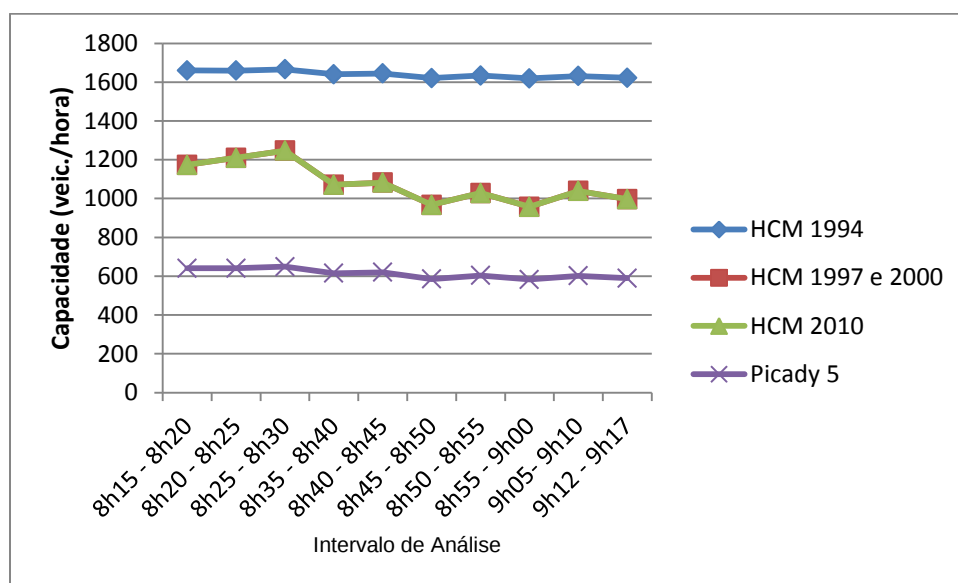


Gráfico 5.7 – Capacidade do movimento 4.

Entre todos os métodos, o HCM 1994 é o que devolve a maior capacidade, no entanto, mesmo para um movimento deste nível, estima valores demasiado elevados. Isto acontece devido à utilização do modelo de Sieglach que não se consegue adaptar devidamente a situações de não saturação da interseção. As edições seguintes do HCM, como consequência da utilização do modelo de Troubeck, estimam valores que parecem ser mais adequados ao nível do movimento em questão. Como curiosidade, o Picady 5 reduz a capacidade para valores próximos dos 600 veículos por hora, cerca de metade em comparação com a estimativa mais realista do HCM. Considerando que se trata de um movimento Nível 2 e tendo em conta as condições observadas, é uma estimativa demasiado irrealista.

A corrente composta pelos movimentos de viragem à esquerda e direita da via secundária (movimentos de Nível 3 e de Nível 2, respetivamente) é caracterizada por ser a corrente mais condicionante de toda interseção, uma vez que é aquela que tem de lidar com mais conflitos. Espera-se por isso, que a capacidade seja reduzida relativamente ao movimento 4.

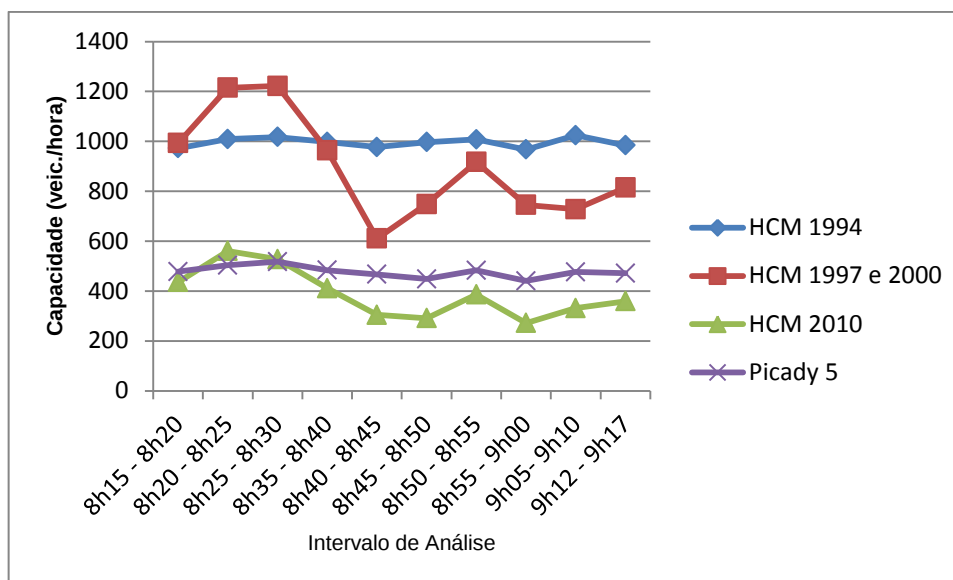


Gráfico 5.8 – Capacidade da corrente 7, 9.

Mais uma vez e a nível geral, o HCM 1994 atribui os valores de capacidade mais elevados durante a maior parte do período, consequência da fórmula utilizada. No entanto, existem intervalos, nomeadamente os primeiros quatro, que conseguem ser igualados e em alguns casos superados pela metodologia lançada em 1997. Esta situação deve-se, em parte, à consideração de novos fatores de ajustamento como o atravessamento em duas fases e aproximação alargada da via secundária, que permitem um melhor aproveitamento da interseção por parte dos veículos não prioritários. Da mesma maneira, o débito conflituante reduzido da primeira fase do movimento consegue influenciar significativamente a capacidade.

À semelhança do manual anterior, também o HCM 2010 tem tendência a aumentar a capacidade nesses intervalos derivado da mesma distribuição de débitos conflituantes entre fases. Tal situação não é notada no HCM de 1994, uma vez que, esta metodologia não tem a capacidade de separar estes volumes, por fases.

O valor mais baixo da capacidade verificado nos HCM 1997 e 2000 acontece para o valor mais baixo da procura do movimento 9 associado ao maior número de peões a efetuar o atravessamento. Este facto é comprovado pela comparação com a linha definida pelo HCM 2010, a qual não diminui de uma forma tão brusca durante o mesmo intervalo. Isto acontece porque o HCM 2010 apenas considera os peões no débito conflituante e não como um fator de impedimento aos veículos. Desta forma, observa-se, durante todo o período de análise, que este HCM apresenta uma linha mais suave que os manuais anteriores (HCM 1997 e 2000), sugerindo que a impedância dos peões deve ser um fator a considerar, especialmente quando se verifica que os débitos de peões são elevados.

A maior diferença de valores da capacidade entre o HCM 2010 e os manuais anteriores acontece devido ao novo modelo de cálculo de vias alargadas que não é tão otimista como o modelo que lhe serve de base. Do ponto de vista teórico, o novo modelo parece uma melhor opção, uma vez que considera uma proporção entre a procura dos movimentos afetos à via que vai ser alargada. Desta forma, o movimento que tem menor procura vai estar condicionado pela capacidade do movimento que tem maior procura. A validade deste modelo parece sair ainda mais reforçada, se forem consideradas situações de saturação da interseção. No entanto uma análise mais cuidadosa ao atraso vai permitir tirar mais conclusões.

Em situações que a procura seja reduzida o Picady 5 apresenta valores de capacidade muito próximos do HCM 2010. À medida que a procura aumenta, especialmente na via principal, o programa faz variar pouco os valores da capacidade. Tal situação é também observada no HCM de 1994, que também não consegue representar devidamente este aumento da procura. Este facto sugere que o modelo de Troutbeck, é o modelo que melhor se adapta às condições de baixa procura, verificadas na interseção em estudo.

#### 5.6.2. ATRASO MÉDIO

Os modelos de atraso abordados por estas metodologias são bastante semelhantes, uma vez que se baseiam todos no modelo desenvolvido por Kimber e Hollis. Como tal, espera-se que ao longo do período se comportem de maneira semelhante, sendo de prever, que a variação dos valores do atraso entre metodologias ocorra, essencialmente, devido aos diferentes valores da capacidade estimados por cada metodologia.

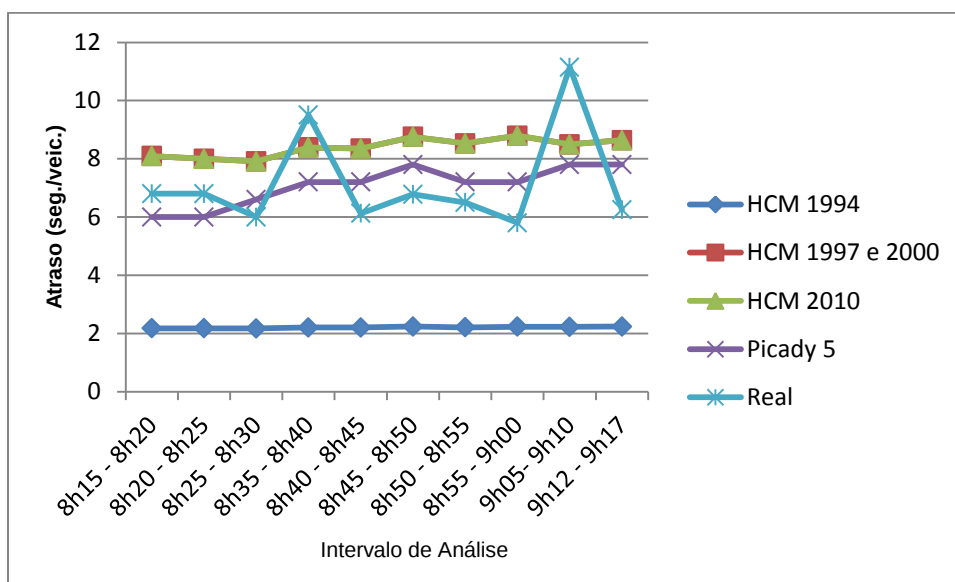


Gráfico 5.9 – Atraso médio do movimento 4.

