



Irene Dias Ferradeira Cunha  
**Planeamento e Gestão da Infra-Estrutura  
Viária Urbana  
O Caso Da Póvoa De Varzim**

UMinho|2009



**Universidade do Minho**  
Escola de Engenharia

Irene Dias Ferradeira Cunha

**Planeamento e Gestão da Infra-Estrutura  
Viária Urbana  
O Caso Da Póvoa De Varzim**

Maio de 2009



**Universidade do Minho**

Escola de Engenharia

Irene Dias Ferradeira Cunha

**Planeamento e Gestão da Infra-Estrutura  
Viária Urbana  
O Caso Da Póvoa De Varzim**

Mestrado em Engenharia Municipal

Trabalho efectuado sob a orientação do  
**Prof. Doutor Rui António Rodrigues Ramos**

Maio de 2009



É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO PARCIAL DESTA TESE, APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE

Universidade do Minho, \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_\_\_

Assinatura: \_\_\_\_\_

## DEDICATÓRIA

*À Minha Madrinha,  
Por me ter encorajado sempre, a ir mais longe.*

---



## AGRADECIMENTOS

Quero expressar os meus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas que me acompanharam e encorajaram ao longo deste trabalho, e que de algum modo contribuíram para a sua concretização, em especial:

Ao Professor Doutor Rui Ramos, pela excelente e rigorosa orientação científica, pela dedicação, disponibilidade, e interesse permanente, pelas valiosas sugestões, pela compreensão e pelo constante incentivo e encorajamento. O meu Muito Obrigada pois sem a sua preciosa ajuda este trabalho não teria sido possível.

À Câmara Municipal da Póvoa de Varzim, nas pessoas do seu Presidente e Vice-presidente, e em especial ao Eng.º Leal, director do Departamento de Obras Municipais, pela possibilidade de efectuar este estudo, pela disponibilidade e pelo voto de confiança.

A todos os colegas de trabalho da Divisão de Estudos e Projectos, especialmente ao Arquitecto Eurico Rebelo, pela colaboração e ajuda e pelas palavras de incentivo e à Arquitecta Raquel Vilaça pela simpatia contagiante.

À Drª Suzete pela disponibilidade, pela ajuda e pela simpatia que sempre demonstrou e ainda à Arquitecta Susana pela simpatia.

Ao Professor Jorge Pais pela disponibilidade e ajuda no desenvolvimento da tarefa de dimensionamento de pavimentos rodoviários.

Aos Professores Pires da Costa, Daniel Rodrigues e Paulo Ribeiro pela colaboração em diferentes fases deste trabalho.

À Drª Paula Nunes e D. Anabela Sampaio pela simpatia e pelas palavras de incentivo.

À Ana Torres pelo desenvolvimento da base de dados georreferenciada elaborada para este projecto, e pela ajuda nas contagens de tráfego.

A todos os colaboradores das contagens de tráfego, especialmente aos amigos do meu irmão, Filipe, Ruben e Azevedo, pela disponibilidade e ajuda.

Aos meus primos por toda a ajuda disponibilizada nas contagens de tráfego, especialmente à Sandra, Filipe, Conchi, Edu e Vítor. Sem a sua ajuda esta tarefa seria ainda mais difícil.

A toda a minha família pelo incentivo, e pelo apoio demonstrado, especialmente à minha prima Cristina por toda a ajuda, pelo enorme incentivo, pela amizade.

Ao meu irmão pela colaboração e empenho nas contagens de tráfego, e pelo amor.

Aos meus pais por tudo. Por me terem ajudado e incentivado sempre, e por terem estado sempre ao meu lado em todo o meu percurso académico e profissional, vibrando com as minhas vitórias e incentivando a ir mais longe.

Ao David pelo Amor, pelo companheirismo e pela amizade, ajuda e compreensão.



## RESUMO

O elevado crescimento da população urbana e o decorrente desenvolvimento económico, social e urbanístico tem tido como consequência um aumento global das deslocações em meio urbano. Tal fenómeno origina frequentes vezes perda de qualidade de vida das populações das cidades, tornando cada vez mais premente a procura de soluções para mitigar esses problemas. Também, as estratégias de intervenção tradicionais baseadas no aumento sistemático da capacidade das infra-estruturas viárias têm originado custos elevados para a sociedade ao nível económico, social e ambiental, o que obriga os responsáveis pela gestão da mobilidade urbana à pesquisa de novas estratégias de actuação. Contudo, nomeadamente a nível municipal, a necessidade de garantir uma rede viária eficiente é crucial pois facilita a movimentação de pessoas e bens, tendo por consequência um impacto positivo directo na vitalidade da economia local.

Neste contexto, a presente dissertação pretende contribuir para o estudo e avaliação da infra-estrutura viária da cidade da Póvoa de Varzim, nomeadamente das vias pertencentes à rede primária e secundária definidas no actual Plano de Urbanização da Póvoa de Varzim. Tendo por base os pressupostos de planeamento e gestão de engenharia de tráfego, em particular os definidos pelo *Highway Capacity Manual 2000*, avalia-se o nível de desempenho de um número significativo de vias fulcrais da rede. Para as situações identificadas pela análise como de mau desempenho são apontadas directrizes que visam ajustar a oferta da rede à procura previsível do tráfego. Ainda, atendendo a que uma gestão eficaz da rede só é possível através de uma optimização da relação “qualidade/investimento”, é discutida uma solução que visa o dimensionamento de pavimentos standard a aplicar no futuro nas vias segundo a sua classe hierárquica e de acordo com o tráfego previsível.

**Palavras-Chave:** Nível de serviço de vias e intersecções; Capacidade de vias e intersecções; Previsão de tráfego; Pavimentos rodoviários; Póvoa de Varzim.



**ABSTRACT**

TITLE: Planning and Management of Urban Collector and Arterial Roads – The Case Study of Póvoa de Varzim

The emergence of fast growing in urban population and the direct consequences for the economic, social and urban development origin an traffic volume increase in urban areas. This phenomenon often causes loss of quality of life for city's population, making more urgent the research of better solutions. Also, the traditional strategies based on a systematic increase of the capacity of urban collector and arterial roads maintain high economic, social and environmental costs for society. Thus, news strategies must be implemented to manage urban mobility. Nevertheless, particularly at municipal level, an efficient road network is a crucial element to foster the mobility of people and goods, normally with a direct and positive impact on the local economy vitality.

In this context, this dissertation aims to study and evaluate the urban road infrastructure in the city of Póvoa de Varzim, mainly the primary and secondary roads identified in network of the Urban Development Plan for the City. The study and evaluation of the roads and intersections was carried out with the knowledge from planning and traffic engineering, particularly from *Highway Capacity Manual 2000*. For problematic situations are recommended some guidelines to mitigate and adjust the roads network of the city. Furthermore, the network management is only possible through the optimization of the ratio "quality/investment" so the study also propose a design of standard pavements for the roads according to the network hierarchy classification and the traffic forecast.

Keywords: Level of service of roads and intersections, Capacity of roads and intersections, Traffic forecast, Road pavements, Póvoa de Varzim.





# ÍNDICE

Dedicatória .....	I
Agradecimentos.....	III
RESUMO.....	V
Abstract .....	VII
Índice .....	IX
Índice de Figuras.....	XV
Índice de tabelas .....	XVIII
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento do Tema .....	1
1.2 Objectivos .....	3
1.3 Metodologia.....	4
1.4 Estrutura.....	4
2. Conceitos básicos de engenharia do tráfego.....	6
2.1. Correntes de tráfego .....	6
2.2. Volumes de tráfego .....	7
2.3. Diagrama espaço-tempo.....	8
2.4. Caracterização microscópica.....	8
2.4.1. Tempo entre veículos .....	9
2.4.2. Distância entre veículos .....	10
2.4.3. Velocidade individual .....	10
2.5. Caracterização macroscópica.....	10
2.5.1. Débito .....	10
2.5.2. Velocidade média .....	11
2.5.3. Concentração .....	13
2.5.4. Taxa de Ocupação .....	13
2.6. Modelos de Correntes de Tráfego .....	14
2.7. Coeficientes de Equivalência.....	17
2.8 Ciclos de intensidade do tráfego.....	18
2.8.1 Ciclo anual .....	18
2.8.2 Ciclo semanal .....	18
2.8.3 Ciclo diário .....	19
2.9 Intensidade do tráfego em hora de ponta.....	19
2.10 Nível de serviço.....	20
3. Metodologias de Engenharia do Tráfego .....	22
3.1 Hierarquização Viária.....	22
3.1.1 Caracterização funcional dos diferentes tipos de vias .....	23
3.1.1.1 Vias colectoras .....	23

3.1.1.2 Vias distribuidoras principais .....	24
3.1.1.3 Vias distribuidoras locais .....	25
3.1.1.4 Vias de acesso local .....	26
3.1.2 Soluções tipo para os diferentes tipos de via .....	27
3.1.3 Redes Viárias Urbanas .....	29
3.1.3.1 Rede estruturante .....	30
3.1.3.1.1. Características desejáveis .....	30
3.1.3.1.2. Análise e caracterização da rede existente .....	31
3.1.3.1.3. Estratégias de intervenção .....	32
3.1.3.2 Redes locais .....	35
3.1.3.2.1. Características desejáveis .....	35
3.1.3.2.2. Análise e caracterização da rede existente .....	35
3.1.3.2.3. Estratégias de intervenção .....	36
3.1.4 Metodologias de Avaliação do Desempenho de Redes Viárias .....	36
3.2 Capacidade das vias e Níveis de serviço .....	38
3.2.1 Capacidade e níveis de serviço em estradas de 2 vias .....	38
3.2.1.1 Relações entre variáveis de tráfego .....	40
3.2.1.2 Capacidade .....	42
3.2.1.3 Critérios de definição dos níveis de serviço .....	42
3.2.1.4 Análise do nível de serviço .....	43
3.2.1.5 Velocidade em regime livre .....	43
3.2.1.5.1 Medição local .....	43
3.2.1.5.2 Estimativa da velocidade em regime livre .....	44
3.2.1.6 Análise da estrada para os dois sentidos .....	45
3.2.1.6.1 Determinação da velocidade média de percurso .....	45
3.2.1.6.2 Determinação do Tempo de Percurso com Atraso .....	45
3.2.1.6.3 Determinação do débito .....	46
3.2.1.7 Análise para um sentido .....	48
3.2.1.7.1 Determinação da velocidade média de percurso .....	48
3.2.1.7.2 Determinação do Tempo de Percurso com Atraso .....	50
3.2.1.7.3 Determinação do Débito .....	51
3.2.2 Capacidade e níveis de serviço em estradas de vias múltiplas .....	58
3.2.2.1 Relações Débito – Velocidade e Concentração – Débito .....	59
3.2.2.2 Critérios para a definição dos níveis de serviço .....	60
3.2.2.3 Determinação do nível de serviço .....	60
3.2.2.4 Determinação da velocidade em regime livre .....	62
3.2.2.5 Determinação do débito .....	64
3.2.3 Capacidade e níveis de serviço em vias inseridas em meio urbano .....	67
3.2.3.1 Determinação do nível de serviço .....	67
3.2.3.2 Critérios de definição dos níveis de serviço .....	67

3.2.3.3	Relações entre variáveis de tráfego.....	68
3.2.3.4	Etapas do cálculo .....	71
3.2.3.5	Limitações da metodologia .....	72
3.2.3.6	Determinação da classe das vias urbanas .....	72
3.2.3.7	Segmentação da rua urbana.....	72
3.2.3.8	Determinação da velocidade de percurso.....	73
3.2.3.9	Determinação do tempo de percurso.....	73
3.2.3.10	Determinação do atraso .....	74
3.2.3.10.1	Atraso Uniforme.....	75
3.2.3.10.2	Incremento ao atraso .....	75
3.2.3.10.3	Incremento ao atraso com fila de espera inicial .....	75
3.2.3.10.4	Estimativa de $d_3$ .....	77
3.2.3.10.5	Períodos Múltiplos de tempo .....	78
3.2.3.11	Tipo de viagem.....	79
3.2.3.12	Factor de ajustamento da progressão .....	80
3.2.3.13	Incremento ao atraso para sinais actuados .....	81
3.2.3.14	Factor de ajustamento devido ao atraso incremental .....	82
3.3.	Tipologia e capacidade dos cruzamentos .....	82
3.3.1	Cruzamentos com prioridade à direita.....	83
3.3.2	Cruzamentos prioritários .....	83
3.3.2.1	Capacidade em Intersecções prioritárias.....	84
3.3.2.1.1	Volumes conflituantes.....	84
3.3.2.1.2	Intervalo Crítico .....	87
3.3.2.1.3	Intervalo Mínimo .....	87
3.3.2.1.4	Capacidade potencial .....	88
3.3.2.1.5	Capacidade Real .....	88
3.3.2.2	Níveis de serviço em intersecções prioritárias.....	93
3.3.2.2.1	Critérios de definição dos níveis de serviço .....	93
3.3.2.2.2	Determinação do atraso.....	95
3.3.2.2.2.1	Movimentos não Prioritários .....	95
3.3.2.2.2.2	Movimento de atravessamento e de viragem à direita, a partir da via prioritária.....	96
3.3.2.2.3	Determinação do comprimento das filas de espera .....	96
3.3.3	Cruzamentos giratórios – Rotundas.....	97
3.3.3.1	Capacidade em entradas de rotundas .....	99
3.3.3.1.1	Conceito de Capacidade .....	99
3.3.3.1.2	Método de cálculo das capacidades – Método HCM .....	99
3.3.3.1.3	Método de cálculo das capacidades – Método TRL.....	100
3.3.4	Cruzamentos com sinais luminosos .....	101
3.3.4.1	Capacidade e grau de saturação .....	101

3.3.4.2 Índice de carga das fases e do cruzamento.....	102
3.3.4.3 Grau de saturação do cruzamento.....	102
3.3.4.4 Medição do débito de saturação.....	103
3.3.4.4 Estimativa do débito de saturação.....	104
3.3.4.3 Critérios de definição dos níveis de serviço.....	105
3.3.4.4 Determinação do atraso.....	107
3.3.5 Cruzamentos desnivelados ou nós de ligação.....	107
3.3.6 Critérios de selecção das tipologias.....	107
3.4. Tráfego de procura.....	109
3.4.1 Recolha de dados de tráfego.....	110
3.4.1.1 Disponibilidade de dados existentes.....	110
3.4.1.2 Definição das variáveis a medir.....	110
3.4.1.3 Métodos, técnicas e equipamentos de recolha.....	110
3.4.1.4 Definição da amostra.....	111
3.4.1.5 Medição dos volumes de tráfego.....	113
3.4.1.6 Métodos de medição do débito, velocidade e concentração.....	114
3.4.1.6.1 Medição num local fixo ao longo do tempo.....	114
3.4.1.6.2 Medição num instante fixo ao longo do espaço.....	115
3.4.1.6.3 Método do Observador Móvel.....	116
3.4.2 Matriz de Origem/Destino em Intersecções.....	118
3.4.2.1 Formulação geral.....	118
3.4.2.2 Intersecções interligadas.....	119
3.4.2.3 Rotundas.....	120
3.5. Previsões de tráfego.....	121
3.5.1. Geração, atracção e distribuição do tráfego.....	121
3.5.1.1. Geração e atracção de viagens.....	122
3.5.1.2. Pólos Geradores de tráfego.....	125
3.5.1.2.1. Conceitos de Pólo Gerador de Tráfego.....	125
3.5.1.2.2. Impactos causados pelos Pólos Geradores de Tráfego.....	125
3.5.1.2.3. Caracterização de Pólos Geradores de Tráfego.....	127
3.5.1.2.4. Estudos de impacto dos Pólos Geradores de Tráfego.....	128
3.5.1.2.5. Análise dos estudos de Impacto.....	128
3.5.1.2.6. Exemplificação de medidas mitigadoras.....	128
3.5.1.3. Distribuição de viagens.....	129
4. Pavimentos Rodoviários.....	131
4.1. Pavimentos flexíveis.....	131
4.2. Evolução da qualidade dos Pavimentos Flexíveis.....	134
4.2.1. Patologias.....	134
4.2.2. Observação de pavimentos.....	136
4.2.3. Técnicas de conservação.....	137

4.3 Dimensionamento de pavimentos flexíveis .....	138
4.3.1 Métodos de dimensionamento .....	138
4.3.2 Caracterização das Principais Acções .....	141
4.3.2.1. Tráfego .....	141
4.3.2.2. Temperatura .....	143
4.3.3 Metodologia de cálculo para dimensionamento de pavimentos novos .....	144
5. Estudo de Caso – Infra-estrutura viária urbana da Póvoa de Varzim .....	149
5.1. Caracterização socioeconómica .....	150
5.1.1. Indicadores demográficos do concelho .....	151
5.1.1.1. População .....	151
5.1.1.2. Edifícios e Alojamentos .....	152
5.1.2. Evolução da estrutura urbana e da infra-estrutura viária .....	153
5.2. Estrutura Urbana .....	157
5.2.1. Identificação da organização espacial do território .....	157
5.2.2. Identificação e caracterização das tipologias de Usos predominantes .....	157
5.3. Estrutura Viária .....	159
5.3.1. Identificação da organização funcional actual da rede .....	159
5.3.2. Identificação da organização funcional proposto pelo PU .....	161
5.3.3. Identificação das características físicas .....	165
5.3.4. Avaliação da capacidade das vias .....	165
5.3.5. Caracterização do tráfego .....	172
5.3.5.1. Necessidades de mobilidade .....	173
5.3.5.2. Quantificação da procura existente .....	177
5.3.5.2.1. Classificação dos veículos .....	177
5.3.5.2.2. Homogeneização do tráfego .....	178
5.3.5.2.3. Postos de contagem .....	178
5.3.5.2.4. Caracterização do Tráfego .....	180
5.3.5.3. Análise dos resultados obtidos .....	183
5.3.5.3.1. Confrontação entre tráfego instalado e capacidade das vias .....	183
5.3.5.3.2. Definição dos níveis de serviço das vias .....	185
5.3.5.6. Avaliação da Capacidade de cruzamentos tipo .....	193
5.3.5.6.1. Intersecção prioritária .....	195
5.3.5.6.2. Intersecção Semafórica .....	199
5.3.5.6.3. Rotunda .....	204
5.3.5.3.3. Evolução do tráfego na última década .....	208
5.3.5.5.4. Evolução do tráfego entre o período sazonal de Inverno e Verão .....	210
5.3.6. Identificação de fragilidades na rede .....	211
5.3.6.1. Identificação das principais disfunções verificadas .....	211
5.3.6.2. Identificação das principais condicionantes à mudança física do sistema .....	215
5.4 Melhoramentos na rede .....	221

5.4.1. Propostas de melhoramento do funcionamento da rede.....	221
5.4.2 Definição tipo para os pavimentos a adoptar na rede viária urbana .....	223
5.4.2.1. Metodologia e bases para Dimensionamento .....	223
5.4.2.1.1. Solicitações actuates .....	223
5.4.2.1.2. Condições da Fundação e tipo de camadas.....	225
5.4.2.2. Soluções de Pavimentos Tipo .....	226
6. Conclusões .....	229
Referências Bibliográficas: .....	234
Anexos .....	241

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplos de correntes de tráfego .....	6
Figura 2.2 - Diagrama espaço-tempo.....	8
Figura 2.3 - Tempo e distância entre os veículos $i$ e $i+1$ .....	9
Figura 2.4 – Representação de problema.....	12
Figura 2.5 – Relação $(u-K)$ , $(q-K)$ e $(u-q)$ .....	14
Figura 2.6 – Diagrama básico de tráfego .....	16
Figura 2.7 – Curvas de derivação do volume de tráfego para diferentes vias .....	20
Figura 2.8 – Representação dos diferentes níveis de serviço .....	21
Figura 3.1 – Peso relativo das funções circulação e acesso em função da tipologia das vias .....	23
Figura 3.2 – Perfil tipo de uma via colectora.....	24
Figura 3.3 – Perfil tipo de uma via distribuidora principal .....	25
Figura 3.4 – Perfil tipo de uma via distribuidora local .....	26
Figura 3.5 – Perfil tipo de uma via de acesso local.....	26
Figura 3.6 – Tipos de soluções de protecção de espaços centrais .....	34
Figura 3.7 – Diagrama da metodologia para determinação do nível de serviço das estradas de 2 vias .....	39
Figura 3.8 – Velocidade média de percurso vs Débito nos 2 sentidos .....	40
Figura 3.9 – Tempo de percurso com atraso vs Débito nos 2 sentidos .....	40
Figura 3.10 – Velocidade média de percurso vs Débito em uma via.....	41
Figura 3.11 – Tempo de percurso com atraso vs Débito em uma via .....	41
Figura 3.12 Relação Débito – Velocidade.....	59
Figura 3.13 – Relação Concentração – Débito .....	59
Figura 3.14 – Curvas velocidade – débito e critério para definição do nível de serviço.....	61
Figura 3.15 – Diagrama da metodologia aplicada na determinação do nível de serviço das estradas de vias múltiplas .....	62
Figura 3.16 – Diagrama da metodologia aplicada na determinação do nível de serviço em ruas urbanas.....	69
Figura 3.17 – Curvas débito-velocidade para ruas urbanas da classe I.....	70
Figura 3.18 - Curvas débito-velocidade para ruas urbanas da classe II.....	70
Figura 3.19 – Curvas débito-velocidade para ruas urbanas da classe III.....	71
Figura 3.20 - Curvas débito-velocidade para ruas urbanas da classe IV .....	71
Figura 3.21 – Tipos de segmentos de vias urbanas .....	73
Figura 3.22 – Representação do caso III: Atraso da fila de espera inicial com fila de espera a dissolver-se durante $T$ .....	76
Figura 3.23 – Representação do caso IV: Atraso da fila de espera inicial com fila de espera a diminuir durante $T$ .....	76
Figura 3.24 – Representação do caso V: Atraso da fila de espera inicial com fila de espera a aumentar durante $T$ .....	76



Figura 3.27 - Correntes de tráfego existentes em cruzamentos prioritários de 3 e 4 ramos .....	85
Figura 3.28 – Capacidade da entrada com leque .....	93
Figura 3.29 – Diagrama da metodologia aplicada na determinação do nível de serviço de intersecções prioritárias .....	94
Figura 3.30 – Comprimento da fila de espera .....	97
Figura 3.31 – Representação do tráfego conflituante e tráfego da entrada.....	100
Figura 3.32 – Parâmetros geométricos – modelo TRL .....	100
Figura 3.33 – Diagrama da metodologia aplicada na determinação do nível de serviço de intersecções semafóricas .....	106
Figura 3.34 – Tipologia dos cruzamentos vs capacidade potencial.....	109
Figura 3.36 – Observações num local fixo ao longo do tempo .....	114
Figura 3.37 – Medição num instante fixo ao longo do tempo.....	115
Figura 3.38 – Matriz O/D em intersecções .....	120
Figura 3.39 – Matriz O/D em rotundas e sistema de equações respectivo .....	120
Figura 4.1 – Diagrama da metodologia aplicada no dimensionamento de Pavimentos rodoviários ..	139
Figura 5.1 – Ilustração da evolução da população nas freguesias urbanas da Póvoa de Varzim .....	151
Figura 5.2 – Ilustração da evolução dos Alojamentos na zona urbana da Póvoa de Varzim.....	152
Figura 5.3 – Ilustração da evolução dos edifícios na zona urbana da Póvoa de Varzim .....	153
Figura 5.4 – Estrutura Urbana da Póvoa de Varzim na década de 1980 .....	154
Figura 5.5 – Estrutura Urbana da Póvoa de Varzim na década de 1990 .....	155
Figura 5.6 – Estrutura Urbana da Póvoa de Varzim em 2007 .....	156
Figura 5.7 – Zonamentos da área urbana da Póvoa de Varzim .....	158
Figura 5.8 - Classificação funcional da rede viária urbana actual.....	161
Figura 5.9 - Classificação viária proposta pelo Plano de Urbanização .....	163
Figura 5.10 – Capacidade das vias urbanas UAP1 e UAP2, com 1 via por sentido .....	167
Figura 5.11 – Capacidade das vias urbanas UAP3 e UAP4, com 1 via por sentido .....	167
Figura 5.12 – Capacidade das vias urbanas UAP1, UAP2 e UAP3, com 2 vias por sentido .....	168
Figura 5.13 – Capacidades de cada via, em unidades de veículos ligeiros .....	172
Figura 5.14 – Apresentação dos principais Fluxos de entrada na área urbana.....	174
Figura 5.15 – Localização de Pólos geradores de tráfego.....	176
Figura 5.16 – Localização dos postos de contagem .....	179
Figura 5.17 - Volumes de tráfego instalado nas vias da rede viária principal.....	183
Figura 5.18 – Definição do nível de serviço - Relação entre Débito Vs Velocidade regime livre .....	188
Figura 5.19 – Localização das intersecções analisadas .....	194
Figura 5.20 – Geometria e movimentos de tráfego da intersecção prioritária .....	195
Figura 5.21 – Geometria e movimentos de tráfego da intersecção semafórica.....	200
Figura 5.22 – Geometria e movimentos de tráfego da rotunda.....	204
Figura 5.23 – Rotunda de São Brás .....	212
Figura 5.24 – Intersecção semafórica - alternativa à Rotunda de S. Brás.....	212
Figura 5.25 – Intersecção prioritária – alternativa à Rotunda de S.Brás .....	212

Figura 5.26 – Cruzamento Rua Gomes de Amorim e Rua Major Mota .....	213
Figura 5.27 – Perfil das vias com nível de serviço E .....	214
Figura 5.28 – Perfil das vias com nível de serviço F.....	215
Figura 5.29 – Linha do metro .....	216
Figura 5.30 – Condicionalismos à implantação de uma nova via, entre a rua da Caverneira e a Rua de S. Brás.....	217
Figura 5.31 – Condicionalismos à implantação de uma nova via, entre Rua D.Pedro e Via General Humberto Delgado .....	217
Figura 5.32 – Vias pedonais previstas no plano de urbanização .....	218
Figura 5.33 – Perfil de algumas vias distribuidoras locais propostas, zona norte .....	219
Figura 5.34 – Perfil de algumas vias distribuidoras locais propostas, zona sul.....	220

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores usuais para os parâmetros $k_1$ e $k_2$ .....	8
Tabela 2.2 – Exemplo de demonstração da diferença entre Volume e débito .....	11
Tabela 2.3 – Principais modelos de correntes de tráfego .....	16
Tabela 2.4 – Classes de Veículos e Coeficientes de Equivalência .....	17
Tabela 2.5 – Coeficientes de Equivalência segundo o HCM 94 .....	17
Tabela 3.1 – Características principais dos diferentes tipos de vias .....	27
Tabela 3.2 – Perfil a adoptar pelos diferentes tipos de via .....	29
Tabela 3.3 – Nível de serviço para estradas de 2 vias da classe I .....	42
Tabela 3.4 – Nível de serviço para estradas de 2 vias da classe II .....	43
Tabela 3.5 – Ajustamento ( $f_{LS}$ ) devido à largura das vias e à largura das bermas .....	44
Tabela 3.6 – Ajustamento ( $f_A$ ) devido à densidade de pontos de acesso .....	44
Tabela 3.7 – Factor de ajustamento ( $f_{np}$ ) devido ao efeito das zonas de não ultrapassagem na velocidade média de percurso .....	45
Tabela 3.8 – Factor de ajustamento devido ao efeito combinado da repartição do tráfego e da percentagem de zonas de não ultrapassagem .....	46
Tabela 3.9 – Factor de ajustamento devido ao tipo de terreno ( $f_G$ ) para determinação da velocidade média de percurso .....	47
Tabela 3.10 – Factor de ajustamento devido ao tipo de terreno ( $f_G$ ) para determinação do tempo de percurso com atraso .....	47
Tabela 3.11 – Factores de equivalência para pesados e RVs para determinação da velocidade média de percurso .....	48
Tabela 3.12 – Factores de equivalência para pesados e RVs para determinação do tempo de percurso com atraso .....	48
Tabela 3.13 – Factor de ajustamento devido às zonas de não ultrapassagem a considerar no cálculo da velocidade média de percurso ( $f_{np}$ ) .....	49
Tabela 3.14 – Valores para os coeficientes a e b utilizados na estimativa do tempo de percurso com atraso base .....	50
Tabela 3.15 – Factor de ajustamento devido às zonas de não ultrapassagem a considerar no cálculo da velocidade média de percurso ( $f_{np}$ ) .....	51
Tabela 3.16 - Factor de ajustamento devido ao declive dos traneis ( $f_G$ ) para a estimativa da velocidade média de percurso em traneis ascendentes .....	53
Tabela 3.17 - Factor de ajustamento devido ao declive dos traneis ( $f_G$ ) para a estimativa do tempo de percurso com atraso em traneis ascendentes .....	54
Tabela 3.18 - Factor de equivalência para os pesados na estimativa da velocidade média de percurso em traneis ascendentes .....	55
Tabela 3.19 - Factor de equivalência para veículos de recreio na estimativa da velocidade média de percurso em traneis ascendentes .....	56

Tabela 3.20 - Factor de equivalência para os pesados e RVs na estimativa do tempo de percurso com atraso em traneis ascendentes .....	57
Tabela 3.21 – Factor de equivalência para estimativa do efeito na velocidade média de percurso dos pesados que circulam em velocidade lenta devido a traneis descendentes .....	58
Tabela 3.22 – Critérios para definição do nível de serviço em estradas de vias múltiplas .....	60
Tabela 3.23 – Ajustamento ( $f_{LW}$ ) devido à largura das vias .....	63
Tabela 3.24 – Ajustamento ( $f_{LC}$ ) devido à desobstrução lateral.....	64
Tabela 3.25 – Ajustamento ( $f_M$ ) devido ao tipo de separador central .....	64
Tabela 3.26 – Ajustamento ( $f_A$ ) devido à densidade de pontos de acesso.....	64
Tabela 3.27 – Factores de Equivalência para pesados e RVs em troços extensos.....	65
Tabela 3.28 – Factores de Equivalência para camiões e autocarros em traneis ascendentes.....	66
Tabela 3.29 – Factores de Equivalência para RVs em traneis ascendentes .....	66
Tabela 3.30 – Factores de Equivalência para Camiões em declives .....	66
Tabela 3.31 – Níveis de serviço para vias urbanas .....	68
Tabela 3.32 – Valores genéricos de FFS para cada tipo de via .....	74
Tabela 3.33 – Tempo de percurso do segmento por quilómetro .....	74
Tabela 3.34 – Determinação das variáveis do modelo de atraso por caso .....	78
Tabela 3.35 – Relação entre o tipo de viagem e o rácio do plutão.....	80
Tabela 3.36 – Factores de ajustamento da progressão para o cálculo do atraso uniforme.....	81
Tabela 3.37 – Valor do ajustamento ao atraso incremental para o controlo actuado (k) .....	82
Tabela 3.38 – Valores de I recomendados para vias com sinalização luminosa a montante .....	82
Tabela 3.39 – Volumes de conflito .....	86
Tabela 3.40 – Intervalo Crítico e Mínimo de base .....	87
Tabela 3.41 – Factores de ajustamento devido à impedância dos veículos .....	89
Tabela 3.42 – Factores de ajustamento devido à impedância dos peões.....	90
Tabela 3.43 – Definição dos níveis de serviço.....	93
Tabela 3.44 – Aplicabilidade das rotundas em função da classificação funcional das vias intersectadas .....	98
Tabela 3.45 – Valores a considerar para os intervalos crítico e mínimo .....	100
Tabela 3.46 – Contagens efectuadas num ramo de entrada de um cruzamento semaforizado .....	103
Tabela 3.47 – Factores de ajustamento do débito de saturação .....	105
Tabela 3.48 – Definição dos níveis de serviço.....	106
Tabela 3.49 – Relação entre a hierarquia viária e tipologia dos cruzamentos .....	108
Tabela 3.50 – Conceitos de Pólo Gerador de tráfego.....	126
Tabela 3.51– Parâmetros caracterizadores de Pólos Geradores de Tráfego .....	127
Tabela 4.1 – Camadas constituintes de um pavimento flexível.....	132
Tabela 4.2 – Principais manifestações de degradação em pavimentos flexíveis.....	135
Tabela 4.3 – Classificação dos veículos motorizados segundo a EP.....	141
Tabela 4.4 – Caracterização do Tráfego segundo o MACOPAV.....	143