Numa primeira análise ao movimento 4 é possível observar que de um modo geral, uma capacidade elevada pressupõe um atraso reduzido e vice-versa. Este facto apesar de real não é totalmente verdade quando estão em comparação metodologias com diferentes princípios, como é o caso do HCM e do Picady 5. Assim, apesar da menor capacidade estimada pelo Picady 5, observa-se que os maiores atrasos ocorrem para as edições mais recentes do HCM. Isto acontece como consequência dos diferentes ajustes entre metodologias, ao modelo que lhes serve de base.

A não consideração dos cinco segundos adicionais na edição de 1994 do HCM, tem como consequência uma estimativa irrealista do atraso deste movimento, sugerindo que este movimento consegue ser melhor representado pelo modelo utilizado nos HCM posteriores a 1997. O programa de simulação Picady 5 oferece valores satisfatórios, exceção feita aos dois primeiros intervalos caracterizados por uma procura reduzida dos movimentos da via principal.

De acordo com o HCM, e de uma maneira geral, os atrasos observados neste movimentos podem ser caracterizados de acordo com o Nível A. Ainda assim, nenhuma das metodologias é capaz de prever a aleatoriedade observada em determinados intervalos.

Fazendo uma análise inicial à corrente composta pelos movimentos 7 e 9, é possível concluir que o HCM 2010 e Picady 5, apresentam valores de atraso elevados, sempre superiores aos observados. A sobrestimação do atraso por parte destas metodologias, é devida, essencialmente, aos reduzidos valores de capacidade estimados. Apesar disto, conseguem adaptar-se razoavelmente aos vários índices de procura da corrente, ao longo de todo o período.

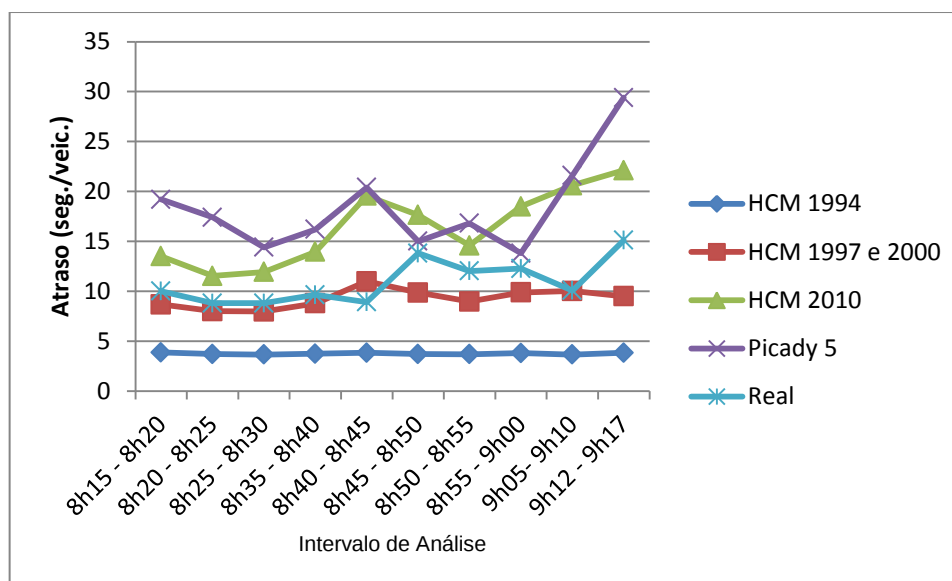


Gráfico 5.10 – Atraso médio da corrente 7, 9.

O Picady 5, por ser um método baseado exclusivamente em valores de saturação de interseções, mostra-se como o método mais sensível à procura da corrente prioritária em análise. Da mesma maneira, a consideração de um volume elevado no movimento de viragem à direita da via principal (movimento 3) parece ter mais influência nesta metodologia que nas restantes. Estes factos são confirmados com quando é realizada uma comparação entre este programa e as várias edições do HCM, no intervalo das 8h50 às 8h55, caracterizado pela procura mais elevada nos movimentos referidos.

Por análise do Gráfico 5.10 – Atraso médio da corrente 7, 9, observa-se que as melhores representações dos atrasos reais verificados são as obtidas pelo HCM 1997 e 2000, sendo que, mesmo para débitos conflituantes inferiores estas edições oferecem as melhores estimativas. Com o aumento da procura e do débito conflituante confirma-se a melhor aproximação do HCM 2010, no entanto os valores podem ser apenas considerados razoáveis quando comparados com a realidade. Mais uma vez, verifica-se que para a consideração dos cinco segundos adicionais é uma boa aproximação, especialmente em intervalos de procura inferior. Na realidade esta situação pode ser justificada pela maior liberdade que os condutores sentem ao abordar uma interseção com poucos veículos, proporcionando-lhe uma aproximação mais célere quando comparada com uma situação próxima da saturação.

Os atrasos mais elevados verificados no HCM 2010 comparativamente às edições de 1997 e 2000 devem-se, essencialmente, à redução dos valores da capacidade, originados pelo novo método de cálculo da capacidade em aproximações alargadas. Este novo modelo, que à partida parecia uma boa solução, acaba por, na prática, não conseguir refletir tão bem as condições de funcionamento da interseção como o modelo antigo. Isto acontece porque a interseção em estudo possui uma via alargada bastante significativa, que aliada à reduzida procura do movimento 7 e ao facto não haver períodos de congestionamento, faz com que o movimento de viragem à direita da via secundária (movimento 9) consiga escoar como se de uma via separada se tratasse. Este fator tem grande influência na atribuição final do nível de serviço. Veja-se que, o HCM 2010, em períodos de maior procura, chega a atribuir o nível de serviço C, quando no máximo a situação real é descrita por um Nível A.

### 5.6.3. COMPRIMENTO DA FILA DE ESPERA

O último indicador escolhido para esta análise foi o comprimento da fila de espera e é estimado por cada metodologia, de acordo com a teoria da fila de espera, já abordada na determinação do atraso. Desta forma, o HCM estima o percentil 95 da fila de espera enquanto o Picady estima a fila no fim do período, no entanto, ambos devem ser encarados como o comprimento máximo esperado.

Apesar da fila de espera estar, de certa forma, relacionada com o atraso, não implica necessariamente que as maiores filas de espera ocorram nos intervalos de maior atraso. Desta maneira, acaba por ser mais coerente complementar a análise deste indicador, com a procura.

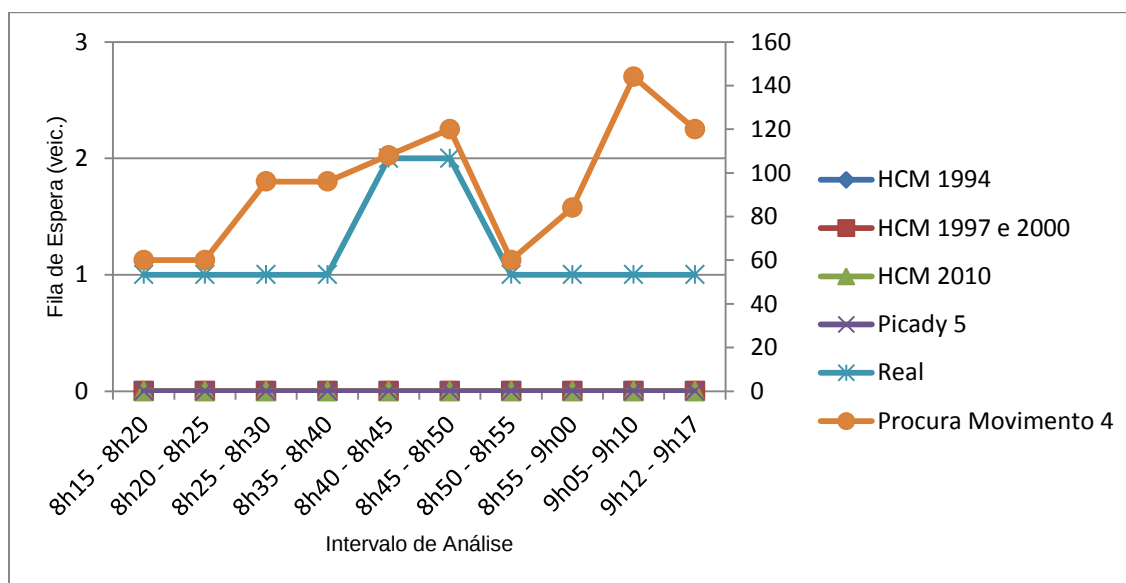


Gráfico 5.11 – Fila de espera do movimento 4.

Todas as metodologias estimaram que o movimento 4 atua sem filas de espera. Isto implica que os veículos afetos a este movimento, assim que chegam à interseção, encontram um intervalo válido para efetuar a manobra. Apesar dos intervalos de análise serem reduzidos, acaba por ser uma situação improvável de acontecer durante todo o período de análise. A explicação encontra-se nos baixos valores de procura do movimento e ao facto de ser um movimento com conflitos reduzidos (movimento de Nível 2).

Por outro lado, a corrente de veículos da via secundária composta pelos movimentos 7 e 9 é o melhor exemplo da forte relação entre a procura e o comprimento da fila de espera.