Tabela 4.5 – Grupos de tráfego definidos pelo valor de pesados acumulados em 20 anos segundo o MACOPAV .....	143
Tabela 4.6 – Valores horários (hora oficial em Portugal Continental) da percentagem do TMD de pesados. ....	143
Tabela 4.7 – Valores típicos de módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson .....	147
Tabela 5.1 – Evolução da população nas freguesias urbanas da Póvoa de Varzim .....	151
Tabela 5.2 - Evolução da população entre 1991 e 2001 no concelho da Póvoa de Varzim .....	152
Tabela 5.3 – Evolução dos Alojamentos nas freguesias urbanas da Póvoa de Varzim .....	152
Tabela 5.4 – Evolução dos Edifícios na área em estudo .....	153
Tabela 5.5 – Classificação funcional das vias principais da rede viária urbana actual .....	160
Tabela 5.6 – Classificação funcional da rede viária urbana Proposta .....	162
Tabela 5.7 – Classificação das vias da rede viária principal no contexto actual e proposto pelo Plano de Urbanização.....	164
Tabela 5.8 – Capacidade das vias de tráfego em função das características físicas da via.....	165
Tabela 5.9 – Capacidade das vias de tráfego em função das características físicas da via.....	166
Tabela 5.10 – Capacidade das vias colectoras (UAP1) pertencentes à rede viária principal actual..	169
Tabela 5.11 – Capacidade das vias distribuidoras principais (UAP3) da rede viária principal actual	169
Tabela 5.12 – Capacidade das vias distribuidoras locais (UAP4) da rede viária principal actual .....	170
Tabela 5.13 – Capacidade das vias de acesso local (UAP4) da rede viária, que terão funções de distribuição segundo o plano de urbanização .....	171
Tabela 5.14 – Equipamentos com características de Pólo Gerador de tráfego.....	175
Tabela 5.15 – Distribuição dos veículos por categorias.....	177
Tabela 5.16 – Volumes de tráfego instalado nas vias da rede viária principal .....	182
Tabela 5.17 – Ocupação das vias urbanas principais no pico de tráfego semanal.....	184
Tabela 5.18 – Dados para determinação do nível de serviço da Rua Almirante Reis.....	185
Tabela 5.19 – Procedimento de determinação do nível de serviço de uma rua com 2 vias.....	186
Tabela 5.20 – Dados para determinação do nível de serviço da Avenida do Mar .....	187
Tabela 5.21 – Procedimento de determinação do nível de serviço de uma rua com 4 vias–sentido N-P .....	187
Tabela 5.22 - Procedimento de determinação do nível de serviço de uma rua com 4 vias - sentido P-N .....	188
Tabela 5.23 – Procedimento para determinação do débito de saturação das vias .....	189
Tabela 5.24 – Procedimento de determinação do nível de serviço em ruas com cruzamentos semafóricos .....	190
Tabela 5.25 – Nível de serviço das estradas com 2 vias .....	191
Tabela 5.26 – Nível de serviço das estradas com 4 vias.....	191
Tabela 5.27 – Nível de serviço das estradas com 3 vias .....	191
Tabela 5.28 – Nível de ocupação e nível de serviço das vias .....	192
Tabela 5.29 – Dados da intersecção prioritária.....	195
Tabela 5.30 – Volumes de veículos e ajustamentos.....	196

Tabela 5.31 – Determinação do intervalo crítico.....	197
Tabela 5.32 – Determinação do intervalo mínimo .....	197
Tabela 5.33 – Determinação dos volumes de conflito e factores de impedância dos veículos .....	197
Tabela 5.34 – Determinação da capacidade do movimento.....	198
Tabela 5.35 – Determinação da capacidade do movimento e das vias .....	199
Tabela 5.36 – Determinação do nível de serviço das vias .....	199
Tabela 5.37 – Dados da intersecção semafórica.....	200
Tabela 5.38 – Metodologia de análise do nível de serviço na intersecção semafórica.....	201
Tabela 5.38 (continuação) – Metodologia de análise do nível de serviço no cruzamento semafórico .....	202
Tabela 5.38 (continuação) – Metodologia de análise do nível de serviço no cruzamento semafórico .....	203
Tabela 5.39 – Dados da rotunda.....	204
Tabela 5.40 – Volumes de tráfego e Factores de Ajustamento .....	205
Tabela 5.41 – Volumes de tráfego de chegada .....	205
Tabela 5.42 – Volumes de tráfego conflituante.....	205
Tabela 5.43 – Volumes de tráfego conflituante.....	206
Tabela 5.44 – Capacidade das entradas segundo a Metodologia TRL.....	206
Tabela 5.45 – Capacidade das entradas segundo a Metodologia TRL.....	207
Tabela 5.46 – Volumes de tráfego instalado nas vias, usando novos factores de homogeneização	208
Tabela 5.47 – Evolução dos volumes de tráfego instalado nas vias entre 1997 e 2007.....	209
Tabela 5.48 – Evolução do Tráfego entre o Inverno e o Verão, na hora de ponta da manhã. ....	210
Tabela 5.49 – Evolução do Tráfego entre o Inverno e o Verão, na hora de ponta do almoço. ....	210
Tabela 5.50 – Evolução do Tráfego entre o Inverno e o Verão, na hora de ponta da tarde. ....	211
Tabela 5.51 – Propostas de melhoramento do funcionamento da rede .....	222
Tabela 5.52 – Distribuição horária do tráfego pesado na rede nacional, em percentagem .....	223
Tabela 5.53 – Caracterização do tráfego segundo o MACOPAV .....	224
Tabela 5.54 – Extensões máximas admissíveis segundo o tipo de via.....	224
Tabela 5.55 – Classe de tráfego adoptada para o dimensionamento dos pavimentos rodoviários ...	225
Tabela 5.56 – Soluções tipo a aplicar nos pavimentos rodoviários, função da qualidade de solo de fundação e tipo de via .....	227



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento do Tema

A problemática da qualidade de vida em áreas urbanas assume actualmente contornos extremos devido ao crescimento exponencial da população a viver em cidades. Segundo Mendes (2004) esta questão vem a ganhar importância acrescida face à tendência para a urbanização global que se observa a nível Mundial.

Actualmente, mais de 50% da população mundial, o que equivale sensivelmente a cerca de 3,3 milhares de milhões de habitantes, vive em áreas urbanas. Segundo a ONU (2007) as taxas de crescimento urbano atingem actualmente valores nunca superados em períodos anteriores, e se as tendências se mantiverem estima-se que em 2030 a população urbana mundial será de 5 milhares de milhões de habitantes, o que corresponderá a 60% da população mundial. Neste mesmo período estima-se que na Ásia e África os valores percentuais da população urbana atingirão os 50%, na Europa os 80%, enquanto nas Américas do Norte e Sul os valores se aproximarão dos 90%.

Em Portugal, a concentração urbana da população tem uma expressão muito considerável. As estimativas mais recentes indicam que o país acompanhará a tendência mundial, e que a população urbana em Portugal atingirá previsivelmente, em 2030 mais de 70% dos habitantes (ONU, 2007). Com efeito, cerca de 80% da população portuguesa, totalizando aproximadamente 8 milhões de habitantes, está concentrada em apenas 20% da área territorial do Continente, num rectângulo junto à costa, entre Setúbal e Braga, no litoral algarvio e em menos de duas dezenas de núcleos urbanos do interior (Caetano, 1999). Por outro lado, a população concentra-se num reduzido número de municípios, em particular junto à costa atlântica.

A par do crescimento explosivo da população urbana, o desenvolvimento económico, social e urbanístico teve como consequência o aumento global das deslocações. A dispersão urbanística residencial e a descentralização das actividades fazem da mobilidade no espaço urbano uma realidade diversificada e complexa, marcada pela dependência e crescente utilização do transporte individual, por maior tempo e custo das deslocações e pelo agravamento das condições de sustentabilidade energética (Projecto Bolina, 2007).

O aumento da motorização provocou um aumento do número de deslocações por habitante e possibilitou o desvio de passageiros dos transportes públicos para o transporte individual, sendo esta realidade responsável pelo crescimento da dificuldade de deslocação de pessoas e mercadorias nos aglomerados urbanos.

A tendência para o aumento sistemático da taxa de motorização, com inerente saturação e apropriação dos núcleos urbanos pelo veículo automóvel, provocando perda de qualidade de vida dos cidadãos, tornam cada vez mais premente a procura de formas de deslocação mais eficientes. A incapacidade das estratégias de intervenção tradicionais, baseadas no aumento sistemático da capacidade da infra-estrutura, para inverterem o ciclo vicioso “congestionamento – aumento da oferta – aumento da procura – congestionamento”, com os consequentes custos para a sociedade ao nível

---



económico, social e ambiental, obriga os responsáveis pela gestão da mobilidade local à pesquisa de novas estratégias de actuação (Seco *et. al*, 1997).

Um bom sistema rodoviário, nomeadamente o de nível municipal, facilita a movimentação de pessoas e bens, tendo por consequência um grande impacto na vitalidade da economia de qualquer região, e na capacidade de aproveitamento dos seus recursos naturais e humanos (Macedo, 2001).

O envelhecimento da rede e o aumento do tráfego, em volume e agressividade (aumento do volume de veículos ligeiros e do número de veículos pesados e da sua capacidade de transporte), ultrapassa, frequentemente, os valores previstos na execução do projecto, contribuindo significativamente para o decréscimo da qualidade da rede, que por sua vez se reflecte negativamente na economia do País e consequentemente, no nível de vida dos utentes (Pereira, 2002).

Sendo a rede viária considerada como um dos suportes da actividade económica de qualquer País, o nível de qualidade do serviço prestado pelas redes de vias, vai reflectir-se de forma importante no seu desenvolvimento económico, em particular nos custos de transporte e, consequentemente, nos preços do produto final ao nível do consumidor (Minhoto,1996).

Para resolver este problema, os organismos de gestão rodoviária são obrigados a fazer grandes investimentos nas infra-estruturas viárias, condicionados muitas vezes pelas restrições económicas e técnicas a que estão sujeitos. Assim, impõe-se a esses organismos a necessidade de optimizarem a razão "qualidade/investimento" através de uma gestão eficaz da rede, de forma a manterem a qualidade dos pavimentos e o nível de serviço prestado (Minhoto,1996). Deste modo, esses organismos são obrigados a investir no controlo de projecto, construção e conservação tendo por base o conhecimento das solicitações actuates, o comportamento dos pavimentos e as previsões de tráfego (Morgado,1997).

A construção e conservação de pavimentos rodoviários são duas das actividades de maior peso económico na actividade de gestão da infra-estrutura viária dos municípios, em particular no seu orçamento (Minhoto, 1996). Como refere Pereira (1993), as infra-estruturas viárias municipais devem merecer, por parte das autarquias, uma atenção especial, no que diz respeito à sua construção e conservação, pela sua importância como componente estrutural, pelo seu peso económico em todo o processo de gestão e pelo facto de serem estas infra-estruturas o suporte físico de outras redes essenciais para a qualidade de vida das populações (transportes públicos, telecomunicações, energia eléctrica, gás, distribuição de água e saneamento básico).

O planeamento e gestão da infra-estrutura viária constitui uma actividade que, de uma forma mais ou menos simplificada, sempre se processou nos diversos organismos de gestão rodoviária, tendo vindo a verificar-se nos últimos anos o emprego de esforços no sentido de tornar mais eficazes as práticas correntes de gestão. Basicamente, a gestão rodoviária pode ser considerada como a interacção entre o conjunto de necessidades técnicas a satisfazer e as disponibilidades orçamentais do organismo. Concretamente, pode definir-se gestão rodoviária como sendo uma actividade contínua e interactiva, que tem como objectivo organizar, coordenar e controlar todas as actividades envolvidas na obtenção de um determinado nível de qualidade da rede rodoviária, com o menor custo possível para a administração e para os utentes (Minhoto,1996).

A mobilidade e a acessibilidade são fenómenos que dependem de múltiplas variáveis, fundamentalmente das redes de infra-estruturas de circulação e dos sistemas de transportes. O planeamento e gestão da evolução das condições de acessibilidade influem de forma determinante a estabilização das áreas urbanas existentes e as condições de expansão urbana. Como factor determinante da estruturação do espaço, da localização de actividades e da evolução dos valores imobiliários, a acessibilidade a cada centro e às suas funções requer uma adequada hierarquização e organização funcional da rede urbana (Lobo, 1998). Assim, a garantia de boas condições de mobilidade e acessibilidade passa pela adopção de políticas de gestão das infra-estruturas e transportes articuladas com as políticas de gestão urbana (crescimento urbano, localização e dinamização de funções centrais).

## 1.2 Objectivos

A presente dissertação pretende dar um contributo ao planeamento e gestão da infra-estrutura viária do Município da Póvoa de Varzim, nomeadamente na rede primária e secundária abrangida pelo Plano de Urbanização da Póvoa de Varzim.

Como suporte à análise da infra-estrutura viária efectua-se uma caracterização do território em estudo, recorrendo ao Plano de Urbanização, onde são analisados os diferentes Usos do Solo, a estrutura urbana e a estrutura viária, e aos dados censitários, em particular as densidades populacional e habitacional. Assim, é possível avaliar se a oferta da infra-estrutura viária cobre uniformemente a população e as actividades existentes. Com base na análise desenvolvida identificam-se as zonas onde a oferta da infra-estrutura viária é excedentária ou deficitária, sendo assim possível apontar directrizes que permitem ajustar a oferta da rede à procura da população e actividades locais.

Naturalmente que a infra-estrutura viária não poderá crescer infinitamente de forma a dar resposta à procura crescente. Nesse contexto, este trabalho pretende identificar as áreas urbanas onde a rede viária existente e prevista pelo plano de urbanização cobrem eficientemente a zona, para a procura gerada pelas actividades presentes e propostas, fomentando a aplicação de medidas de mobilidade sustentável.

As infra-estruturas rodoviárias existentes na Póvoa de Varzim padecem de um grau elevado de envelhecimento precoce, provocado pelo aumento de tráfego em volume e agressividade, ultrapassando muitas vezes o previsto em projecto. Esta situação tem provocado um decréscimo da qualidade dos pavimentos e consequentemente da rede, obrigando a autarquia a fazer investimentos avultados na manutenção das infra-estruturas existentes. Investimento condicionado por restrições económicas, impondo às entidades a necessidade de optimização na razão “qualidade/investimento”, através de uma gestão eficaz da rede. Assim, um dos objectivos deste trabalho passa também pelo dimensionamento e apresentação de um tipo de pavimento standard a aplicar nas diferentes vias, em função da classe hierárquica da mesma e do tráfego nela instalado.

Com a presente dissertação procura-se alcançar resultados que, no contexto de um território de forte dinâmica, possibilitem tomadas de decisão fundamentadas ao nível do planeamento e gestão da infra-estrutura viária municipal.

## 1.3 Metodologia

A metodologia utilizada para a concretização deste trabalho assenta em duas fases. Numa primeira fase, essencialmente teórica, desenvolve-se uma intensa pesquisa de referências sobre as várias temáticas visando a fundamentação do presente estudo. Nesta fase obtêm-se referências sobre: planeamento urbano, gestão da rede viária, correntes de tráfego, hierarquização viária, capacidade e níveis de serviço das vias e intersecções, métodos de medição e estimação das variáveis de tráfego, previsões de tráfego, constituição e dimensionamento de pavimentos rodoviários. Tal informação é determinante para fundamentar e validar as opções tomadas ao longo do caso de estudo assim como para atestar a importância do mesmo.

Numa segunda fase, essencialmente prática, desenvolve-se um estudo da rede viária urbana da Póvoa de Varzim, fundamentalmente da rede viária principal, dado que a dimensão da área em estudo não permite avaliar a rede ao nível das vias de acesso local. Para tal, inicialmente recolhe-se informação sobre a área em análise, recorrendo a estudos existentes, nomeadamente, o plano de urbanização e os estudos sectoriais que lhe deram origem, e estudos do INE sobre a Póvoa de Varzim. Tais estudos permitem analisar a estrutura socioeconómica da zona, o seu desenvolvimento em termos de estrutura urbana e viária, bem como a estrutura urbana e viária pretendida.

Com o objectivo de se avaliar as capacidades e níveis de serviço das vias pertencentes à rede viária principal, bem como analisar as zonas onde existem disfunções na rede, como congestionamento das vias e más condições de conservação dos pavimentos, procede-se ao levantamento *in loco* de informações relevantes para o estudo. Dessas informações, destaca-se a realização de contagens classificadas de tráfego, em pontos considerados estratégicos. Tal informação possibilita a identificação das principais disfunções verificadas na rede viária principal, como áreas mais congestionadas e intersecções mal dimensionadas, assim como a definição de pavimentos rodoviários apropriados para cada tipo de vias, em função das características do tráfego de circulação.

Todos os dados recolhidos são posteriormente tratados através das metodologias estudadas inicialmente, das quais se destacam as metodologias apresentadas no *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000), que apresenta um método para determinação das capacidades e dos níveis de serviço das vias e intersecções.

## 1.4 Estrutura

A estrutura do trabalho assenta em 4 grandes partes que se desenvolvem ao longo de 6 capítulos.

A parte I, que coincide com o capítulo 1, corresponde à introdução do trabalho, a qual procura dar uma visão global do estudo, apresentando de forma sucinta o enquadramento do tema, os objectivos, a metodologia e a estrutura da dissertação.

A parte II, que corresponde aos capítulos 2 a 4, sintetiza os temas teóricos nos quais se fundamenta a abordagem metodológica. O segundo capítulo apresenta alguns conceitos básicos de tráfego. O terceiro encontra-se subdividido em 5 pontos. O primeiro ponto expõe as principais características que permitem classificar hierarquicamente as vias e indica alguns princípios de organização das

redes viárias urbanas. O segundo e terceiro pontos apresentam a metodologia de análise da capacidade e nível de serviço das vias e das intersecções da rede viária, respectivamente. O quarto apresenta os métodos de medição das principais variáveis de tráfego. O último ponto deste capítulo faz uma pequena abordagem às metodologias de previsão de tráfego e apresenta o conceito de pólos geradores de tráfego. Por fim, o capítulo 4 aborda os conceitos e metodologias relativos ao dimensionamento de pavimentos rodoviários, apresentando algumas características standard a aplicar em cada tipo de via, conforme o nível hierárquico a que a mesma pertence.

A parte III, que corresponde ao capítulo 5, apresenta o estudo da infra-estrutura viária da área urbana da Póvoa de Varzim, e encontra-se estruturado em 6 pontos. O primeiro visa proporcionar um enquadramento temático, apresentar o caso de estudo e os seus objectivos específicos. O segundo apresenta a caracterização socioeconómica da zona e a sua evolução nas últimas duas décadas, assim como a evolução ocorrida neste período temporal na estrutura urbana e na infra-estrutura viária. O terceiro ponto descreve sucintamente a estrutura urbana da área em estudo, como enquadramento da rede viária em análise. O quarto apresenta a hierarquização viária proposta e a hierarquização viária segundo o plano de urbanização (PU), caracteriza e analisa a rede viária, avalia as necessidades de tráfego considerando os usos do solo existentes e os respectivos pólos geradores de tráfego. Neste ponto define-se, também, os pontos da rede que serão sujeitos a uma contagem classificada de tráfego, que permite definir as capacidades e níveis de serviço das vias. Identifica-se ainda, as principais disfunções verificadas na rede e as principais condicionantes à mudança física do sistema actual. Por último, o quinto ponto sugere propostas para melhoramento do funcionamento da rede, onde é também apresentada a metodologia de dimensionamento dos pavimentos tipo a aplicar em cada via, em função da sua hierarquia viária.

Por fim, a quarta e última parte, que corresponde ao sexto capítulo, apresenta as considerações finais do estudo de caso, bem como as conclusões gerais da dissertação. Neste capítulo expõem-se ainda algumas estratégias de intervenção na rede e são formuladas propostas para trabalhos futuros.

## 2. CONCEITOS BÁSICOS DE ENGENHARIA DO TRÁFEGO

A mobilidade de pessoas e bens é essencial para o bem-estar da sociedade, sendo um factor determinante para a qualidade de vida das pessoas e transacções económicas.

Os principais elementos a ter em conta na análise, avaliação e concepção de um sistema de transportes são o Homem, como condutor e peão, o veículo e a infra-estrutura viária. Quer os veículos quer as vias, e todos os seus equipamentos, devem ser concebidos tendo em conta as características físicas e psíquicas do Homem, já que este é o elemento fundamental nestes estudos (Roess, 2004). Por essa razão, o anexo 1 apresenta alguns dos conceitos fundamentais que serão abordados neste trabalho, e.g., o tempo de reacção e percepção; espaço vital para um peão; velocidade de circulação dos peões; classificação, dimensões e pesos dos veículos; distancias de travagem e paragem; manobrabilidade; velocidade e distancias de visibilidade.

Nos pontos seguintes apresentam-se os principais conceitos de engenharia do tráfego abordados ao longo do presente trabalho. Do primeiro ao sexto pontos apresentam-se as noções de correntes de tráfego, volumes de tráfego, tempo entre veículos, diagrama espaço-tempo, caracterização macroscópica e caracterização microscópica e modelos de correntes de tráfego. Nos pontos seguintes apresentam-se os conceitos de coeficientes de equivalência, ciclos de intensidade de tráfego, intensidade de tráfego em hora de ponta e por fim o conceito de nível de serviço.

### 2.1. Correntes de tráfego

Os estudos de tráfego compreendem frequentemente a caracterização de correntes de tráfego, (ver figura 2.1), o que permitirá conhecer o modo como os veículos se distribuem ao longo do espaço e do tempo, o que requer o recurso às probabilidades e à estatística, dado o carácter predominantemente aleatório de algumas variáveis relacionadas com o escoamento de tráfego.

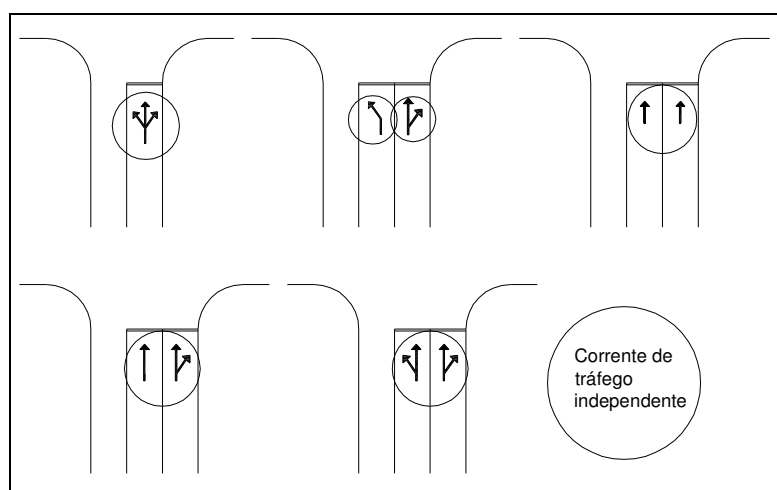


Figura 2.1 – Exemplos de correntes de tráfego

Fonte: Adaptado de TRB, (2000) e Costa, (2005).

Há essencialmente dois tipos de abordagem no estudo das correntes de tráfego. Um nível microscópico onde os veículos são considerados isoladamente, associando-se variáveis aleatórias e respectiva distribuição de probabilidade aos seus atributos. Um nível macroscópico em que se caracteriza um grupo de veículos através de parâmetros de tendência central e de dispersão (Rodrigues, 1995 e Costa, 2006).

As variáveis microscópicas mais importantes são o tempo entre veículos, a distância entre veículos e a velocidade individual. Em relação às variáveis macroscópicas pode-se destacar o débito, a concentração, a taxa de ocupação e a velocidade média. Entre estes dois conjuntos de variáveis há naturalmente uma correspondência, como se descreve nos próximos itens deste capítulo.

## 2.2. Volumes de tráfego

Um elemento de crucial importância em estudos de tráfego é o conhecimento da procura que a via vai ter. Habitualmente em fase de planeamento, esta procura é apresentada em termos de tráfego médio diário anual (TMDA), que é dado pelo volume total de tráfego que passa nos dois sentidos durante um ano, dividido pelo número de dias do ano.

Segundo Valdes (1988) em fase de projecto considera-se normalmente o volume horário de projecto (VHP) correspondente ao volume da 30ª hora de ponta (volume horário que é excedido, durante um ano, 29 vezes). Este volume representa um compromisso entre questões do tipo económico e operacional, isto é, se os volumes de projecto considerados forem mais elevados estes conduzirão a características da via mais exigentes e de custo mais elevado, enquanto que se os volumes considerados forem menores existe o risco da ocorrência frequente de congestionamento (Costa, 2006).

O volume horário de projecto pode ser estimado a partir do TMDA através da expressão 2.1.

$$VHP = TMDA \times k_1 \times k_2 \quad (2.1)$$

em que:

VHP - Volume horário de projecto (veic./h)

TMDA - Tráfego médio diário anual (veic./dia);

$k_1$  - Fração do TMDA que ocorre na hora de ponta;

$k_2$  - Fração do tráfego da hora de ponta correspondente ao sentido mais carregado.

O valor do VHP expressa-se em veículos por hora e por sentido. O valor de  $k_1$  varia geralmente entre 0,10 e 0,20, enquanto que  $k_2$  varia entre 0,50 e 0,80. O valor de  $k_1$  depende essencialmente do tipo de via, aumentando à medida que se passa de vias urbanas, para suburbanas, rurais e turísticas, atingindo nestas o valor mais elevado. Em relação aos valores de  $k_2$  estes têm em conta o desequilíbrio nos volumes de tráfego verificado nas pontas da manhã e da tarde, aumentando à medida que esse desequilíbrio se acentua. Na tabela 2.1 apresentam-se valores usuais de  $k_1$  e  $k_2$  em função do tipo de via (Costa, 2006).

Tabela 2.1 - Valores usuais para os parâmetros  $k_1$  e  $k_2$ 

Tipo de via	$k_1$	$k_2$
Rural	0,15 - 0,25	0,65 - 0,80
Suburbana	0,12 - 0,15	0,55 - 0,65
Urbana	0,07 - 0,12	0,50 - 0,60

Fonte: Adaptado de Costa, (2006).

## 2.3. Diagrama espaço-tempo

O diagrama espaço-tempo, apresentado na figura 2.2, representa o movimento dos veículos através de uma função  $x(t)$ , sendo  $x$  a distância percorrida pelo veículo desde um ponto de referência e  $t$  o tempo gasto.

A visualização das trajetórias dos veículos recorrendo a este tipo de diagrama é uma ferramenta muito útil na análise de vários problemas de tráfego, tais como a coordenação de sinais luminosos, a ultrapassagem entre veículos, a interação dos veículos em passagens estreitas, entre outros.

Como se pode verificar pela observação das curvas representadas na figura 2.2 é muito fácil ficar a conhecer certos aspectos relacionados com o movimento dos veículos tais como a sua velocidade e aceleração, tendo em conta que estas variáveis correspondem à primeira e segunda derivada da trajetória  $x(t)$ . Assim, conforme a velocidade for constante ou variável a trajetória será, respectivamente, uma recta ou uma curva, tendo neste último caso uma aceleração positiva ou negativa (desaceleração) se a curva for convexa ou côncava. Também, o valor destas grandezas (velocidade e aceleração) dependerá do declive e da curvatura. Na figura 2.2 ainda é possível mostrar que o veículo B foi ultrapassado pelo veículo A e na secção X os veículos passaram muito próximo uns dos outros durante o período de tempo  $t_1$  e  $t_2$  (Costa, 2006).

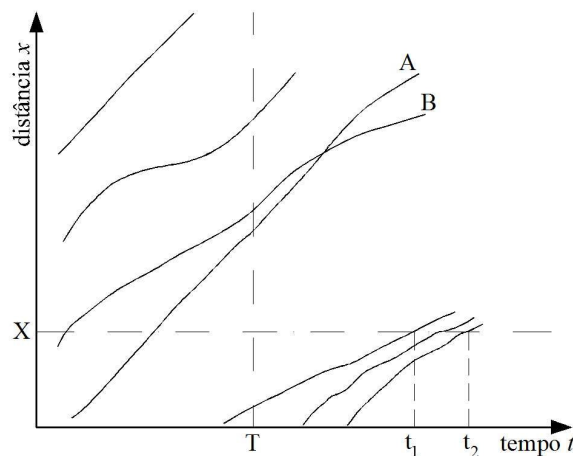


Figura 2.2 - Diagrama espaço-tempo

Fonte: Costa, (2006).

## 2.4. Caracterização microscópica

Tal como referido anteriormente as variáveis microscópicas mais importantes são o tempo entre veículos, a distância entre veículos e a velocidade individual. Cada uma destas variáveis é apresentada nos pontos seguintes.

### 2.4.1. Tempo entre veículos

Relativamente ao tempo entre veículos ( $h$ ) define-se como o intervalo de tempo, registado num local fixo, que decorre entre os instantes de passagem de pontos de referencia (pára-choques ou a roda dianteira) dos veículos sucessivos.

O tempo entre veículos reflecte a sua proximidade, sendo útil nos estudos de segurança rodoviária, na distinção entre veículos que circulam em regime livre e em regime congestionado, na regulação dos sinais luminosos, nos estudos de capacidade em cruzamentos prioritários, entre outros (Rodrigues, 1995).

A figura 2.3 representa num diagrama espaço-tempo as trajectórias de dois veículos  $i$  e  $i+1$ , e para a secção  $X$ , o tempo entre esses é  $h_{i+1}(X)$ .

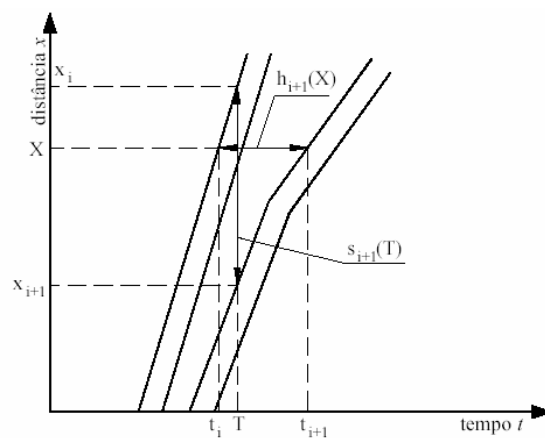


Figura 2.3 - Tempo e distância entre os veículos  $i$  e  $i+1$

Fonte: Costa, (2006).

Segundo Costa (2006) a distribuição desta variável depende de vários factores como o tipo de via, a composição da corrente de tráfego, as condições de visibilidade e o volume de tráfego. Relativamente ao volume de tráfego pode-se considerar três casos:

- Os veículos circulam praticamente independentes uns dos outros, com reduzida ou nula interacção entre eles. Os volumes de tráfego são pequenos, sendo o escoamento fluido. Neste caso o tempo entre veículos ( $h$ ) segue uma lei exponencial negativa.
- Os volumes de tráfego são intensos havendo uma forte interacção entre os veículos que passam com uma cadência praticamente regular. Nesta situação o intervalo entre veículos ( $h$ ) pode-se considerar constante, ou admitir-se a existência de ligeiras flutuações em torno do valor médio, conduzindo à adopção da lei normal.
- O caso mais frequente e mais difícil de analisar situa-se entre os dois casos limites atrás apresentados, caracterizando-se por haver uma mistura de veículos estrangulados e veículos livres. Têm sido propostas várias leis estatísticas, com a particularidade comum de poderem representar vários tipos de escoamento, em função do valor das estimativas dos respectivos parâmetros.