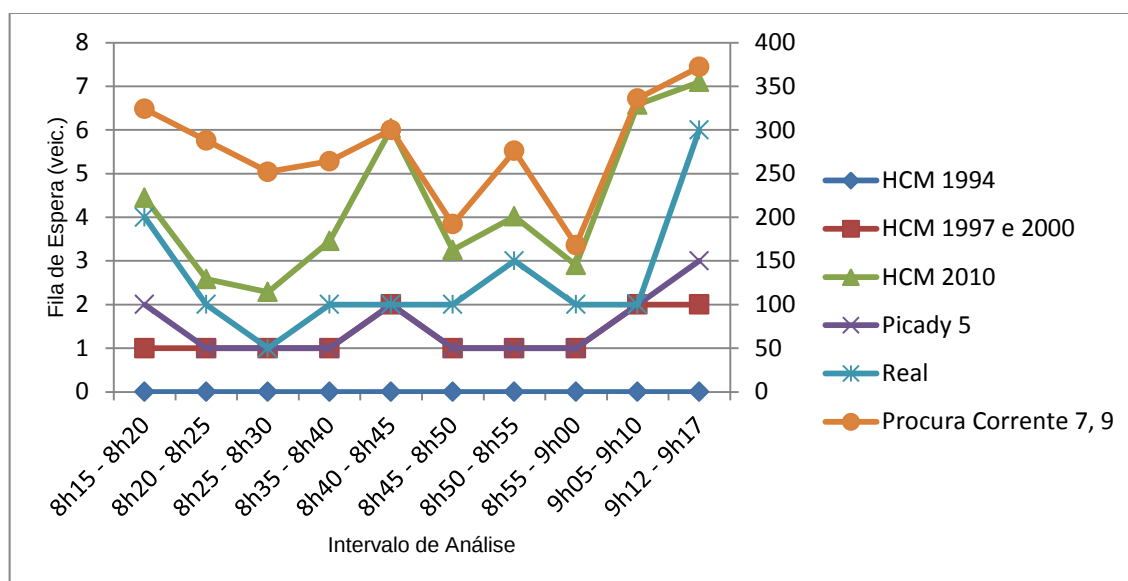


Gráfico 5.12 – Fila de espera da corrente de veículos 7, 9.

Observa-se que em grande parte do período, as maiores filas de espera ocorrem quando a procura é mais elevada. Apesar da ligeira sobrestimação do comprimento da fila de espera, o HCM 2010 é o que melhor representa o seu comportamento, exceção feita ao período das 8h40 às 8h45. Neste período os elevados valores da fila de espera são justificados pela maior procura, que teoricamente, se aproxima da capacidade. Na realidade, e apesar da procura elevada, vários foram os condutores que conseguiram aproveitar o mesmo intervalo entre veículos prioritários, explicando o porquê de não existir uma fila de espera significativa. Nenhum dos métodos abordados tem a capacidade de prever esta situação.



# 6

## CONCLUSÃO

### 6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho permitiu alcançar a complexidade que está por detrás das metodologias de análise de interseções prioritárias.

Ao longo da elaboração da dissertação foi possível chegar a determinadas conclusões acerca das metodologias em estudo, que foram solidificadas com a aplicação do caso real. Destas conclusões foram retiradas vantagens e desvantagens de cada uma das metodologias e dos modelos que as compõe. Tais considerações permitiram perceber qual das metodologias representa melhor o caso estudado, tendo sempre presente que a adaptação destes métodos a situações reais é bastante dependente não só da interseção em estudo, mas também da cultura rodoviária presente nos países que desenvolveram tais metodologias.

Da mesma maneira foi possível avaliar a evolução do HCM, desde a sua edição de 1994 e perceber quais os avanços realizados no estudo de interseções prioritárias, resultantes de mais de uma década de trabalho.

Da análise realizada aos diferentes modelos de determinação da capacidade verificou-se, que para as condições observadas, o modelo do intervalo de aceitação de Troutbeck foi o que melhor representou este indicador, confirmando a sua aplicabilidade a um maior intervalo de condições de tráfego. Por outro lado, e como seria de esperar, os modelos de Siegloch e Kimber e Coombe revelaram-se pouco fiáveis tendo em conta os volumes obtidos em campo. Uma comparação mais realista entre os modelos implicaria a obtenção dos volumes de saturação, no entanto, tal não foi possível obter da interseção em estudo.

De uma maneira geral, o HCM 1994 apresenta-se como a metodologia mais comprometedora, ao apresentar constantemente valores díspares e inferiores da realidade. Estes valores são consequência de modelos e métodos utilizados, que apesar de produzirem uma análise uniforme, não se conseguem adaptar devidamente à situação observada em campo. O modelo que mais influenciou a análise desta metodologia foi o modelo de Siegloch, usado para estimar a capacidade. Percebe-se que por ser um modelo desenvolvido para representar condições de saturação da interseção, não consiga adaptar-se devidamente aos volumes observados. Isto revela-se uma desvantagem, uma vez que, estes dados são, normalmente, difíceis de obter, independentemente da interseção em estudo.

As edições de 1997 e 2000 do HCM, mostram o porquê de ainda hoje serem considerados por muitas metodologias e programas de cálculo automático, como os manuais de referência. A consideração de novos modelos e ajustamentos à capacidade, inexistentes até então, têm como consequência uma análise menos uniforme ao longo de todo período, capaz de se adaptar melhor à variação da procura. A

contabilização dos detalhes geométricos existentes na interseção em estudo, tais como o atravessamento em duas fases e a existência de uma aproximação alargada na via secundária permitiu avaliar o aumento da capacidade resultante destas configurações e perceber a real vantagem da sua utilização. Verificou-se ainda que a adição de cinco segundos à anterior fórmula de cálculo do atraso médio, é totalmente justificada. Para situações em que os débitos conflituantes foram mais elevados. Da mesma maneira, observa-se que o atraso médio do movimento 4 foi bem representado pelo modelo mais recente, no entanto por ser um movimento da via principal, usufrui de uma visibilidade superior, permitindo que os veículos afetos a esse movimento circulem a uma velocidade superior. Em consequência, os cinco segundos adicionais poderiam ser ligeiramente reduzidos. Esta conclusão tem em conta os volumes verificados na interseção em análise, pelo que, seria necessária uma avaliação mais detalhada com uma procura mais significativa para poder tirar outras conclusões.

Durante toda a análise, o HCM 2010 revela-se uma metodologia conservadora, a par do programa de simulação, Picady 5. Das diversas atualizações efetuadas neste HCM capazes de justificar este comportamento, destaca-se a revisão do modelo de aproximações alargadas. Este é o principal responsável pela redução da capacidade e consequente aumento do atraso médio e fila de espera nos movimentos da via secundária. Apesar de à partida parecer uma boa aproximação, na prática acaba por revelar resultados menos positivos. Por este motivo, compreende-se que a abordagem realizada pelo manual HCM 2000 é a que melhor consegue descrever esta particularidade geométrica.

O programa de simulação Picady 5 foi incluído na análise, sabendo à partida que os resultados previstos poderiam estar distantes dos observados em campo, devido à dissemelhança cultural entre o Reino Unido e Portugal. Ainda assim foi interessante perceber que, apesar dos inúmeros dados geométricos introduzidos no programa, revela-se um método pouco sensível e pouco fiável na determinação de indicadores como a capacidade e fila de espera, embora esta situação possa ser consequência dos reduzidos valores de procura verificados. Por outro lado, na determinação do atraso foi perceptível a sensibilidade do método aos débitos conflituantes, em especial ao movimento de viragem à esquerda da via principal (movimento 3). Entre todas as metodologias, esta acaba por ser a que mais importância atribui à influência que este movimento tem nos movimentos da via secundária, confirmando o que foi observado em campo. Note-se que, o HCM considera que apenas metade dos veículos do movimento 3 são parte integrante do débito conflituante dos movimentos da via secundária, quando na realidade foi observado que a maior parte dos condutores não prioritários, não entram na interseção na presença desses veículos. Esta situação reflete-se numa diminuição da capacidade dos movimentos não prioritários.

Tendo em consideração o estudo realizado, verificou-se que nenhuma metodologia conseguiu representar de maneira sólida o período observado, embora possa ser feita uma referência ao HCM 2000, por constituir, no geral, a melhor aproximação à realidade.

Nenhum dos métodos analíticos é escolhido em detrimento do programa de simulação, ou vice-versa, na análise de interseções prioritárias em geral, no entanto reconhece-se a vantagem dos programas de simulação pela sua capacidade de trabalhar um vasto número de dados em conjunto e pela facilidade e rapidez na modelação e obtenção dos diferentes indicadores. Cabe ao analisador tentar perceber qual a metodologia que melhor se adequa à situação em específico, tendo em conta fatores como o tráfego, localização e geometria da interseção. Deve ser dada preferência a metodologias consolidadas, tendo sempre presente que estes métodos pretendem constituir aproximações às condições de escoamento de interseções prioritárias.

## **6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

A análise realizada nesta dissertação revelou a grande sensibilidade das metodologias de análise de interseções prioritárias, na avaliação da capacidade, quando a procura atribuída a cada movimento não é constante. A dificuldade de adaptação a períodos desta natureza é notória, pelo que uma análise com dados mais estáveis pode revelar resultados mais satisfatórios. Da mesma maneira se observa, pelos dados recolhidos da interseção em estudo, que os valores verificados em geral, se situam longe da saturação da interseção, expondo à partida a fragilidade das metodologias.

Além da recolha de novos dados, uma análise futura poderia ser complementada com recurso a outros programas de simulação existentes.



## BIBLIOGRAFIA

ADAN, I. and J. RESING (2002). *Queuing theory*. Department of Mathematics and Computing Science, Eindhoven University of Technology, The Netherlands, <http://www.win.tue.nl/~iadan/queueing.pdf>, acessado em 6 de abril de 2012

AKÇELIK, R. (2007). *A Review of Gap-Acceptance Capacity Models*. Paper presented at the 29th Conference of Australian Institutes of Transport Research (CAITR), University of South Australia, Adelaide, Australia, [http://www.sidrasolutions.com/Documents/AKCELIK\\_GapAcceptanceCapacityModels\\_CAITR2007.pdf](http://www.sidrasolutions.com/Documents/AKCELIK_GapAcceptanceCapacityModels_CAITR2007.pdf), acessado em 5 de abril de 2012

BINNING, J. C. (2006). *PICADY 5 User Guide*. Department of Transport, TRL Application Guide AG57, Crowthorne: Transport Research Laboratory.