### 2.4.2. Distância entre veículos

A distância entre veículos ( $S$ ) é dada pelo comprimento medido, num determinado instante, entre os pontos homólogos dos veículos sucessivos. Tal como anteriormente, utilizam-se como pontos de referência os pára-choques ou rodas dianteiras, compreendendo, conforme se pode observar na figura 2.3, o espaço livre entre os veículos  $i$  e  $i+1$  e o comprimento do veículo  $i$  (Costa, 2006).

Uma vez que o tipo de informação que se obtém nesta abordagem é análoga à anterior, com a desvantagem de ser mais difícil de medir, a sua utilização em estudos de tráfego é reduzida.

### 2.4.3. Velocidade individual

A velocidade é definida como o espaço percorrido por unidade de tempo, e trata-se de uma das variáveis mais importantes associadas às correntes de tráfego pois permite definir o nível de serviço numa via, realizar estimativas como o consumo de combustível, analisar certos aspectos relacionados com a segurança rodoviária, entre outros.

A velocidade dos veículos que passam numa secção, ao longo do tempo, não é um valor constante, assim como não o seria se a medição fosse, num dado instante, para os veículos que ocupassem uma certa extensão da via (Mannering *et al.*, 2005).

Em certos estudos de tráfego é importante ter o registo contínuo da velocidade ao longo dum percurso, o que permitirá obter o perfil de velocidade, marcando num sistema de eixos a velocidade nas ordenadas e a distância percorrida nas abcissas. Distingue-se entre velocidade de percurso (ou velocidade de operação) e velocidade de marcha conforme se tem ou não em conta, respectivamente, o tempo em que o veículo está parado, isto é, no caso da velocidade de marcha é apenas considerado o tempo em que o veículo está em movimento (Costa, 2006).

## 2.5. Caracterização macroscópica

### 2.5.1. Débito

O débito corresponde à repartição dos veículos no tempo, sendo definido pelo número de veículos que passam numa secção durante um certo intervalo de tempo, representado, pela expressão 2.2.

$$q = \frac{n}{t} \quad (2.2)$$

Em que:

$q$  – débito de tráfego em veículos/hora (veíc/h)

$n$  – número de veículos que atravessam a via em análise durante o período de análise (veíc)

$t$  – duração do período de tempo (h)

Na determinação do débito o período de tempo de observação é, em geral, inferior a 1 hora. O seu valor corresponderá, portanto, ao volume de tráfego que se escoaria numa hora se fosse mantido o mesmo ritmo de passagem dos veículos. Esta diferença entre débito e volume de tráfego reside, pois,

no facto de o débito referir-se a períodos mais curtos do que a hora, embora sejam ambos expressos na mesma unidade, ou seja, veíc/h (Mannering *et al.*, 2005).

Considere-se o seguinte exemplo, apresentado na tabela 2.2, onde se dispõe de contagens realizadas em 4 períodos sucessivos de 15 minutos:

Tabela 2.2 – Exemplo de demonstração da diferença entre Volume e débito

Intervalo de tempo (hh:mm)	Volume de tráfego no intervalo (veíc)	Débito (veíc/h)
10:00 – 10:15	300	300/0,25=1200
10:15 – 10:30	400	400/0,25=1600
10:30 – 10:45	320	320/0,25=1280
10:45 – 11:00	280	280/0,25=1120
10:00 – 11:00	$\Sigma=1300$ (veíc/h)	

Fonte: Adaptado de Roess, (2004) e Costa, (2006).

Neste exemplo, durante o período de observação, o volume é igual a 1300 veíc/h, enquanto o débito varia entre 1120 veíc/h e 1600 veíc/h.

Em estudos de capacidade e níveis de serviço recomenda-se a utilização do débito referente ao período de ponta de 15 minutos, que poderá ser obtido através do Factor de Ponta Horária (*FPH*), dado pelo quociente entre o volume horário e o débito de ponta de 15 minutos, e expresso na expressão 2.3.

$$FPH = \frac{V_{60}}{4 \times V_{15}} \quad (2.3)$$

Em que:

FPH – Factor de ponta horária

$V_{60}$  – Volume horário (veíc/h)

$V_{15}$  – volume de ponta de 15 minutos (veíc)

Relativamente ao exemplo anterior, o factor de ponta horária é dado por:

$$FPH = \frac{1300}{4 \times 400} = 0,812$$

Segundo Roess (2004) teoricamente o valor máximo possível para PHF é 1,0 e ocorre quando o volume no intervalo de contagem é constante, e o valor mínimo é de 0,25 que corresponde à situação da totalidade do volume de uma hora ocorrer num único intervalo de 15 minutos. Na prática o valor de PHF varia entre 0,70 para zonas rurais e 0,98 para áreas urbanas.

### 2.5.2. Velocidade média

Existem dois conceitos distintos de velocidade média das correntes de tráfego, habitualmente designados por velocidade média no espaço e velocidade média no tempo (Rodrigues, 1995, e Mannering *et al.*, 2005).

A velocidade média no espaço ( $u_s$ ) corresponde, num dado instante, à média ponderada pelas concentrações ( $K_i$ ) das velocidades dos veículos observadas num dado segmento da via e é representada pela expressão 2.4.

$$u_s = \frac{\sum K_i \times u_i}{\sum K_i} \quad (2.4)$$

A velocidade média no tempo ( $u_t$ ) é representada pela média das velocidades dos veículos que passam numa secção durante um certo intervalo de tempo, isto é, trata-se da média ponderada dos débitos ( $q_i$ ) e é representada pela expressão 2.5.

$$u_t = \frac{\sum q_i \times u_i}{\sum q_i} \quad (2.5)$$

A diferença entre estes dois conceitos será melhor compreendida com a ajuda do seguinte exemplo, representado na figura 2.4: imagine-se um segmento de estrada com 2 vias circulando na via 1 veículos a uma velocidade de 20m/s espaçados de 40m e na via 2 a velocidade é de 10m/s e os veículos estão espaçados de 20m.

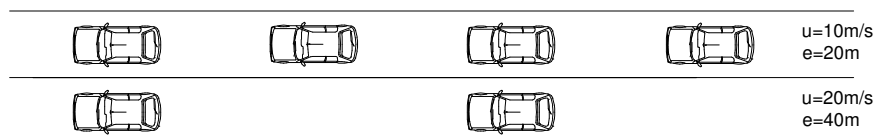


Figura 2.4 – Representação de problema

Fonte: Adaptado de Roess, (2004), e Costa, (2006).

Um observador colocado em qualquer secção deste segmento vê, quer na via 1, quer na via 2 os veículos a passarem com intervalos de 2 segundos, o que se traduz em débitos iguais nas 2 vias. Sendo a velocidade média no tempo dada pela média aritmética das velocidades dos veículos que passam numa secção e, tendo em conta que há um igual número de veículos com velocidades de 10m/s e 20m/s, resulta:

$$u_t = \frac{10 + 20}{2} = 15m/s$$

Para a velocidade média no espaço há que atender ao facto de na segunda via existir o dobro dos veículos em relação à primeira, qualquer que seja o instante considerado, assim obtém-se:

$$u_s = \frac{2 \times 10 + 1 \times 20}{3} = 13,3m/s$$

A velocidade média no espaço é mais sensível à presença de veículos lentos na corrente de tráfego, reflectindo o tempo que os veículos ocupam um determinado segmento de estrada. Tratando-se por isso, da definição de velocidade mais usada nos estudos de tráfego (Mannering *et al.*, 2005, e Costa, 2006).

### 2.5.3. Concentração

A repartição dos veículos no espaço designa-se por concentração, e é calculada pela expressão 2.6. Esta reflecte a liberdade de manobra dos condutores e mede-se pelo número de veículos  $n(x_1, x_2, t)$  por unidade de comprimento  $(x_2 - x_1)$ .

$$K(x_1, x_2, t) = \frac{n(x_1, x_2, t)}{x_2 - x_1} \quad (2.6)$$

Em geral a concentração exprime-se em veíc/km (Mannering *et al.*, 2005, e Costa 2006). Poderá também designar-se por densidade, quando expressa em percentagem do comprimento total da estrada ocupada pelos veículos, calculada através do quociente entre a soma dos comprimentos dos veículos e o comprimento do troço da via em análise. Esta variável está, actualmente, a ser cada vez mais utilizada nos estudos de tráfego, com recurso a uma estimativa obtida a partir da taxa de ocupação explicada no ponto seguinte.

### 2.5.4. Taxa de Ocupação

Na gestão e controlo de tráfego utilizam, cada vez em maior número, espiras electromagnéticas enterradas no pavimento que permitem medir o tempo em que uma determinada zona de detecção se encontra ocupada pela presença de veículos (Roess, 2004). A taxa de ocupação, dada pela expressão 2.7, corresponde à percentagem de tempo em que o sensor se encontra activado pela passagem dos sucessivos veículos, em que  $t_i$  é o tempo que as espiras se encontram activadas e  $T$  o período de análise.

$$\phi = \frac{\sum t_i}{T} \times 100 \quad (2.7)$$

Durante o tempo em que o sensor se encontra ocupado o veículo percorre uma distância igual à soma do seu comprimento com o comprimento da zona de detecção. Assim, considerando que o veículo  $i$  se desloca à velocidade  $u_i$ , obtém-se a expressão 2.8:

$$u_i = \frac{l_v + l_d}{t_i} \quad (2.8)$$

Em que:

$t_i$  - tempo de presença do veículo  $i$

$l_v$  - comprimento do veículo  $i$

$l_d$  - comprimento da zona de detecção

Considerando a definição de concentração, e as expressões atrás descritas, obtém-se a expressão 2.9:

$$K = \frac{\phi}{l_v + l_d} \times 10 \quad (2.9)$$

De notar que para  $l_v$  se poderá usar uma média ponderada dos comprimentos dos veículos que integram a corrente de tráfego (Rodrigues, 1995, e Costa, 2006) .

## 2.6. Modelos de Correntes de Tráfego

A figura 2.5 apresenta esquematicamente as diferentes relações entre pares de variáveis, da relação fundamental das correntes de tráfego, expressa na expressão 2.10:

$$q = K \times u_s \quad (2.10)$$

Em que:

$q$  – débito de tráfego em veíc/h

$K$  – Concentração em veíc/km

$u_s$  – velocidade em km/h

Essas relações são redundantes, bastando conhecer apenas uma delas para que, com a ajuda da relação fundamental, se chegue facilmente às outras duas.

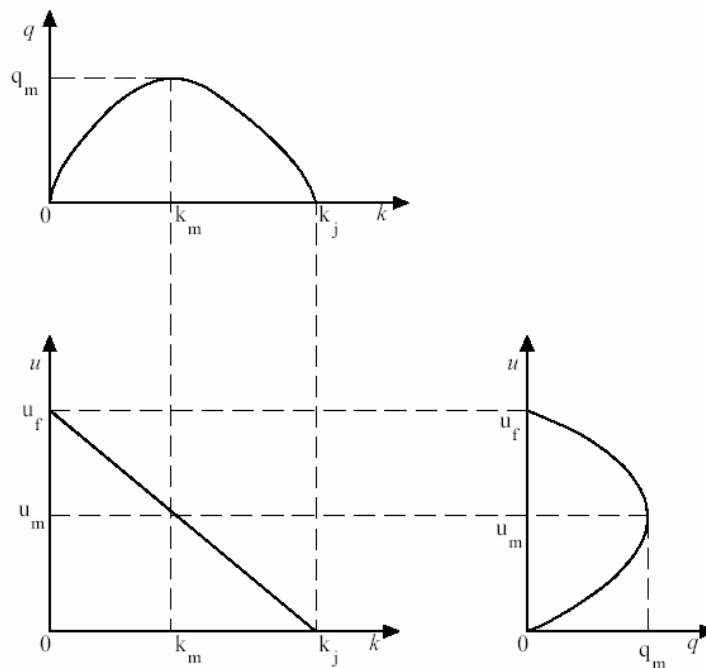


Figura 2.5 – Relação (u-K), (q-K) e (u-q)

Fonte: Adaptado de TRB, (2000), e Mannering et al., (2005)

As características principais destas relações são as seguintes:

a) Relação velocidade – concentração ( $u-k$ )

A relação entre a velocidade e a concentração numa corrente de tráfego segue uma forma linear, diminuindo aquela à medida que esta aumenta, isto é, as interacções entre os veículos tornam-se cada vez mais importantes quando a concentração aumenta. A velocidade máxima, designada por velocidade em regime livre  $U_f$  atinge-se quando a concentração é praticamente nula. No diagrama este ponto corresponde à zona onde a recta intersecta o eixo das ordenadas. Quanto à concentração máxima  $k_j$ , apresentada no outro extremo do segmento, é obtida no regime de congestionamento com todos os veículos parados (Mannering *et al.*, 2005, e Costa 2006).

b) Relação velocidade - débito ( $u-q$ )

O valor máximo do débito  $q_m$  representa a capacidade à qual está associada a velocidade crítica  $U_m$ , estabelecendo a transição entre os 2 regimes de escoamento do tráfego, o regime estável e o regime instável. Assim, a relação da velocidade com o débito é representada por uma curva onde a parte superior corresponde ao escoamento estável e a parte inferior ao instável. A velocidade máxima  $U_f$  atinge-se quando o débito é próximo de zero e a concentração é baixa, pois também pode acontecer que a velocidade seja nula em situações de completo congestionamento. Como se pode observar no diagrama, a cada valor de  $q$  vão corresponder 2 velocidades diferentes, uma em regime estável e outra em regime instável, o que permite concluir que esta variável, quando utilizada isoladamente, não é adequada para caracterizar as correntes de tráfego (Mannering *et al.*, 2005, e Costa 2006).

c) Relação débito - concentração ( $q-k$ )

A curva correspondente a esta relação é designada por diagrama básico de tráfego, sendo de grande utilidade em questões relacionadas com o controlo de tráfego. A primeira parte desta curva corresponde ao regime estável, em que o débito aumenta com a concentração até que se atinja o valor máximo, ao qual lhe vai corresponder a concentração crítica  $k_m$ . Para valores da concentração superiores a  $k_m$  o débito vai diminuindo com o aumento da concentração até se anular, o que acontece quando  $k=k_j$ . Tal como mencionado, existem 2 valores do débito para condições totalmente distintas, o que reflecte mais uma vez não ser o débito um bom indicador da qualidade do escoamento (Mannering *et al.*, 2005, e Costa 2006).

A velocidade é obtida através do declive dos raios vectores associados a cada ponto da curva ( $q-k$ ) que identifica o regime de escoamento (Figura 2.6).

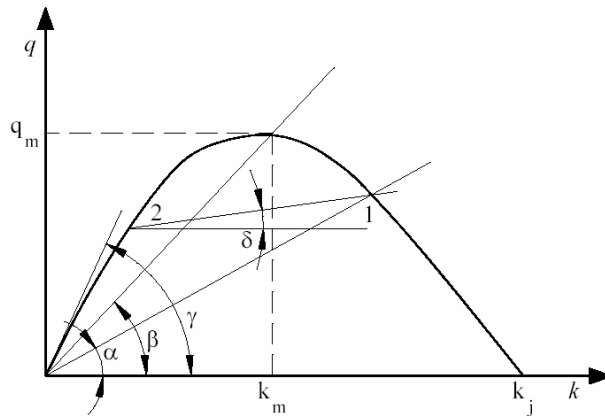


Figura 2.6 – Diagrama básico de tráfego

Fonte: Costa, (2006)

A velocidade em regime livre  $U_f$  é dada pelo declive, da tangente à curva na origem dos eixos, que é representada na expressão  $tg\alpha = u_f$ .

A velocidade crítica  $U_m$  é igual ao declive do raio vector que passa pelo ponto de coordenadas  $(q_m, k_m)$ , e é dada pela expressão  $tg\beta = u_m$ .

Têm sido propostos vários modelos de correntes de tráfego relacionando as variáveis  $q$ ,  $k$  e  $U$ . Na tabela 2.3 apresentam-se os modelos principais e as suas características, cobrindo uma gama completa de condições de circulação.

Tabela 2.3 – Principais modelos de correntes de tráfego

Modelo	Relação U-K	Parâmetros	Valores Críticos	Exemplo	Propriedades
Greenshields	$U = U_f - \left(\frac{U_f}{K_j}\right)K$	$U_f$ $K_j$	$U_m = \frac{U_f}{2}$ $K_m = \frac{K_j}{2}$ $q_m = \frac{U_f K_j}{4}$	$U = 100 - 0,25K$	Relação linear $U_f$ – fácil de obter $K_j$ – difícil de medir
Greenberg	$U = U_m \ln\left(\frac{K_j}{K}\right)$	$U_m$ $K_j$	$K_m = \frac{K_j}{e}$ $q_m = \frac{U_m \cdot K_j}{e}$	$U = 25 \ln\left(\frac{100}{k}\right)$	Regime Congestionado $U_m$ difícil de medir $K_j$ difícil de medir $U_f = \infty$
Underwood	$U = U_f e^{-\frac{K}{K_m}}$	$U_f$ $K_m$	$U_m = \frac{U_f}{e}$ $q_m = \frac{U_f \cdot K_m}{e}$	$U = 100 \cdot e^{-\frac{K}{25}}$	Regime livre $U_f$ – fácil de obter $K_m$ – difícil de medir $K_j = \infty$ ; $U \neq 0$

Fonte: Costa, (2006)

## 2.7. Coeficientes de Equivalência

As correntes de tráfego são normalmente heterogéneas compreendendo veículos de características diversas. Tal poderá significar que o mesmo valor de volume de tráfego pode vir a corresponder a correntes de tráfego com comportamentos distintos. Facilmente se percebe que, nomeadamente a proporção de tráfego pesado numa corrente não prioritária, exerce uma considerável influencia ao nível da sua capacidade.

Surge assim a necessidade de definir uma única unidade de medida do volume de tráfego ou débito que será obtida a partir do conceito de coeficiente de equivalência (ou de homogeneização), o que permite transformar o volume real num outro equivalente constituído apenas por veículos ligeiros.

O coeficiente de equivalência representa o número de veículos ligeiros que, nas mesmas condições, produz o mesmo efeito que um veículo duma certa classe.

Segundo estudos desenvolvidos em França (CETUR, 1988, *apud* Costa, 2006), baseados em observações locais, um veículo pesado em zona urbana equivale a cerca de 2 veículos ligeiros, podendo este factor ser ligeiramente aumentado no caso de pequenas intersecções ou da presença significativa de veículos pesados.

Segundo estudos desenvolvidos por Pereira (1991), as classes de veículos e os coeficientes de equivalência nas condições portuguesas são expressos na tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Classes de Veículos e Coeficientes de Equivalência

Classes de veículos	Descrição	Coeficientes de equivalência
2 rodas	Veículos de 2 rodas (motos, bicicletas, scooters)	0,50*
Carro	Veículos ligeiros – carros, caracterizados por dois eixos e quatro rodas	1,00
Veículos comerciais ligeiros	Veículos ligeiros de mercadorias, caracterizados por dois eixos e quatro rodas	1,22
Veículos comerciais médios	Veículos médios de mercadorias, caracterizados por dois eixos e mais de quatro rodas	1,64
Veículos comerciais pesados	Veículos pesados de mercadorias, caracterizados por mais de dois eixos	2,58
Autocarros	Veículos pesados de passageiros	2,22

(\*) Na contabilização do tráfego conflituante deve sempre considerar-se um coeficiente de equivalência de 1.00.

Fonte: Pereira, (1991)

De acordo com o *Highway Capacity Manual* (TRB, 1994) os coeficientes de equivalência para os cruzamentos, apresentados na tabela 2.5, são função das inclinações das vias na aproximação da intersecção, permitindo assim avaliar as dificuldades no arranque por parte dos veículos pesados.

Tabela 2.5 – Coeficientes de Equivalência segundo o HCM 94

Classe do veículo	Inclinação				
	-4%	-2%	0%	2%	4%
2 rodas	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Ligeiros	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4
Pesados	1,0	1,2	1,5	2,0	3,0
BUS e pesados combinados	1,2	1,5	2,0	3,0	6,0
Classificação não discriminada	0,9	1,0	1,1	1,4	1,7

Fonte: TRB, (1994).



No presente estudo adoptaram-se os coeficientes de equivalência propostos por Brilon (1992, *apud* Costa, 2006) que classifica os veículos em quatro classes distintas: ligeiros (1,0), ligeiros comerciais (1,5), comerciais pesados (2,0) e motociclos (0,5). Deve-se, no entanto, contabilizar para o tráfego conflituante um coeficiente de equivalência de 1,0, para os motociclos.

## 2.8 Ciclos de intensidade do tráfego

### 2.8.1 Ciclo anual

Segundo Valdes (1988) geralmente a variação da intensidade de tráfego num troço de via, de um determinado dia do ano, segue leis relativamente constantes ao longo dos anos. No entanto, tal não acontece se ocorrerem modificações substanciais nas características físicas e funcionais da via ou nos usos do solo próximo da mesma.

Dos factores que contribuem para a variação do tráfego, destacam-se:

- O carácter turístico do tráfego.
- As baixas intensidades de tráfego que fazem com que as intensidades diárias sejam mais sensíveis a situações extraordinárias, o que acontece mais facilmente em vias com tráfego médio diário anual (TMDA) inferior a 500 veículos.
- A proximidade de um grande aglomerado populacional, que é mais sensível a viagens de curta distancia.

Por outro lado contribui para a distribuição uniforme do tráfego ao longo do ano os seguintes factores:

- Zona com carácter industrial.
- Maior proporção de tráfego pesado.
- Zonas próximas do centro da cidade, onde normalmente o tráfego de um qualquer dia laboral não difere mais de 10% do TMDA.

As maiores variações mensais do tráfego ocorrem quando o tráfego é predominantemente turístico, em que os valores máximos chegam a atingir o dobro ou o triplo do TMDA. As distribuições mais uniformes correspondem a vias com carácter industrial, urbano ou com tráfego de longo curso, onde as diferenças da intensidade média no mês de maior tráfego e o TMDA são inferiores a 20% (Valdes, 1988).

### 2.8.2 Ciclo semanal

Normalmente o tráfego em dias laborais, de segunda a sexta-feira, é diferente do tráfego de fins-de-semana, sendo as diferenças mais ou menos importantes de acordo com o tipo e função de cada via. A variação semanal revela-se normalmente tanto em vias urbanas como em vias interurbanas. Nas primeiras o domingo pode ser o dia de menor tráfego e o sábado, especialmente no Inverno, o de tráfego mais intenso. Nas interurbanas a influencia relativa do tráfego de sábados e domingos varia ao longo do ano, sendo frequente que em época de bom tempo o domingo represente um pico de tráfego. É de salientar também que, os números de intensidades de tráfego em dias festivos são menos consistentes que os correspondentes a dias laborais (Valdes, 1988).

Tal como no ciclo anual, existem factores que normalmente contribuem para maiores variações dentro do ciclo semanal, como é o caso das condições atmosféricas favoráveis, e a proximidade a uma grande cidade, que denuncia a influência das viagens de lazer ao fim-de-semana.

### **2.8.3 Ciclo diário**

O ciclo diário é talvez o mais interessante do ponto de vista técnico. Os valores da intensidade horária de tráfego variam consideravelmente ao longo do dia.

Se o tráfego fosse uniforme, a intensidade de cada hora representaria 4,17% do total do dia. No entanto é normal que 80 a 90% do tráfego se produza nas 16 horas compreendidas entre as 6 da manhã e as 10 da noite.

Quando as intensidades horárias são elevadas, interessa também conhecer a distribuição da intensidade dentro do período de uma hora, apesar das variações em períodos muito curtos serem consideravelmente instáveis devido à variabilidade do tráfego. Por vezes, em estudos de capacidade nos ramais de auto-estradas urbanas ou em certas intersecções interessa analisar períodos ainda mais curtos, da ordem dos 5 ou 6 minutos. No entanto, constata-se que a variação das intensidades do tráfego em períodos curtos normalmente diminuem com o aumento do tamanho da cidade (Valdes, 1988).

## **2.9 Intensidade do tráfego em hora de ponta**

Segundo Valdes (1988) o correcto funcionamento de uma estrada não se avalia em função da sua capacidade para intensidades médias de tráfego, mas para intensidades em horas de ponta, devendo avaliar-se qual é o tráfego de hora de ponta a considerar em cada caso.

Quando se conhece a intensidade de tráfego, hora a hora ao longo de um ano, é possível ordenar os valores de forma decrescente, obtendo-se gráficos típicos de distribuição. Uma decisão importante é definir se é aceitável considerar como tráfego horário de projecto a hora de maior tráfego no ano ou a que ocupa o lugar de 10º, 30º, 50º ou 100º, na ordem de maior para menor intensidade, respectivamente.

Este problema pode ser estudado em cada caso considerando os benefícios e os custos que derivam da existência de certo congestionamento durante algumas horas do ano.

A prática americana, seguida muitas vezes na Europa, recomenda considerar como tráfego de projecto o correspondente à 30ª hora, ainda que este não seja um critério rígido (Valdes, 1988).

A figura 2.7 representa o volume da 30ª hora para diferentes tipos de via, onde é possível observar que o volume da 30ª hora de ponta corresponde aos pontos da curva em que há uma mudança acentuada no valor da derivada.

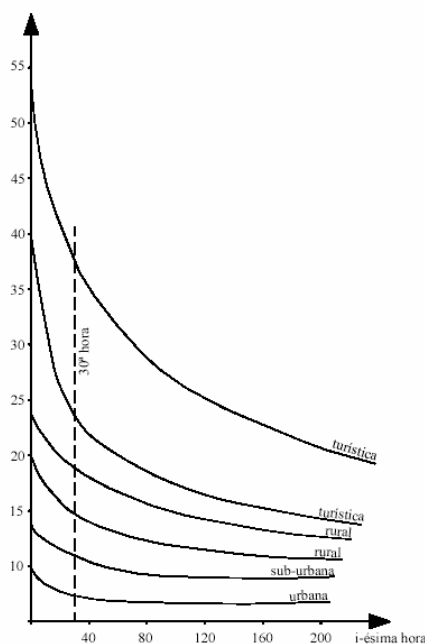


Figura 2.7 – Curvas de derivação do volume de tráfego para diferentes vias

Fonte: Valdes, (1988), e Costa, (2006).

Para infra-estruturas situadas em zonas rurais, a trigésima hora de ponta pode ser significativamente inferior à hora de ponta máxima do ano, pois os picos críticos podem ocorrer com pouca frequência. Em muitos casos não se considera economicamente viável fazer grandes investimentos proporcionando capacidades que serão apenas usadas em 29 horas no ano. Nos casos de infra-estruturas situadas em zonas urbanas, onde o tráfego atinge frequentemente os níveis de capacidade durante os picos diários, a 30ª hora de ponta não é substancialmente diferente da maior hora de ponta do ano (Roess, 2004). Assim, em zonas urbanas o conceito da 30ª hora tem menos interesse, visto que, a curva de distribuição é mais uniforme. É prática corrente considerar como tráfego horário de projecto o correspondente à hora de maior tráfego de um dia laboral típico, que segundo Valdes (1988) não difere mais de 10% da 30ª hora de ponta.

## 2.10 Nível de serviço

O conceito de nível de serviço está relacionado com medidas qualitativas que caracterizam as condições operacionais dentro de uma corrente de tráfego e sua percepção pelos motoristas e passageiros. Essa medida qualitativa está relacionada com factores como a velocidade e tempo de viagem, a liberdade de manobra, as interrupções no tráfego, o conforto e a conveniência (Gasparini, 2002).

O *Highway Capacity Manual* estabelece 6 níveis de serviço para qualquer tipo de infra-estrutura, e.g., auto-estradas, estradas rurais, cruzamentos e vias pedonais e compreende todas as situações de tráfego que se possam produzir. Os seis níveis são identificados pelas letras de A a F, onde o nível de serviço A corresponde ao escoamento em regime livre, com condições de circulação muito boas, e o nível de serviço F representa um regime de saturação, com frequentes situações de

congestionamento. Todos os níveis de serviço atrás referidos são representados através das fotografias apresentadas na figura 2.8.



Figura 2.8 – Representação dos diferentes níveis de serviço

O nível de serviço A corresponde à situação de tráfego fluido, com baixa intensidade de tráfego e altas velocidades, apenas limitadas pelas condições físicas da via.

O nível de serviço B corresponde a uma circulação estável, em que os condutores podem manter velocidades de serviço razoáveis, não ocorrem mudanças bruscas de velocidade, apesar de surgir uma certa interação com os restantes veículos.

O nível de serviço C representa também uma circulação estável, mas com uma velocidade e liberdade de manobra consideravelmente condicionadas pelo restante tráfego. As ultrapassagens e mudanças de via são mais difíceis, apesar das condições gerais de circulação serem bastante razoáveis.

O nível de serviço D corresponde a situações que se aproximam da instabilidade. Pequenos aumentos de intensidade de tráfego provocam mudanças bruscas na velocidade e a liberdade de manobra dos condutores, está muito condicionada pelo restante tráfego. Apesar disso, esta situação é aceitável por curtos períodos de tempo.

O nível de serviço E supõe que a intensidade do tráfego está muito próxima da capacidade da via. As velocidades são baixas e as paragens frequentes. Trata-se de um nível com condições de circulação instáveis.

Por último, o nível de serviço F corresponde a uma situação de saturação, com velocidades baixas e paragens frequentes, que por vezes são prolongadas. O extremo deste nível corresponde ao completo congestionamento da via (Valdes, 1988, e Mannering *et al.*, 2005).

### 3. METODOLOGIAS DE ENGENHARIA DO TRÁFEGO

#### 3.1 Hierarquização Viária

Segundo Seco *et al.* (2006) os sistemas de transportes, particularmente os que servem os espaços urbanos, são cada vez mais complexos e constituídos por múltiplos modos, simples ou combinados, como sejam os modos ferroviários, rodoviários individuais, colectivos, pedonais, cicláveis, entre outros com aplicação mais restrita e especializada. Todos estes modos têm como funções principais o serviço das necessidades de mobilidade da população e das suas mercadorias e a acessibilidade aos diferentes espaços territoriais, assim como assegurar as funções sociais próprias da normal vivência urbana.

Tal permite rapidamente concluir a existência de dois tipos de funções rodoviárias motorizadas, com níveis de compatibilidade muito diferentes face às restantes funções rodoviárias não motorizadas e às funções não rodoviárias dos arruamentos.

Uma dessas funções é a de circulação, que está associada ao período intermédio das viagens motorizadas, que decorre desde as proximidades do ponto de partida até às proximidades do ponto de chegada, onde o nível de serviço oferecido depende da garantia de boas condições de fluidez, rapidez e segurança de deslocação através de eixos viários com adequados níveis de capacidade.

A segunda função é a de acesso aos espaços urbanos contíguos ou aos espaços de estacionamento na via por parte de veículos motorizados, que ocorre quer no início, quer no final das viagens, e onde a qualidade de serviço é avaliada, pelas condições oferecidas para a circulação segura em marcha reduzida e para a execução das manobras de acesso aos espaços adjacentes ou aos lugares de estacionamento.

Relativamente às restantes funções, pode referir-se que estão ligadas às deslocações em modos não motorizados designadamente o modo pedonal, ciclável e as restantes funções de vivência urbana, que necessitam de um ambiente mais seguro e agradável e onde predomine níveis reduzidos de fluxo e baixas velocidades do tráfego motorizado.

Facilmente se conclui que um desenho eficiente da rede rodoviária deve ser baseado em dois grandes conjuntos de vias: as vias estruturantes e as vias locais. Pelo facto do processo de definição de uma hierarquização viária se processar, geralmente, em relação a redes urbanas já existentes e que servem espaços perfeitamente consolidados não é possível muitas vezes separar completamente tais funções, assim, foi adoptado um número mais alargado de tipologias de vias, cada uma delas adequada para determinadas proporções das funções circulação e acesso.