BRILON, W. (2007). *Time Dependent Delay at Unsignalized Intersections*. Proceedings of the 17th International Symposium on Transportation and Traffic Theory (ISTTT17), London, Elsevier, p. 547, <http://pt.scribd.com/doc/53682104/6/TIME-DEPENDENT-DELAYAT-UNSIGNALIZED-INTERSECTIONS>, acessado em 3 de maio de 2012

BRILON, W., R. KÖNIG and R. TROUTBECK. (1997). *Useful Estimation Procedures for Critical Gaps*. Proceedings of the Third International Symposium on Intersections without Traffic Signals, Portland Oregon, pp. 71 – 87, [http://www.verkehr.bi.ruhr-uni-bochum.de/download/literatur/Portland97\\_Bri\\_trout\\_koen\\_2005\\_11\\_03.pdf](http://www.verkehr.bi.ruhr-uni-bochum.de/download/literatur/Portland97_Bri_trout_koen_2005_11_03.pdf), acessado em 20 de abril de 2012

BRILON, W. and N. WU. (2002). *Unsignalized Intersections – A Third Method for Analysis*. Proceedings of the 15th International Symposium on Transportation and Traffic Theory, Pergamon-Elsevier Publications, Adelaide, Australia, pp. 157 –178, [http://www.ruhr-uni-bochum.de/verkehrswesen/download/literatur/ISTTT15\\_Adelaide02\\_2005\\_10\\_25.pdf](http://www.ruhr-uni-bochum.de/verkehrswesen/download/literatur/ISTTT15_Adelaide02_2005_10_25.pdf), acessado em 13 de abril de 2012

BRILON, W., N. WU and L. BONDZIO (1997). *Unsignalised Intersections in Germany*. Proceedings of the Third International Symposium on Intersections Without Traffic Signals, Portland, [http://www.ruhr-uni-bochum.de/verkehrswesen/download/literatur/Briwubo\\_2004\\_09\\_28.pdf](http://www.ruhr-uni-bochum.de/verkehrswesen/download/literatur/Briwubo_2004_09_28.pdf), acessado em 7 de maio de 2012

CZOGALLA, O. and J. GERLACH. (2008). *Report for Germany, COST Action 385 – Pedestrian Quality Needs*, [http://www.walkeurope.org/uploads/File/publications/PQN\\_Country\\_Report\\_Germany.pdf](http://www.walkeurope.org/uploads/File/publications/PQN_Country_Report_Germany.pdf), , acessado em 8 de maio de 2012

FU, L. and HELLINGA, B. (1999). *Prediction of Arrival Time Dependent Delay Variability at Signalized Intersections*. Presented at 78th Annual Meeting of Transportation Research Board, Washington, D.C., <http://www.civil.uwaterloo.ca/bhellinga/publications/Publications/TRB-1999%20Delay%20Variability%20v5.PDF>, acedido em 30 de abril de 2012

GATTIS, J. L., S. T. LOW. (1998). *Gap acceptance at non-standard stop-controlled intersections*. University of Arkansas, Mack-Blackwell National Rural Transportation Study Center, [http://www.mackblackwell.org/web/research/ALL\\_RESEARCH\\_PROJECTS/1000s/1059-gattis/MBT\\_C1059.pdf](http://www.mackblackwell.org/web/research/ALL_RESEARCH_PROJECTS/1000s/1059-gattis/MBT_C1059.pdf), acedido em 4 de abril de 2012

HWANG, S. Y. and C. H. PARK (2005). *Modeling of the Gap Acceptance Behavior at a Merging Section of an Urban Freeway*. Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, 5, 1641-1656, [http://www.easts.info/on-line/proceedings\\_05/1641.pdf](http://www.easts.info/on-line/proceedings_05/1641.pdf), acedido em 23 de abril de 2012

JAE (1990). *Norma de Intersecções*. JAE P5/90 Divisão de Estudos e Projectos da Junta Autónoma das Estradas, Edição JAE, Lisboa, Portugal

JILLELLA, S. (2001). *A Comparative Study of Weaving Sections in TRANSIMS and Highway Capacity Manual*. Master of Science Thesis, The Faculty of Virginia Polytechnic and State University, Blacksburg, [http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-07052001-100731/unrestricted/Thesis\\_Srinivas\\_Jillella.pdf](http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-07052001-100731/unrestricted/Thesis_Srinivas_Jillella.pdf), acedido em 16 de abril de 2012

KITTELSON, W. K. and M. A. VANDEHEY (1991). *Delay Effects on Driver Gap Acceptance. Characteristics at Two-Way Stop-Controlled Intersections*. In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1320, National Research Council, Washington, D.C., [https://docs.google.com/viewer?a=v&q=cache:MusfJ-9cVqgJ:www.webs1.uidaho.edu/ce572s05/other\\_links/references/kittelson%2520and%2520vandehey%2520paper.pdf+Delay+Effects+on+Driver+Gap+Acceptance.+Characteristics+at+Two-Way.+Stop-Controlled+Intersections&hl=pt-PT&gl=pt&pid=bl&srcid=ADGEESg9u1UDdPvrLLoDSf0wIGZHElSib84Z5kAedQF9to9a\\_laQyi5U0C7Jy5PX7EIs160vwYuwDDdxboawE0R\\_NGMYTyK4GYNU62JY0ix6x9Ubxhiq4hC6TVlvYMxoK9CEbfYKjMH&sig=AHIEtbTBVdWtd4J4caEKjwlehDnlhZEbdQ](https://docs.google.com/viewer?a=v&q=cache:MusfJ-9cVqgJ:www.webs1.uidaho.edu/ce572s05/other_links/references/kittelson%2520and%2520vandehey%2520paper.pdf+Delay+Effects+on+Driver+Gap+Acceptance.+Characteristics+at+Two-Way.+Stop-Controlled+Intersections&hl=pt-PT&gl=pt&pid=bl&srcid=ADGEESg9u1UDdPvrLLoDSf0wIGZHElSib84Z5kAedQF9to9a_laQyi5U0C7Jy5PX7EIs160vwYuwDDdxboawE0R_NGMYTyK4GYNU62JY0ix6x9Ubxhiq4hC6TVlvYMxoK9CEbfYKjMH&sig=AHIEtbTBVdWtd4J4caEKjwlehDnlhZEbdQ), acedido em 23 de abril de 2012

KITTELSON, W. K. and R. P. ROESS (2001). *Highway Capacity Analysis after Highway Capacity Manual 2000*. In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1776, National Research Council, Washington, D.C., <https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/707020/1/AfterHCM2000.pdf>, acedido em 13 de abril de 2012

KYTE, M., B. K. LALL and N. MAHFOOD. (1991). *Traffic Operations at Two-Way Stop-Controlled Intersections, Volume II - An Empirical Method to Estimate Capacity and Delay on Minor Street Approach, Final Report TMW91-06.2*. Transportation Northwest (TransNow), University of Washington, Seattle, <http://www.transnow.org/files/final-reports/TNW91-06vol2.pdf>, acessado em 10 de abril de 2012

LORD-ATTIVOR, R. and M. K. JHA. (2012). *Modeling gap acceptance and driver behavior at stop controlled (priority) intersections in developing countries*. Proceedings of the 6th WSEAS international conference on Computer Engineering and Applications, and Proceedings of the 2012 American conference on Applied Mathematics, Harvard, Cambridge, World Scientific and Engineering Academy and Society (WSEAS) <http://www.wseas.us/e-library/conferences/2012/CambridgeUSA/MATHCC/MATHCC-01.pdf>, acessado em 26 de abril de 2012

LUTTINEN, R. T. (2003). *Capacity at Unsignalized Intersections*. Lahti: TL Consulting Engineers, Ltd., TL Research Report No. 3, [http://www.phnet.fi/public/luttinen/TLRR\\_03.pdf](http://www.phnet.fi/public/luttinen/TLRR_03.pdf), acessado em 23 de março de 2012

LUTTINEN, R. T. (2004). *Capacity and Level of Service at Finnish Unsignalized Intersections. S12 Solutions to improve main roads*. Finnra Reports 1/2004. Finnish Road Administration, <http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf/3200849e-vcapacitylevelserv.pdf>, acessado em 27 de abril de 2012

LUTTINEN, R. T. and S. INNAMAA (2000). *Nordic Highway Capacity: Uninterrupted Flow Facilities in Denmark, Finland, Norway, and Sweden*. Finnra Internal Publications 4/2000. Helsinki: Finnish National Road Administration, [http://alk.tiehallinto.fi/s12/htdocs/photo/julkaisut/4000247\\_nordic\\_highway\\_capacity.pdf](http://alk.tiehallinto.fi/s12/htdocs/photo/julkaisut/4000247_nordic_highway_capacity.pdf), acessado em 27 de março de 2012

MELO, A. H. (1973). *Estudo das Intersecções Prioritárias*. Dissertação de Doutorado, FEUP.

OJALA, V., Å. ENBERG ja R. T. LUTTINEN. (2007). *Tieliikenteen palvelutason määrittäminen - Katsaus Euroopan maiden käytäntöihin*. Tiehallinnon selvityksiä 55/2007, Helsinki, [http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf2/3201080-vtieliikent\\_palvelutason\\_maarittam.pdf](http://alk.tiehallinto.fi/julkaisut/pdf2/3201080-vtieliikent_palvelutason_maarittam.pdf), acessado em 7 de junho de 2012

PANCHAVATI, S. G. V. (1991). *Traffic Operations at Two-Way Stop-Controlled Intersections, Volume III - Evaluation and Testing of Theoretical Models for Analysis, Final Report TMW91-06.3*. Transportation Northwest (TransNow), University of Washington, Seattle, <http://www.transnow.org/files/final-reports/TNW91-06vol3.pdf>, acessado em 13 de abril de 2012

PETRAGLIA, K.J. (2001). *Field Validation of MOEs for Unsignalized Intersection Analysis*, New England Section ITE Technical Committee, <http://www.neite.org/committees/tech/unsigMOEs.pdf>, acessado em 15 de maio de 2012

PRASETIJO, J. (2007). *Capacity and Traffic Performance of Unsignalized Intersections under Mixed Traffic Conditions*. Faculty of Civil Engineering, The Ruhr-University Bochum, Bochum, <http://www-brs.ub.ruhr-uni-bochum.de/netahtml/HSS/Diss/PrasetijoJoewono/diss.pdf>, acedido em 25 de maio de 2012

ROESS, R. P. and W. MCSHANE (1987). *Capacity and Level-of-Service. Concepts in the Highway Capacity Manual*. In ITE Journal, April, <http://people.sunyit.edu/~lhmi/ahb40/meetings /2004-06/1985HCM.pdf>, acedido em 26 de março de 2012

ROQUE, C. A. (2010). *Sinalização de Cruzamentos e entroncamentos*, Disposição Normativa INIR. <http://www.inir.pt/portal/LinkClick.aspx?fileticket=2lxDfPmAIXA%3D&tabid=116&mid=487&language=pt-PT>, acedido em 24 de março de 2012

SECO A., J. MACEDO e A. H. P. COSTA (2008). *Manual do Planeamento de Acessibilidades e Transportes, Parte 8 – Peões*. Edição da Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte – CCDRN, <http://www.estv.ipv.pt/PaginasPessoais/vasconcelos/Documentos/ManualdeAcessibilidades/ManuaisCCDRNmio AF/08Peoes AF.pdf>, acedido em 12 de abril de 2012

SILVA, A., A. SECO e J. MACEDO (2008). *Manual do Planeamento de Acessibilidades e Transportes, Parte 5 – Intersecções Prioritárias e de viragem à direita*. Edição da Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte – CCDRN, <http://www.estv.ipv.pt/PaginasPessoais/vasconcelos/Documentos/ManualdeAcessibilidades/ManuaisCCDRNmio AF/05IntPriorit AF.pdf>, acedido em 12 de abril de 2012

STALLINGS, W. (2000). *Queuing Analysis*. Copyright by William Stallings, <http://www.electronics teacher.com/download/queuing-analysis.pdf>, acedido em 19 de abril de 2012

TAN, J. and TUFO, F. (1997). *A Capacity Analysis Procedure for Unsignalized Intersections in Switzerland*. In Proceedings of the Third International Symposium on Intersections without Traffic Signals, Portland, Oregon, <http://www.citec.ch/Tableau%20et%20articles%20pour%20le%20site/Citec%20Tufo,%20Tan%201997%20Capacity%20analysis%20procedure%20article%2013.pdf>, acedido em 5 de junho de 2012

TRB (1985). *Highway Capacity Manual*. Special Report 209. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A. (“HCM 1985”).

TRB (1994). *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A. (“HCM 1994”).

TRB (1996). *Capacity and Level of Service at Unsignalized Intersections, Final Report vol. 1 – Two-Way Stop-Controlled Intersections*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A.

TRB (1998). *Highway Capacity Manual*. Special Report 209. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A. (“HCM 1997”).

TRB (2000). *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A. (“HCM 2000”).

TRB (2010). *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., U.S.A. (“HCM 2010”).

TROUTBECK, R. J. and W. BRILON (2002). *Chapter 8: Unsignalized Intersection Theory, Revised Monograph on Traffic Flow Theory*. Turner-Fairbank Highway Research Center. <http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/operations/tft/chap8.pdf>, acessado em 27 de março de 2012

VASCONCELOS, L., A. B. SILVA, A. SECO and G. ROUXINOL. (2011). *Estimation of Critical Headways at Unsignalized Intersections – A Microscopic Approach*. 3rd International Conference on Road Safety and Simulation, Indianapolis, USA, <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/conferences/2011/RSS/3/Vasconcelos,L.pdf>, acessado em 23 de abril de 2012

WANG, R. (2003). *Modelling Unsignalised Traffic Flow with Reference to Urban and Interurban Networks*. Doctorate Thesis, Dublin City University, <http://seat.massey.ac.nz/personal/r.wang/PhD/PhD.pdf>, acessado em 16 de abril de 2012

WU, N. (1994). *An Approximation for the Distribution of Queue Lengths at Unsignalized Intersections*. Proceedings of the Second International Symposium on Highway Capacity, Sydney, [http://homepage.ruhr-uni-bochum.de/Ning.Wu/pdf/rkstvs\\_94.pdf](http://homepage.ruhr-uni-bochum.de/Ning.Wu/pdf/rkstvs_94.pdf), acessado em 20 de abril de 2012

WU, N. (1998). *The proposed new version of German Highway Capacity Manual*. Proceedings of the International Conference on Traffic and Transportation Studies, Beijing, China, July 1998. American Society of Civil Engineering, Reston, USA, [http://homepage.ruhr-uni-bochum.de/ning.wu/pdf/Wu\\_7G\\_HCM\\_Beijing.PDF](http://homepage.ruhr-uni-bochum.de/ning.wu/pdf/Wu_7G_HCM_Beijing.PDF), acessado em 26 de abril de 2012

WU, N. (2001). *A Universal Procedure for Capacity Determination at Unsignalized (priority-controlled) Intersections*. Transportation Research part B 35, Issue 3, Elsevier Science Ltd., New York, Tokyo, Oxford, 2001, [http://homepage.ruhr-uni-bochum.de/ning.wu/pdf/UnSig\\_TR\\_B35.pdf](http://homepage.ruhr-uni-bochum.de/ning.wu/pdf/UnSig_TR_B35.pdf), acessado em 27 de março de 2012

WU, N. (2006). *A New Model for Estimating Critical Gap and Its Distribution at Unsignalized Intersections Based on the Equilibrium of Probabilities*. Proceedings of the 5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, Yokohama, [http://homepage.ruhr-uni-bochum.de/Ning.Wu/pdf/rkstvs\\_94.pdf](http://homepage.ruhr-uni-bochum.de/Ning.Wu/pdf/rkstvs_94.pdf), acessado em 20 de abril de 2012

WU, N. (2008). *Dimension Calculation Uncertainties in Queuing Models*. Proceedings of the 2008 International Conference of Chinese Logistics and Transportation Professionals, ASCE, <http://homepage.ruhr-uni-bochum.de/ning.wu/pdf/DIMENSION%20CALCULATION%20UNCERTAINTIES%20IN%20QUEUEING%20MODELS.pdf>, acessado em 20 de abril de 2012

[http://www.dtt.ufpr.br/eng\\_trafego\\_optativa/arquivos/CAPACIDADE%20-%20INTRODUCAO.pdf](http://www.dtt.ufpr.br/eng_trafego_optativa/arquivos/CAPACIDADE%20-%20INTRODUCAO.pdf), acessado em 28 de março de 2012

[http://www.trafficwareinc.com/sites/default/files/Trafficware%20HCM%202010%20Working%20White%20Paper%20\\_V1.pdf](http://www.trafficwareinc.com/sites/default/files/Trafficware%20HCM%202010%20Working%20White%20Paper%20_V1.pdf), acessado em 4 de abril de 2012

<http://people.sunyit.edu/~lhmi/ahb40/meetings/2005-07/Draft3-65Operations.pdf>, acessado em 4 de abril de 2012

## **ANEXOS**



Tabela A.1 – Débito de veículos verificado (veic./hora).

| Intervalos de Análise | Movimentos |     |     |      |      |     |    | Total |
|-----------------------|------------|-----|-----|------|------|-----|----|-------|
|                       | 2          | 3   | 4   | 5 VD | 5 VE | 7   | 9  |       |
| 8h15 - 8h20           | 192        | 156 | 60  | 204  | 216  | 324 | 0  | 1152  |
| 8h20 - 8h25           | 144        | 204 | 60  | 324  | 204  | 240 | 48 | 1224  |
| 8h25 - 8h30           | 144        | 168 | 96  | 216  | 156  | 216 | 36 | 1032  |
| 8h35 - 8h40           | 228        | 240 | 96  | 168  | 228  | 228 | 36 | 1224  |
| 8h40 - 8h45           | 228        | 216 | 108 | 24   | 408  | 276 | 24 | 1284  |
| 8h45 - 8h50           | 384        | 228 | 120 | 96   | 444  | 144 | 48 | 1464  |
| 8h50 - 8h55           | 156        | 372 | 60  | 108  | 504  | 216 | 60 | 1476  |
| 8h55 - 9h00           | 408        | 216 | 84  | 48   | 528  | 144 | 24 | 1452  |
| 9h05 - 9h10           | 324        | 204 | 144 | 84   | 360  | 240 | 96 | 1452  |
| 9h12 - 9h17           | 288        | 300 | 120 | 216  | 156  | 324 | 48 | 1452  |

Tabela A.2 – Débito de veículos homogeneizado calculado de acordo com HCM 1994 (veic.pass./hora).

| Intervalos de Análise | Movimentos |     |     |      |      |     |     | Total |
|-----------------------|------------|-----|-----|------|------|-----|-----|-------|
|                       | 2          | 3   | 4   | 5 VD | 5 VE | 7   | 9   |       |
| 8h15 - 8h20           | 192        | 156 | 60  | 204  | 210  | 473 | 0   | 1295  |
| 8h20 - 8h25           | 144        | 210 | 60  | 324  | 204  | 347 | 67  | 1356  |
| 8h25 - 8h30           | 144        | 168 | 96  | 222  | 156  | 302 | 50  | 1139  |
| 8h35 - 8h40           | 234        | 246 | 96  | 168  | 228  | 319 | 50  | 1342  |
| 8h40 - 8h45           | 228        | 228 | 108 | 24   | 408  | 386 | 34  | 1416  |
| 8h45 - 8h50           | 384        | 228 | 120 | 96   | 444  | 221 | 67  | 1560  |
| 8h50 - 8h55           | 156        | 372 | 60  | 108  | 504  | 302 | 84  | 1586  |
| 8h55 - 9h00           | 408        | 216 | 84  | 48   | 522  | 202 | 34  | 1513  |
| 9h05 - 9h10           | 336        | 204 | 144 | 84   | 366  | 336 | 134 | 1604  |
| 9h12 - 9h17           | 288        | 318 | 120 | 216  | 156  | 454 | 67  | 1619  |

Tabela A.3 – Débito de peões verificado (peões/hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |
|-----------------------|-----------|
|                       | 15        |
| 8h15 - 8h20           | 48        |
| 8h20 - 8h25           | 12        |
| 8h25 - 8h30           | 12        |
| 8h35 - 8h40           | 36        |
| 8h40 - 8h45           | 48        |
| 8h45 - 8h50           | 12        |
| 8h50 - 8h55           | 24        |
| 8h55 - 9h00           | 12        |
| 9h05 - 9h10           | 12        |
| 9h12 - 9h17           | 0         |