Adoptou-se, então, um conjunto de quatro tipologias, representadas na figura 3.1, duas ligadas à função de circulação (colectoras e distribuidoras principais) e duas ligadas à função de acesso (distribuidoras locais e acesso local). No que diz respeito às colectoras, predomina a função de circulação e a função de acesso é residual, as distribuidoras principais e locais apresentam uma funcionalidade mista, com predominância da função de circulação na primeira e da função de acesso na segunda. Relativamente às vias de acesso local, predomina a função de acesso directo aos espaços circundantes (Seco, *et al.* 2006).

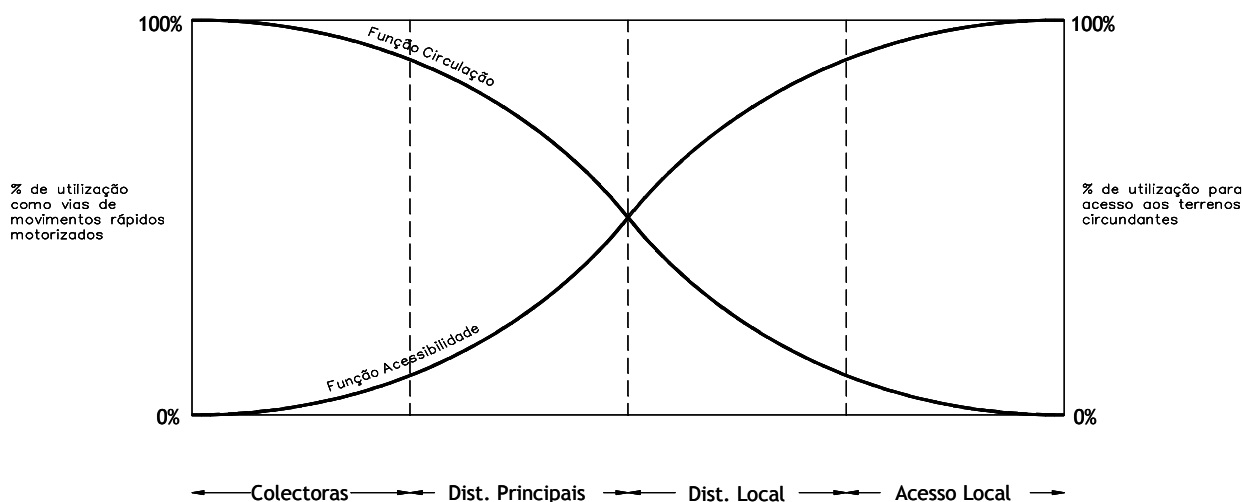


Figura 3.1 – Peso relativo das funções circulação e acesso em função da tipologia das vias

Fonte: Seco *et al.* (2006).

### 3.1.1 Caracterização funcional dos diferentes tipos de vias

#### 3.1.1.1 Vias colectoras

As vias colectoras possuem essencialmente uma função de circulação, estando a sua função de acesso bastante reduzida. Servir deslocações médias e longas é o seu principal objectivo, estando também englobadas nesta classe as vias sujeitas a tráfego de atravessamento das áreas urbanas, como algumas estradas nacionais ou regionais que atravessam núcleos urbanos (Seco *et al.* 2006).

Estas vias devem ser dimensionadas de forma a garantir as seguintes características:

- Soluções geométricas que evitem problemas de congestionamento;
- Circulação a velocidades significativas, tendencialmente superiores a 80 km/hora;
- Elevados níveis de fluidez, rapidez e segurança;
- Volumes de tráfego superiores a 15000 veículos/dia;
- Deverão circular exclusivamente veículos motorizados;
- Número limitado de cruzamentos, e quando existam serem desnivelados;
- Preferencialmente, apenas devem possuir ligação directa com vias estruturantes;
- Deve ser expressamente proibido o acesso directo, nas vias mais importantes, a terrenos adjacentes;
- Nas vias menos importantes pode-se admitir o acesso na mão a espaços comerciais ou a serviços geradores de importantes volumes de tráfego;
- Nas vias mais importantes não deverão existir trajectos pedonais imediatamente adjacentes à via;
- Os atravessamentos das vias mais importantes devem ser desnivelados;
- Os atravessamentos das vias menos importantes devem ser em número reduzido e regulados por sinalização luminosa;

- Proibido o estacionamento ao longo de toda a via, sendo em caso pontuais, admissível o estacionamento longitudinal;
- As vias devem formar uma rede contínua que permita uma ligação natural entre todos os pontos servidos.

A figura 3.2 representa esquematicamente e em imagem, o perfil tipo de vias colectoras.

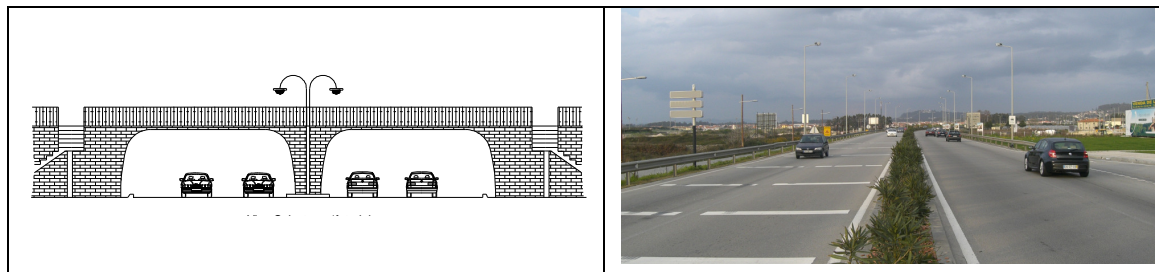


Figura 3.2 – Perfil tipo de uma via colectora

Fonte: Esquema apresentado em Seco *et al.* (2006) e fotografia de uma via da Póvoa de Varzim.

### 3.1.1.2 Vias distribuidoras principais

As vias distribuidoras principais têm como função principal fazer a ligação entre as vias colectoras e as redes locais ou em zonas onde não se justifica a existência de vias colectoras fazer a ligação entre espaços de média importância. Estas vias estruturantes têm, no entanto, de atender às necessidades das actividades urbanas que se desenvolvem nos seus espaços adjacentes tendo de ser seleccionadas entre as que menos originam situações que conflituam com a sua função de circulação (Seco *et al.* 2006).

Estas vias devem ser dimensionadas e geridas de forma a garantir as características seguintes:

- Soluções geométricas que evitem problemas de congestionamento;
- Circulação a velocidades razoáveis, da ordem dos 50 km/hora, podendo ser superior a este valor se a via tiver por objectivo ligar zonas suburbanas não ligadas por vias colectoras;
- Bons níveis de segurança e razoáveis níveis de fluidez e rapidez;
- Preferencialmente só deverão existir veículos motorizados;
- Deslocamentos de curta dimensão, normalmente de atravessamento de zonas urbanas;
- Volumes de tráfego superiores a 6000 veículos/dia;
- A tipologia e características dos cruzamentos devem garantir adequados níveis de capacidade;
- Devem ligar-se preferencialmente a vias colectoras ou a distribuidoras locais;
- O acesso a terrenos adjacentes é permitido, desde que estando próximos de cruzamentos não afectem a capacidade do mesmo;
- Permissão de estacionamento ao longo da via, desde que afastado 25 a 50 metros dos cruzamentos, de forma a não afectar a sua capacidade;
- Trajectos pedonais formais adjacentes às vias;
- Atravessamentos de nível limitados e, possivelmente, regulados por sinalização luminosa;
- Estas vias poderão não formar uma rede contínua devido à especificidade das suas funções.

A figura 3.3 representa esquematicamente e em imagem, o perfil tipo de vias distribuidoras principais.

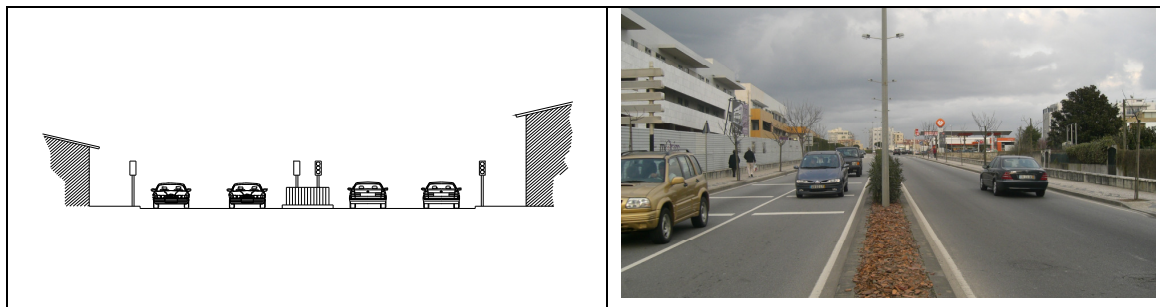


Figura 3.3 – Perfil tipo de uma via distribuidora principal

Fonte: Esquema apresentado em Seco *et al.* (2006) e fotografia de uma via da Póvoa de Varzim

### 3.1.1.3 Vias distribuidoras locais

O principal objectivo deste tipo de vias é canalizar e distribuir dentro dos espaços locais o tráfego com origem e destino na rede estruturante. Tal deverá ser conseguido sem por em causa a qualidade ambiental e a qualidade de vida da zona urbana (Seco *et al.*, 2006). Para que se cumpram estes objectivos é necessário que as vias possuam um conjunto bem definido de características:

- Devem ser mantidos reduzidos os níveis de tráfego de atravessamento;
- Bons níveis de segurança, especialmente para os peões;
- Razoáveis níveis de fluidez, através de velocidades moderadas, na ordem dos 30 a 40 km/hora;
- Volumes de tráfego inferiores a 6000 veículos/dia;
- Níveis de capacidade moderados;
- Circulação exclusiva de tráfego local;
- Os problemas de segurança, especialmente os associados aos peões, sobrepõem-se ao desempenho dos cruzamentos ao nível da capacidade;
- Livre acesso aos terrenos adjacentes;
- Permissão de estacionamento ao longo da via e em espinha, mesmo que próximo de cruzamentos;
- Existência de trajectos pedonais formais adjacentes à via;
- Existência de número razoável de atravessamentos formais, normalmente passadeiras, destinados particularmente a peões mais vulneráveis, dado o atravessamento ser mais ou menos livre;
- Tendo em conta que a função de acessibilidade predomina, estas vias devem criar um conjunto de redes contínuas associadas a cada espaço local que poderão estar ou não ligadas entre si.

A figura 3.4 representa esquematicamente e em imagem, o perfil tipo de vias distribuidoras locais.



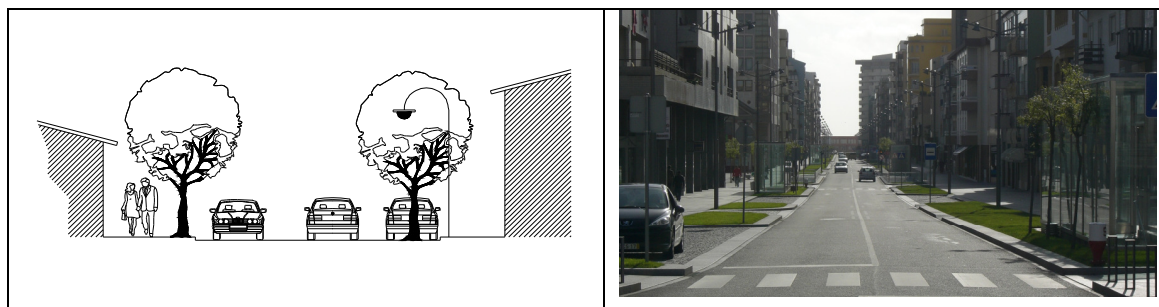


Figura 3.4 – Perfil tipo de uma via distribuidora local

Fonte: Esquema apresentado em Seco *et al.*, (2006) e fotografia de uma via da Póvoa de Varzim

### 3.1.1.4 Vias de acesso local

Nas vias de acesso local predomina a função de acessibilidade, sendo a sua função de circulação bastante reduzida. Estas vias destinam-se apenas a garantir o acesso directo aos espaços adjacentes e aos movimentos pedonais, não devendo existir uma grande preocupação com problemas de capacidade das vias (Seco *et. al*, 2006).

Estas vias devem possuir as seguintes características:

- Circulação exclusiva de tráfego local;
- Atribuição de prioridade ao peão;
- Compatibilização com outras actividades (sociais, comerciais, etc.);
- Bons níveis de segurança, especialmente para os peões;
- Condições mínimas de fluidez através de velocidades muito moderadas, entre 20 e 30 km/hora;
- Volumes de tráfego inferiores a 3000 veículos/dia;
- Não deverá ser considerado o desempenho dos cruzamentos ao nível da capacidade, mas apenas os problemas de segurança associados aos peões;
- Livre acesso a terrenos adjacentes;
- Estacionamento autorizado quer ao longo da via quer em espinha desde que não ponha em causa actividades sociais ou lúdicas importantes;
- Poderão não existir trajectos pedonais formais, existindo uma partilha entre o automóvel e o peão, tendo o último prioridade;
- Tendo em conta as suas funções, estas vias não deverão criar redes com continuidade significativa.

A figura 3.5 representa esquematicamente e em imagem, o perfil tipo de vias de acesso local.

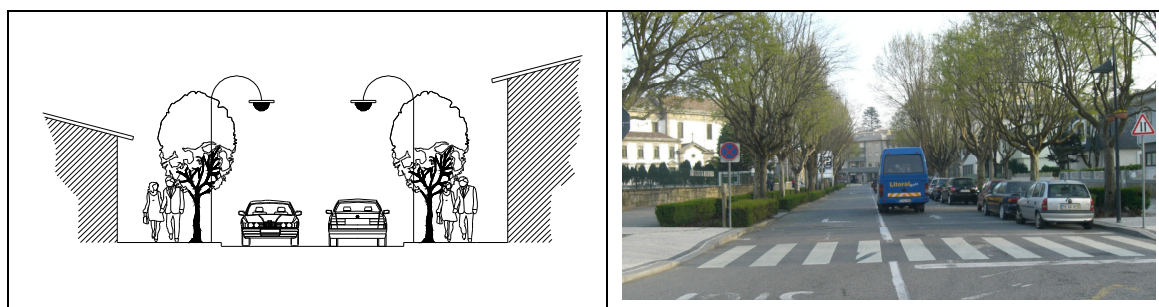


Figura 3.5 – Perfil tipo de uma via de acesso local

Fonte: Esquema apresentado em Seco *et al.*, (2006) e fotografia de uma via da Póvoa de Varzim

A tabela 3.1 apresenta de forma sucinta as principais características dos diferentes tipos de vias descritas anteriormente.

Tabela 3.1 – Características principais dos diferentes tipos de vias

	Colectoras	Distribuidoras Principais	Distribuidoras Locais	Acesso Local
<b>Tipo de Rede</b>	Estruturante ou Fundamental		Local	
<b>Continuidade da rede</b>	Rede contínua	Não é obrigatório formar uma rede contínua	Rede contínua por zona	Impedir rede contínua
<b>Tipo de Ligação</b>	Colectoras Distribuidoras Princ.	Rede estruturante Distribuidoras locais	Entre si Distribuidoras princ. Acesso local	Entre si Distribuidora local
<b>Tráfego local</b>	Muito pequeno	Algum	Predominante	Predominante
<b>Tráfego de Atravessamento</b>	Predominante Longo curso	Predominante Médio curso	Nenhum	Nenhum
<b>Veículos pesados de mercadorias</b>	Adequado (viagens de longo curso)	Mínima	Mínima	Proibido (excepto entrega de mercadorias)
<b>Acesso marginal</b>	Nenhum	Limitado	Permitido (evitar proximidade de intersecções)	Predominante
<b>Velocidade (km/h)</b>	Superiores a 70km/h	Cerca de 50km/h a 80km/h	Inferiores a 30-50km/h	Limitadas a 20-40km/h
<b>Intersecções</b>	Número limitado (Cruzamentos ou rotundas desniveladas)	Semaforizados de nível ou desnivelados	De nível, semaforizadas ou não	De nível
<b>Estacionamento</b>	Proibido	Limitado	Permitido ("Ao longo" da via e "em espinha")	
<b>Peões ao longo da via</b>	Proibido	Permitido, com trajectos formais	Permitido, com trajectos formais	Permitido em todo o espaço
<b>Atravessamento de Peões</b>	Vias mais importantes – desnivelados; Vias menos importantes – Sinais luminosos	Número limitado, regulados com sinais luminosos	Sinais luminosos e passadeira	Não formal
<b>Tráfego motorizado</b>	Exclusivo	Preferencial	Supremacia ligeira	Partilha
<b>TMD (indicativo)</b>	Superior a 15000Veic/dia	Superior a 6000 Veic/dia	Máximo desejável de 6000 Veic/dia	Máximo desejável de 3000 Veic/dia
<b>Paragens de Transportes Públicos</b>	Proibido em plena via	Permitido com regulamentação própria	Permitido, fora da faixa de rodagem	Permitido, só se necessário

Fonte: Adaptado de Ribeiro, (2005) e Costa, (2006).