Tabela A.4 – Percentagem de veículos pesados.

| Intervalos de Análise | Movimentos |     |    |      |      |    |    | Total |
|-----------------------|------------|-----|----|------|------|----|----|-------|
|                       | 2          | 3   | 4  | 5 VD | 5 VE | 7  | 9  |       |
| 8h15 - 8h20           | 0%         | 8%  | 0% | 0%   | 0%   | 4% | 0% | 11%   |
| 8h20 - 8h25           | 8%         | 6%  | 0% | 0%   | 0%   | 5% | 0% | 19%   |
| 8h25 - 8h30           | 0%         | 0%  | 0% | 6%   | 0%   | 0% | 0% | 6%    |
| 8h35 - 8h40           | 5%         | 5%  | 0% | 0%   | 0%   | 0% | 0% | 10%   |
| 8h40 - 8h45           | 0%         | 11% | 0% | 0%   | 0%   | 0% | 0% | 11%   |
| 8h45 - 8h50           | 0%         | 0%  | 0% | 0%   | 3%   | 8% | 0% | 11%   |
| 8h50 - 8h55           | 0%         | 0%  | 0% | 0%   | 0%   | 0% | 0% | 0%    |
| 8h55 - 9h00           | 0%         | 6%  | 0% | 0%   | 0%   | 0% | 0% | 6%    |
| 9h05 - 9h10           | 7%         | 0%  | 0% | 0%   | 3%   | 0% | 0% | 11%   |
| 9h12 - 9h17           | 0%         | 8%  | 0% | 0%   | 0%   | 0% | 0% | 8%    |

Tabela A.5 – Tempo médio de chegada à interseção  
da corrente composta pelos movimentos 7 e 9.

| Intervalos de Análise | Tempo Médio<br>(98m – interseção)<br>(seg.) |
|-----------------------|---------------------------------------------|
| 8h15 - 8h20           | 10                                          |
| 8h20 - 8h25           | 9                                           |
| 8h25 - 8h30           | 10                                          |
| 8h35 - 8h40           | 10                                          |
| 8h40 - 8h45           | 10                                          |
| 8h45 - 8h50           | 10                                          |
| 8h50 - 8h55           | 11                                          |
| 8h55 - 9h00           | 10                                          |
| 9h05 - 9h10           | 11                                          |
| 9h12 - 9h17           | 11                                          |

Tabela A.6 – Atrasos reais verificados (seg./veic.).

| Intervalos de Análise | Movimento 4 |       |        | Movimentos 7 e 9 |       |        |
|-----------------------|-------------|-------|--------|------------------|-------|--------|
|                       | Mínimo      | Médio | Máximo | Mínimo           | Médio | Máximo |
| 8h15 - 8h20           | 9           | 9     | 9      | 1                | 7     | 17     |
| 8h20 - 8h25           | 1           | 3     | 6      | 2                | 6     | 14     |
| 8h25 - 8h30           | 8           | 8     | 8      | 2                | 5     | 14     |
| 8h35 - 8h40           | 2           | 8     | 4      | 3                | 6     | 8      |
| 8h40 - 8h45           | 1           | 3     | 5      | 1                | 6     | 21     |
| 8h45 - 8h50           | 6           | 3     | 9      | 4                | 10    | 21     |
| 8h50 - 8h55           | 4           | 7     | 4      | 4                | 11    | 22     |
| 8h55 - 9h00           | 4           | 4     | 29     | 3                | 10    | 15     |
| 9h05 - 9h10           | 1           | 11    | 10     | 2                | 7     | 12     |
| 9h12 - 9h17           | 2           | 4     | 18     | 2                | 14    | 22     |

Tabela A.7 – Atraso médio por fase. (seg./veic.).

| Intervalos de Análise | Movimento 7 |         |
|-----------------------|-------------|---------|
|                       | Fase I      | Fase II |
| 8h15 - 8h20           | 7           | 2       |
| 8h20 - 8h25           | 5           | 3       |
| 8h25 - 8h30           | 4           | 4       |
| 8h35 - 8h40           | 4           | 3       |
| 8h40 - 8h45           | 5           | 4       |
| 8h45 - 8h50           | 10          | 2       |
| 8h50 - 8h55           | 9           | 4       |
| 8h55 - 9h00           | 10          | 3       |
| 9h05- 9h10            | 7           | 3       |
| 9h12 - 9h17           | 14          | 3       |

Tabela A.8 – Fila de espera máxima verificada (veic.).

| Intervalos de Análise | Movimento |       |
|-----------------------|-----------|-------|
|                       | 4         | 7 e 9 |
| 8h15 - 8h20           | 1         | 4     |
| 8h20 - 8h25           | 1         | 2     |
| 8h25 - 8h30           | 1         | 1     |
| 8h35 - 8h40           | 1         | 2     |
| 8h40 - 8h45           | 2         | 2     |
| 8h45 - 8h50           | 2         | 2     |
| 8h50 - 8h55           | 1         | 3     |
| 8h55 - 9h00           | 1         | 2     |
| 9h05- 9h10            | 1         | 2     |
| 9h12 - 9h17           | 1         | 6     |

Tabela A.9 – Débito de veículos conflituante,  
calculado de acordo com o HCM 1994 (veic.pass./hora).

| Intervalos<br>de Análise | Movimentos |      |     |
|--------------------------|------------|------|-----|
|                          | 4          | 7    | 9   |
| 8h15 - 8h20              | 348        | 738  | 270 |
| 8h20 - 8h25              | 354        | 837  | 249 |
| 8h25 - 8h30              | 312        | 684  | 228 |
| 8h35 - 8h40              | 480        | 849  | 357 |
| 8h40 - 8h45              | 456        | 882  | 342 |
| 8h45 - 8h50              | 612        | 1134 | 498 |
| 8h50 - 8h55              | 528        | 1014 | 342 |
| 8h55 - 9h00              | 624        | 1164 | 516 |
| 9h05 - 9h10              | 540        | 1014 | 438 |
| 9h12 - 9h17              | 606        | 939  | 447 |

Tabela A.10 – Débito de veículos conflituante,  
calculado de acordo com os HCM 1997, 2000 e 2010 (veic./hora).

| Intervalos<br>de Análise | Movimentos |            |             |     |
|--------------------------|------------|------------|-------------|-----|
|                          | 4          | 7 – Fase I | 7 – Fase II | 9   |
| 8h15 - 8h20              | 396        | 318        | 336         | 318 |
| 8h20 - 8h25              | 360        | 258        | 324         | 258 |
| 8h25 - 8h30              | 324        | 240        | 348         | 240 |
| 8h35 - 8h40              | 504        | 384        | 420         | 384 |
| 8h40 - 8h45              | 492        | 384        | 624         | 384 |
| 8h45 - 8h50              | 624        | 510        | 684         | 510 |
| 8h50 - 8h55              | 552        | 366        | 624         | 366 |
| 8h55 - 9h00              | 636        | 528        | 696         | 528 |
| 9h05 - 9h10              | 540        | 438        | 648         | 438 |
| 9h12 - 9h17              | 588        | 438        | 396         | 438 |

Tabela A.11 – Intervalo crítico e intervalo mínimo, calculados de acordo com o HCM 1994 (seg.).

| Intervalos de Análise | Intervalo Crítico |     |     | Intervalo Mínimo |     |     |
|-----------------------|-------------------|-----|-----|------------------|-----|-----|
|                       | Movimento         |     |     | Movimento        |     |     |
|                       | 4                 | 7   | 9   | 4                | 7   | 9   |
| 8h15 - 8h20           | 5,0               | 6,5 | 5,5 | 2,1              | 3,4 | 2,6 |
| 8h20 - 8h25           | 5,0               | 6,5 | 5,5 | 2,1              | 3,4 | 2,6 |
| 8h25 - 8h30           | 5,0               | 6,5 | 5,5 | 2,1              | 3,4 | 2,6 |
| 8h35 - 8h40           | 5,0               | 6,5 | 5,5 | 2,1              | 3,4 | 2,6 |
| 8h40 - 8h45           | 5,0               | 6,5 | 5,5 | 2,1              | 3,4 | 2,6 |
| 8h45 - 8h50           | 5,0               | 6,5 | 5,5 | 2,1              | 3,4 | 2,6 |
| 8h50 - 8h55           | 5,0               | 6,5 | 5,5 | 2,1              | 3,4 | 2,6 |
| 8h55 - 9h00           | 5,0               | 6,5 | 5,5 | 2,1              | 3,4 | 2,6 |
| 9h05 - 9h10           | 5,0               | 6,5 | 5,5 | 2,1              | 3,4 | 2,6 |
| 9h12 - 9h17           | 5,0               | 6,5 | 5,5 | 2,1              | 3,4 | 2,6 |

Tabela A.12 – Intervalo crítico e intervalo mínimo, calculados de acordo com os HCM 1997 e 2000 (seg.).

| Intervalos de Análise | Intervalo Crítico |          |           |     | Intervalo Mínimo |          |           |     |
|-----------------------|-------------------|----------|-----------|-----|------------------|----------|-----------|-----|
|                       | Movimento         |          |           |     | Movimento        |          |           |     |
|                       | 4                 | 7 Fase I | 7 Fase II | 9   | 4                | 7 Fase I | 7 Fase II | 9   |
| 8h15 - 8h20           | 4,1               | 6,5      | 6,5       | 6,7 | 2,2              | 3,5      | 3,5       | 3,3 |
| 8h20 - 8h25           | 4,1               | 6,5      | 6,5       | 6,7 | 2,2              | 3,5      | 3,5       | 3,3 |
| 8h25 - 8h30           | 4,1               | 6,4      | 6,4       | 6,7 | 2,2              | 3,5      | 3,5       | 3,3 |
| 8h35 - 8h40           | 4,1               | 6,4      | 6,4       | 6,7 | 2,2              | 3,5      | 3,5       | 3,3 |
| 8h40 - 8h45           | 4,1               | 6,4      | 6,4       | 6,7 | 2,2              | 3,5      | 3,5       | 3,3 |
| 8h45 - 8h50           | 4,1               | 6,5      | 6,5       | 6,7 | 2,2              | 3,6      | 3,5       | 3,3 |
| 8h50 - 8h55           | 4,1               | 6,4      | 6,4       | 6,7 | 2,2              | 3,5      | 3,5       | 3,3 |
| 8h55 - 9h00           | 4,1               | 6,4      | 6,4       | 6,7 | 2,2              | 3,5      | 3,5       | 3,3 |
| 9h05 - 9h10           | 4,1               | 6,4      | 6,4       | 6,7 | 2,2              | 3,5      | 3,5       | 3,3 |
| 9h12 - 9h17           | 4,1               | 6,4      | 6,4       | 6,7 | 2,2              | 3,5      | 3,5       | 3,3 |

Tabela A.13 – Intervalo crítico e intervalo mínimo, calculados de acordo com o HCM 2010 (seg.).

| Intervalos de Análise | Intervalo Crítico |             |              |     | Intervalo Mínimo |             |              |     |
|-----------------------|-------------------|-------------|--------------|-----|------------------|-------------|--------------|-----|
|                       | Movimento         |             |              |     | Movimento        |             |              |     |
|                       | 4                 | 7<br>Fase I | 7<br>Fase II | 9   | 4                | 7<br>Fase I | 7<br>Fase II | 9   |
| 8h15 - 8h20           | 4,1               | 6,5         | 6,5          | 6,7 | 2,2              | 3,5         | 3,5          | 3,3 |
| 8h20 - 8h25           | 4,1               | 6,5         | 6,5          | 6,7 | 2,2              | 3,5         | 3,5          | 3,3 |
| 8h25 - 8h30           | 4,1               | 6,4         | 6,4          | 6,7 | 2,2              | 3,5         | 3,5          | 3,3 |
| 8h35 - 8h40           | 4,1               | 6,4         | 6,4          | 6,7 | 2,2              | 3,5         | 3,5          | 3,3 |
| 8h40 - 8h45           | 4,1               | 6,4         | 6,4          | 6,7 | 2,2              | 3,5         | 3,5          | 3,3 |
| 8h45 - 8h50           | 4,1               | 6,5         | 6,5          | 6,7 | 2,2              | 3,6         | 3,5          | 3,3 |
| 8h50 - 8h55           | 4,1               | 6,4         | 6,4          | 6,7 | 2,2              | 3,5         | 3,5          | 3,3 |
| 8h55 - 9h00           | 4,1               | 6,4         | 6,4          | 6,7 | 2,2              | 3,5         | 3,5          | 3,3 |
| 9h05 - 9h10           | 4,1               | 6,4         | 6,4          | 6,7 | 2,2              | 3,5         | 3,5          | 3,3 |
| 9h12 - 9h17           | 4,1               | 6,4         | 6,4          | 6,7 | 2,2              | 3,5         | 3,5          | 3,3 |

Tabela A.14 – Capacidade potencial, calculada de acordo com o HCM 1994 (veic.pass./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |     |      |
|-----------------------|-----------|-----|------|
|                       | 4         | 7   | 9    |
| 8h15 - 8h20           | 1661      | 975 | 1349 |
| 8h20 - 8h25           | 1660      | 965 | 1351 |
| 8h25 - 8h30           | 1666      | 981 | 1354 |
| 8h35 - 8h40           | 1641      | 964 | 1337 |
| 8h40 - 8h45           | 1644      | 960 | 1339 |
| 8h45 - 8h50           | 1621      | 933 | 1319 |
| 8h50 - 8h55           | 1633      | 946 | 1339 |
| 8h55 - 9h00           | 1619      | 930 | 1317 |
| 9h05 - 9h10           | 1632      | 946 | 1327 |
| 9h12 - 9h17           | 1622      | 954 | 1326 |

Tabela A.15 – Capacidade potencial, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 e 2010 (veic./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |            |             |     |
|-----------------------|-----------|------------|-------------|-----|
|                       | 4         | 7 – Fase I | 7 – Fase II | 9   |
| 8h15 - 8h20           | 1174      | 671        | 660         | 695 |
| 8h20 - 8h25           | 1210      | 723        | 670         | 757 |
| 8h25 - 8h30           | 1247      | 752        | 652         | 777 |
| 8h35 - 8h40           | 1071      | 621        | 592         | 633 |
| 8h40 - 8h45           | 1082      | 621        | 451         | 633 |
| 8h45 - 8h50           | 967       | 511        | 409         | 528 |
| 8h50 - 8h55           | 1028      | 636        | 451         | 649 |
| 8h55 - 9h00           | 957       | 513        | 409         | 514 |
| 9h05- 9h10            | 1039      | 578        | 437         | 585 |
| 9h12 - 9h17           | 997       | 578        | 612         | 585 |

Tabela A.16 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos considerando que o movimento 4 atua em via exclusiva, calculada de acordo com o HCM 1994 (veic.pass./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |     |      |
|-----------------------|-----------|-----|------|
|                       | 4         | 7   | 9    |
| 8h15 - 8h20           | 1661      | 973 | 1349 |
| 8h20 - 8h25           | 1660      | 962 | 1351 |
| 8h25 - 8h30           | 1666      | 977 | 1354 |
| 8h35 - 8h40           | 1641      | 959 | 1337 |
| 8h40 - 8h45           | 1644      | 955 | 1339 |
| 8h45 - 8h50           | 1621      | 928 | 1319 |
| 8h50 - 8h55           | 1633      | 943 | 1339 |
| 8h55 - 9h00           | 1619      | 926 | 1317 |
| 9h05- 9h10            | 1632      | 939 | 1327 |
| 9h12 - 9h17           | 1622      | 948 | 1326 |

Tabela A.17 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, considerando que o movimento 4 atua em via partilhada, calculada de acordo com o HCM 1994 (veic.pass./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |     |      |
|-----------------------|-----------|-----|------|
|                       | 4         | 7   | 9    |
| 8h15 - 8h20           | 1661      | 972 | 1349 |
| 8h20 - 8h25           | 1660      | 962 | 1351 |
| 8h25 - 8h30           | 1666      | 977 | 1354 |
| 8h35 - 8h40           | 1641      | 959 | 1337 |
| 8h40 - 8h45           | 1644      | 955 | 1339 |
| 8h45 - 8h50           | 1621      | 928 | 1319 |
| 8h50 - 8h55           | 1633      | 943 | 1339 |
| 8h55 - 9h00           | 1619      | 926 | 1317 |
| 9h05 - 9h10           | 1632      | 939 | 1327 |
| 9h12 - 9h17           | 1622      | 948 | 1326 |

Tabela A.18 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, considerando que o movimento 4 atua em via exclusiva, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 e 2010 (veic./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |            |             |     |
|-----------------------|-----------|------------|-------------|-----|
|                       | 4         | 7 – Fase I | 7 – Fase II | 9   |
| 8h15 - 8h20           | 1174      | 636        | 626         | 695 |
| 8h20 - 8h25           | 1210      | 687        | 637         | 757 |
| 8h25 - 8h30           | 1247      | 694        | 602         | 777 |
| 8h35 - 8h40           | 1071      | 566        | 539         | 633 |
| 8h40 - 8h45           | 1082      | 559        | 406         | 633 |
| 8h45 - 8h50           | 967       | 447        | 359         | 528 |
| 8h50 - 8h55           | 1028      | 599        | 425         | 649 |
| 8h55 - 9h00           | 957       | 468        | 373         | 514 |
| 9h05 - 9h10           | 1039      | 498        | 376         | 585 |
| 9h12 - 9h17           | 997       | 509        | 538         | 585 |

Tabela A.19 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, considerando que o movimento 4 atua em via partilhada, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 e 2010 (veic./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |            |             |     |
|-----------------------|-----------|------------|-------------|-----|
|                       | 4         | 7 – Fase I | 7 – Fase II | 9   |
| 8h15 - 8h20           | 1174      | 627        | 617         | 695 |
| 8h20 - 8h25           | 1210      | 678        | 627         | 757 |
| 8h25 - 8h30           | 1247      | 680        | 590         | 777 |
| 8h35 - 8h40           | 1071      | 543        | 518         | 633 |
| 8h40 - 8h45           | 1082      | 536        | 389         | 633 |
| 8h45 - 8h50           | 967       | 411        | 329         | 528 |
| 8h50 - 8h55           | 1028      | 581        | 411         | 649 |
| 8h55 - 9h00           | 957       | 441        | 352         | 514 |
| 9h05 - 9h10           | 1039      | 461        | 348         | 585 |
| 9h12 - 9h17           | 997       | 470        | 497         | 585 |

Tabela A.20 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos e peões, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 (veic./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |            |             |     |
|-----------------------|-----------|------------|-------------|-----|
|                       | 4         | 7 – Fase I | 7 – Fase II | 9   |
| 8h15 - 8h20           | 1174      | 566        | 557         | 695 |
| 8h20 - 8h25           | 1210      | 668        | 619         | 757 |
| 8h25 - 8h30           | 1247      | 675        | 585         | 777 |
| 8h35 - 8h40           | 1071      | 519        | 494         | 633 |
| 8h40 - 8h45           | 1082      | 497        | 361         | 633 |
| 8h45 - 8h50           | 967       | 435        | 349         | 528 |
| 8h50 - 8h55           | 1028      | 566        | 401         | 649 |
| 8h55 - 9h00           | 957       | 455        | 363         | 514 |
| 9h05 - 9h10           | 1039      | 484        | 366         | 585 |
| 9h12 - 9h17           | 997       | 509        | 538         | 585 |

Tabela A.21 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, peões e atravessamento em duas fases, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 (veic./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |     |      |
|-----------------------|-----------|-----|------|
|                       | 4         | 7   | 9    |
| 8h15 - 8h20           | 1661      | 390 | 1349 |
| 8h20 - 8h25           | 1660      | 458 | 1351 |
| 8h25 - 8h30           | 1666      | 445 | 1354 |
| 8h35 - 8h40           | 1641      | 334 | 1337 |
| 8h40 - 8h45           | 1644      | 253 | 1339 |
| 8h45 - 8h50           | 1621      | 220 | 1319 |
| 8h50 - 8h55           | 1633      | 288 | 1339 |
| 8h55 - 9h00           | 1619      | 231 | 1317 |
| 9h05 - 9h10           | 1632      | 246 | 1327 |
| 9h12 - 9h17           | 1622      | 342 | 1326 |

Tabela A.22 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos e atravessamento em duas fases, calculada de acordo com o HCM 2010 (veic./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |     |      |
|-----------------------|-----------|-----|------|
|                       | 4         | 7   | 9    |
| 8h15 - 8h20           | 1661      | 436 | 1349 |
| 8h20 - 8h25           | 1660      | 467 | 1351 |
| 8h25 - 8h30           | 1666      | 452 | 1354 |
| 8h35 - 8h40           | 1641      | 355 | 1337 |
| 8h40 - 8h45           | 1644      | 282 | 1339 |
| 8h45 - 8h50           | 1621      | 218 | 1319 |
| 8h50 - 8h55           | 1633      | 302 | 1339 |
| 8h55 - 9h00           | 1619      | 233 | 1317 |
| 9h05 - 9h10           | 1632      | 244 | 1327 |
| 9h12 - 9h17           | 1622      | 320 | 1326 |

Tabela A.23 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, peões, atravessamento em duas fases e vias partilhadas, calculada de acordo com os HCM 1997, 2000 (veic./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |       |
|-----------------------|-----------|-------|
|                       | 4         | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20           | 1661      | 390   |
| 8h20 - 8h25           | 1660      | 490   |
| 8h25 - 8h30           | 1666      | 474   |
| 8h35 - 8h40           | 1641      | 357   |
| 8h40 - 8h45           | 1644      | 266   |
| 8h45 - 8h50           | 1621      | 258   |
| 8h50 - 8h55           | 1633      | 327   |
| 8h55 - 9h00           | 1619      | 250   |
| 9h05 - 9h10           | 1632      | 295   |
| 9h12 - 9h17           | 1622      | 361   |

Tabela A.24 – Capacidade corrigida devido à impedância de veículos, atravessamento em duas fases e vias partilhadas, calculada de acordo com o HCM 2010 (veic./hora).

| Intervalos de Análise | Movimento |       |
|-----------------------|-----------|-------|
|                       | 4         | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20           | 1661      | 436   |
| 8h20 - 8h25           | 1660      | 499   |
| 8h25 - 8h30           | 1666      | 481   |
| 8h35 - 8h40           | 1641      | 377   |
| 8h40 - 8h45           | 1644      | 295   |
| 8h45 - 8h50           | 1621      | 256   |
| 8h50 - 8h55           | 1633      | 342   |
| 8h55 - 9h00           | 1619      | 253   |
| 9h05 - 9h10           | 1632      | 293   |
| 9h12 - 9h17           | 1622      | 340   |

Tabela A.25 – Capacidade final do movimento, corrigida devido à impedância de veículos e vias partilhadas, calculada de acordo com o HCM 1994 (veic.pass./hora).

| Intervalos de Análise | Movimentos |       |
|-----------------------|------------|-------|
|                       | 4          | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20           | 1661       | 973   |
| 8h20 - 8h25           | 1660       | 1009  |
| 8h25 - 8h30           | 1666       | 1017  |
| 8h35 - 8h40           | 1641       | 997   |
| 8h40 - 8h45           | 1644       | 977   |
| 8h45 - 8h50           | 1621       | 997   |
| 8h50 - 8h55           | 1633       | 1008  |
| 8h55 - 9h00           | 1619       | 967   |
| 9h05 - 9h10           | 1632       | 1025  |
| 9h12 - 9h17           | 1622       | 984   |

Tabela A.26 – Capacidade final do movimento, corrigida devido à impedância de veículos, peões, vias partilhadas, atravessamento em duas fases e aproximações alargadas, calculada de acordo com os HCM 1997 e 2000 (veic./hora).

| Intervalos de Análise | Movimentos |       |
|-----------------------|------------|-------|
|                       | 4          | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20           | 1174       | 993   |
| 8h20 - 8h25           | 1210       | 1215  |
| 8h25 - 8h30           | 1247       | 1222  |
| 8h35 - 8h40           | 1071       | 963   |
| 8h40 - 8h45           | 1082       | 611   |
| 8h45 - 8h50           | 967        | 748   |
| 8h50 - 8h55           | 1028       | 917   |
| 8h55 - 9h00           | 957        | 745   |
| 9h05 - 9h10           | 1039       | 728   |
| 9h12 - 9h17           | 997        | 814   |

Tabela A.27 – Capacidade final do movimento, corrigida devido à impedância de veículos, vias partilhadas, atravessamento em duas fases e aproximações alargadas calculada de acordo com o HCM 2010 (veic./hora).

| Intervalos<br>de Análise | Movimentos |       |
|--------------------------|------------|-------|
|                          | 4          | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20              | 1174       | 436   |
| 8h20 - 8h25              | 1210       | 561   |
| 8h25 - 8h30              | 1247       | 528   |
| 8h35 - 8h40              | 1071       | 411   |
| 8h40 - 8h45              | 1082       | 304   |
| 8h45 - 8h50              | 967        | 291   |
| 8h50 - 8h55              | 1028       | 386   |
| 8h55 - 9h00              | 957        | 272   |
| 9h05- 9h10               | 1039       | 331   |
| 9h12 - 9h17              | 997        | 359   |

Tabela A.28 – Atraso médio total, calculado de acordo com o HCM 1994 (seg./veic.).

| Intervalos<br>de Análise | Movimentos |       |
|--------------------------|------------|-------|
|                          | 4          | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20              | 2          | 4     |
| 8h20 - 8h25              | 2          | 4     |
| 8h25 - 8h30              | 2          | 4     |
| 8h35 - 8h40              | 2          | 4     |
| 8h40 - 8h45              | 2          | 4     |
| 8h45 - 8h50              | 2          | 4     |
| 8h50 - 8h55              | 2          | 4     |
| 8h55 - 9h00              | 2          | 4     |
| 9h05- 9h10               | 2          | 4     |
| 9h12 - 9h17              | 2          | 4     |

Tabela A.29 – Atraso médio controlado, calculado de acordo com os HCM 1997 e 2000 (seg./veic.).

| Intervalos<br>de Análise | Movimentos |       |
|--------------------------|------------|-------|
|                          | 4          | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20              | 8          | 9     |
| 8h20 - 8h25              | 8          | 8     |
| 8h25 - 8h30              | 8          | 8     |
| 8h35 - 8h40              | 8          | 9     |
| 8h40 - 8h45              | 8          | 11    |
| 8h45 - 8h50              | 9          | 10    |
| 8h50 - 8h55              | 9          | 9     |
| 8h55 - 9h00              | 9          | 10    |
| 9h05- 9h10               | 8          | 10    |
| 9h12 - 9h17              | 9          | 9     |

Tabela A.30 – Atraso médio controlado, calculado de acordo com o HCM 2010 (seg./veic.).

| Intervalos<br>de Análise | Movimentos |       |
|--------------------------|------------|-------|
|                          | 4          | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20              | 8          | 13    |
| 8h20 - 8h25              | 8          | 12    |
| 8h25 - 8h30              | 8          | 12    |
| 8h35 - 8h40              | 8          | 14    |
| 8h40 - 8h45              | 8          | 20    |
| 8h45 - 8h50              | 9          | 18    |
| 8h50 - 8h55              | 9          | 15    |
| 8h55 - 9h00              | 9          | 18    |
| 9h05- 9h10               | 8          | 21    |
| 9h12 - 9h17              | 9          | 22    |

Tabela A.31 – Percentil 95 da fila de espera, calculado de acordo com o HCM 1994 (veic.).

| Intervalos<br>de Análise | Movimentos |       |
|--------------------------|------------|-------|
|                          | 4          | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20              | 0          | 0     |
| 8h20 - 8h25              | 0          | 0     |
| 8h25 - 8h30              | 0          | 0     |
| 8h35 - 8h40              | 0          | 0     |
| 8h40 - 8h45              | 0          | 0     |
| 8h45 - 8h50              | 0          | 0     |
| 8h50 - 8h55              | 0          | 0     |
| 8h55 - 9h00              | 0          | 0     |
| 9h05- 9h10               | 0          | 0     |
| 9h12 - 9h17              | 0          | 0     |

Tabela A.32 – Percentil 95 da fila de espera, calculado de acordo com os HCM 1997 e 2000 (veic.).

| Intervalos<br>de Análise | Movimentos |       |
|--------------------------|------------|-------|
|                          | 4          | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20              | 0          | 1     |
| 8h20 - 8h25              | 0          | 1     |
| 8h25 - 8h30              | 0          | 1     |
| 8h35 - 8h40              | 0          | 1     |
| 8h40 - 8h45              | 0          | 2     |
| 8h45 - 8h50              | 0          | 1     |
| 8h50 - 8h55              | 0          | 1     |
| 8h55 - 9h00              | 0          | 1     |
| 9h05- 9h10               | 0          | 2     |
| 9h12 - 9h17              | 0          | 2     |

Tabela A.33 – Percentil 95 da fila de espera, calculado de acordo com o HCM 2010 (veic.).

| Intervalos<br>de Análise | Movimentos |       |
|--------------------------|------------|-------|
|                          | 4          | 7 + 9 |
| 8h15 - 8h20              | 0          | 4     |
| 8h20 - 8h25              | 0          | 3     |
| 8h25 - 8h30              | 0          | 2     |
| 8h35 - 8h40              | 0          | 3     |
| 8h40 - 8h45              | 0          | 6     |
| 8h45 - 8h50              | 0          | 3     |
| 8h50 - 8h55              | 0          | 4     |
| 8h55 - 9h00              | 0          | 3     |
| 9h05 - 9h10              | 0          | 7     |
| 9h12 - 9h17              | 0          | 7     |