### 3.1.2 Soluções tipo para os diferentes tipos de via

Na selecção do perfil transversal de uma via existem diferentes preocupações a seguir que determinam diferentes tipos de estratégias, nem sempre compatíveis entre si. Segundo Seco *et al.*

(2006) a sua determinação exige, assim, a ponderação de um conjunto de objectivos relacionados com o serviço das diferentes funções que lhe estão atribuídas, de acordo com as seguintes condicionantes:

- i. Classificação funcional
  - Circulação automóvel; cujas principais preocupações são a fluidez ou rapidez e a segurança do tráfego;
  - Estacionamento; cuja principal preocupação é a existência de espaços de estacionamento funcionais e autocontrolo do estacionamento ilegal;
  - Circulação pedonal ou ciclista, cujas principais preocupações são a segurança, o conforto e a facilidade de mobilidade;
- ii. Níveis de procura da via e tipologia do tráfego de procura
  - Velocidades;
  - Fluxos de tráfego de projecto;
  - Composição do tráfego motorizado;
  - Nível de procura de tráfego ciclista;
- iii. Ambiente envolvente
  - Urbano ou rural;
  - Espaço canal disponível livre ou condicionado;
  - Tipologia de ocupação do edificado envolvente;

A qualidade de serviço de uma via depende, entre outros factores, do seu perfil transversal, especificamente da sua faixa de rodagem e vias de tráfego, das bermas e do separador central, quando existente. O número de vias por sentido depende fundamentalmente dos fluxos de tráfego de projecto, já a largura das vias e das bermas, e a existência ou não de separador central, estão sobretudo relacionadas com a segurança dos automobilistas e peões.

Importa realçar, no entanto, que para o desempenho da infra-estrutura viária pode ser tão negativo a existência de espaço a mais como de espaço a menos relativamente ao estritamente necessário, já que muitas vezes esse espaço é mal aproveitado (Seco *et al.*, 2006). Geralmente pode-se dizer que quanto maior a largura das vias maior será a indução à prática de velocidades elevadas, pelo que este parâmetro é um dos factores que permite o controlo da mesma (Ribeiro, 1997).

Relativamente ao estacionamento, quando é colocado ao longo da via condiciona o desempenho dos arruamentos rodoviários adjacentes, uma vez que as manobras de acesso e saída destes espaços provocam uma determinada perturbação da fluidez e da segurança.

No que diz respeito ao desempenho intrínseco dos espaços, a utilização de estacionamento em espinha, sobretudo a 60 e 90 graus, aumenta consideravelmente a capacidade oferecida, comparativamente com o estacionamento lateral à via.

Por outro lado, o estacionamento em espinha só deve ser adoptado em vias com níveis de tráfego não muito importantes, e onde se pratiquem velocidades moderadas. Em relação ao estacionamento lateral à via deverá existir uma tendência para aumentar as dimensões transversais e longitudinais, de acordo com a importância da via, com o objectivo de aumentar a rapidez e segurança das manobras de acesso (Seco *et al.*, 2006).

No tocante aos eixos pedonais adjacentes ao arruamentos, a qualidade associada ao seu serviço depende, fortemente, da sua dimensão transversal, pois existem dimensões transversais mínimas a respeitar, para servir o “espaço vital” de um peão, que poderá ser uma pessoa numa cadeira de rodas ou transportando um carrinho de bebé ou até, dois peões que se cruzam ou que seguem lado a lado. De acordo com o *HCM 2000* (TRB, 2000), os trajectos com 80 cm de largura por peão são considerados como os necessários para que dois peões se possam cruzar sem interferência mútua, sendo este valor superior no caso de pessoas com mobilidade condicionada.

A dimensão transversal dos passeios é também importante no caso da existência de montras e na eventual viabilização da colocação em condições adequadas e de segurança de mobiliário urbano ou de elementos vegetais relevantes (TRB, 2000).

Em relação às ciclovias, a qualidade de serviço depende de estas serem totalmente segregadas ou partilhadas com tráfego motorizado ou pedonal, uma vez que a existência ou não de uma separação física entre as vias rodoviárias e cicláveis, bem como a sua dimensão e forma, assumem um impacto significativo no conforto e em particular na segurança do ciclista.

No caso de uma via partilhada, esta partilha só é aceitável para moderados volumes de tráfego e razoáveis velocidades praticadas, estando a qualidade do serviço necessariamente dependente da largura da via partilhada, tanto para os veículos motorizados como para os ciclistas. Tratando-se de ciclovias segregadas, a sua dimensão e afastamento em relação à faixa de rodagem destinada ao tráfego motorizado, ou mesmo às baias de estacionamento, são relevantes para o desempenho global da via (TRB, 2000).

A tabela 3.2 apresenta os valores dos perfis a adoptar, em função do tipo de via e do número de vias necessário, para garantir a capacidade exigida pelo tráfego que a atravessa.

Tabela 3.2 – Perfil a adoptar pelos diferentes tipos de via

Largura em metros	1 via (1 sentido)	2 vias (2 sentidos)	2 vias por sentido	3 vias por sentido	4 vias por sentido
Colectoras	-	-	3,5 a 3,75	3,5 a 3,75	3,5 a 3,75
Distribuidoras principais	3,75	3,5	3,25 a 3,5	3,25 a 3,5	-
Distribuidoras locais	3,5	3,25	3,0 a 3,25	-	-
Acesso local	3,25	2,75 a 3,0	-	-	-

Fonte: Costa, (2006).

### 3.1.3 Redes Viárias Urbanas

A necessidade de promover a evolução das cidades e das suas redes viárias, seguindo determinados princípios considerados fundamentais, resultou do facto de existirem diversas tipologias de redes viárias e inúmeras formas de organização espacial das mesmas. Segundo Seco *et al.* (2006) a aplicação de tais regras reflecte-se directamente ao nível da organização das redes viárias, e entre elas destacam-se os princípios da:

- i. **Coerência**, que reflecte a lógica de organização das redes viárias urbanas, expondo a importância de se garantirem níveis adequados de mobilidade sem por em causa as restantes funções dos espaços urbanos;
- ii. **Preservação**, que limita claramente a série de opções de reformulação das redes viárias, inviabilizando a implantação de soluções significativamente fracturantes dos espaços consolidados funcionando, assim, particularmente como condicionante;
- iii. **Sustentabilidade**, que funciona como um elemento regulador das necessidades de mobilidade a serem servidas pelas infra-estruturas viárias.

Como resultado da aplicação destes princípios, existe uma preocupação em preservar e proteger da invasão automóvel os espaços urbanos mais importantes e sensíveis pelo seu nível de vivência, particularmente as zonas residenciais, históricas e as zonas centrais das cidades. Para tal procura-se localizar a rede estruturante, particularmente a rede colectora do tráfego, de forma que os efeitos de intrusão, inevitavelmente produzidos, possam ser minimizados.

Procura-se, também, que a rede satisfaça as necessidades de circulação automóvel garantindo boas condições de fluidez e segurança e que seja suficientemente atraente para que a grande maioria dos veículos não tenha tendência para utilizar as redes locais. Estas por sua vez, devem servir as necessidades do tráfego local compativelmente com as restantes funções dos espaços urbanos, sendo no entanto, pouco atractivas para o tráfego de atravessamento.

### **3.1.3.1 Rede estruturante**

#### **3.1.3.1.1. Características desejáveis**

Segundo Seco *et al.* (2006) a reorganização de uma rede viária estruturante de um dado território, particularmente de características urbanas, tem subjacente a prossecução de um conjunto de objectivos específicos. Estes deverão ser definidos tendo em atenção a função atribuída aos sistemas rodoviários, no âmbito das opções relevantes de política de mobilidade, ordenamento e desenvolvimento do território, para a área urbana em causa.

Existe um conjunto de objectivos, a ter em atenção, aquando do desenvolvimento dum processo deste tipo, que são descritos de seguida:

- i. **Garantia de bons níveis de serviço dos eixos das vias e cruzamentos**, identificando indicadores adequados e capazes de caracterizar o desempenho dos vários elementos da rede, no que se refere à capacidade, fluidez, rapidez e segurança;
- ii. **Garantia de função de acesso em condições adequadas**, nos eixos onde esta função é necessária e possível de implementar;
- iii. **Garantia de cobertura espacial completa do território**, em que cada zona tenha acesso às restantes zonas por meio de eixos de ligação com características apropriadas à importância dessa ligação;
- iv. **Protecção das zonas nobres**, espaços residenciais, históricos ou naturais importantes, evitando o seu atravessamento ou minimizando o impacto provocado pelo tráfego nestas

zonas, definindo critérios bastante claros que permitam identificar os espaços a proteger assim como os níveis de tráfego aceitáveis;

- v. **Minimização dos impactos sobre as zonas atravessadas**, aplicando o conceito de “capacidade ambientalmente sustentável” em vez de “capacidade máxima de escoamento disponibilizável” relativamente ao desempenho esperado dos eixos viários;

#### 3.1.3.1.2. Análise e caracterização da rede existente

O desenvolvimento de uma boa solução de estruturação viária depende obviamente da realização de um adequado processo de caracterização e diagnóstico da situação existente quer relativamente às características básicas e dinâmicas de ordenamento do território envolvido, quer às necessidades de mobilidade e acessibilidade desse mesmo território (Seco, *et al.*, 2006). Para tal é necessário ter em atenção as seguintes etapas:

- i. **Identificação da organização espacial do território:** localização, delimitação e caracterização dos diferentes espaços locais, com particular relevo para os mais nobres ou sensíveis que necessitam de defesa especial, mas também dos grandes equipamentos ou centros de actividade;
- ii. **Quantificação das necessidades de mobilidade:** caracterização da mobilidade através de zonamentos compatíveis com a organização espacial do território, identificada na etapa anterior, quantificação das necessidades de mobilidade através da rede estruturante com o objectivo de seleccionar adequadamente as características e localizações apropriadas para os diversos eixos o que permitirá a adopção de uma rede com capacidade superior à procura garantindo assim bons níveis de fluidez, captando de forma natural o tráfego a que se destinam;
- iii. **Identificação e caracterização da topologia;** que poderá ser do tipo radio-centrica, reticulada, mista ou outra de modo a que o desenvolvimento da solução se possa fazer em harmonia com esta;
- iv. **Identificação da organização funcional;** caracterização da estrutura funcional existente na rede, através da identificação dos eixos que apresentam funções estruturantes, e quais as redes ou eixos desempenham funções de distribuição e acesso local, bem como o modo como estes dois tipos de vias se interligam em cada espaço local;
- v. **Identificação das características físicas;** Avaliação das condições físicas das vias (perfis transversais e espaços canais existentes, tipologias e características dos cruzamentos,...) e avaliação das condições de funcionamento operacional presentes (tempos de trajecto,...) e sua evolução previsível, para os diferentes elementos da rede;
- vi. **Identificação dos níveis de desempenho dos diferentes elementos observados no presente e previstos no futuro ao nível da topologia base da rede;** identificação das principais disfunções verificadas (congestionamento, sinistralidade, intrusão significativa,...) bem como os elementos possuidores de folgas de capacidade ou níveis de serviço particularmente favoráveis;

- vii. **Identificação e caracterização das principais condicionantes à mudança física do sistema:** para a procura de soluções de estruturação viária que passem pela adopção de alterações topológicas ou físicas mais ou menos significativas; é necessária uma adequada identificação do grau de consolidação dos espaços existentes bem como o conhecimento e características dos espaços canais disponíveis ou disponibilizáveis.

#### 3.1.3.1.3. Estratégias de intervenção

Em função do diagnóstico efectuado torna-se possível proceder ao desenvolvimento de uma nova solução para a rede viária estruturante.

Uma vez que existe um vasto conjunto de tipologias e soluções possíveis, justifica-se a análise de diferentes estratégias de intervenção e soluções de reorganização da rede, passíveis de adopção.

Segundo Seco *et al.*, (2006) pode-se identificar as seguintes etapas na decisão e intervenção de uma rede estruturante:

- i. **Definição do número adequado de níveis hierárquicos:** uma das primeiras decisões a tomar é decidir o número adequado de classes funcionais de vias a utilizar dependendo da complexidade e dimensão do espaço urbano e a função desempenhada pelas estradas nacionais que atravessam o espaço em estudo.

A implementação de uma rede com características de colectora do tráfego, não se justifica, em princípio, em espaços urbanos de dimensões moderadas já que os volumes de tráfego de atravessamento e os relativos aos principais eixos de ligação internos tenderão a ser moderados, não justificando os custos de investimento e ambientais envolvidos. Nesta situação poderá optar-se por uma estrutura viária com três níveis hierárquicos, transferindo-se para a rede distribuidora principal as funções normalmente atribuídas à rede colectora. Nestes casos, deve dar-se especial atenção aos problemas de compatibilização dos tráfegos local e de atravessamento adoptando, possivelmente, medidas de acalmia de tráfego para adequar o comportamento dos utentes aos diferentes tipos de via.

- ii. **Seleção de uma topologia da rede estruturante abrangente e coerente:** A definição de uma topologia de rede estruturante abrangente e coerente assenta na adopção de um conjunto de princípios organizativos fundamentais e soluções tipo. Normalmente a nova solução corresponde a uma evolução natural da topologia original permitindo, assim, o aproveitamento máximo das potencialidades dos elementos da rede existente. Por outro lado, a rede estruturante constituída pelos eixos distribuidores principais e colectores, deverão garantir uma cobertura completa do território em análise, com os principais eixos de ligação a serem servidos pelos arruamentos funcionalmente mais importantes.

Salienta-se, que o nível hierárquico de vias mais elevado que existir, colector ou distribuidor principal, deverá constituir uma rede continua que permita uma ligação sem cortes entre os principais pólos de geração e atracção de tráfego do território, bem como, entre estes e os principais eixos nacionais que existam nas imediações. Por outro lado, apenas no caso dos níveis de procura serem suficientemente exigentes se justifica a extensão à totalidade do território das vias colectoras, e no caso de existir uma rede de vias colectoras, não é obrigatória

uma rede de vias distribuidoras principais única e continua, sendo apenas necessário que as diferentes redes que sirvam distintas áreas do território, deverão estar ligadas à rede básica colectora.

- iii. **Adopção de soluções de protecção dos espaços locais:** existe a necessidade de adopção de soluções que minimizem as situações de invasão e respectivo impacto sobre os espaços locais do tipo residencial, histórico ou nobres. Tendo em conta que o funcionamento eficiente das vias colectoras implica a existência de um ambiente verdadeiramente rodoviário, ao ponto de serem vulgarmente designadas como estradas, o seu desenvolvimento deverá ocorrer ao longo de canais segregados relativamente aos espaços urbanos ou naturais envolventes. Relativamente às vias distribuidoras principais, atendendo às suas características podem ser tratadas como ruas pois possuem razoável compatibilidade com este tipo de ambientes, desde que não sejam zonas urbanas muito sensíveis.

A protecção destes espaços, localizados nos centros das cidades ou em zonas mais periféricas, poderá ser feita através de soluções mais ou menos radicais. No primeiro caso procura-se que não existam quaisquer vias estruturantes no seio da área urbana a proteger, no segundo, apenas se procura o afastamento total das vias mais importantes, normalmente colectoras, enquanto que relativamente às menos importantes, se procura que estas apenas sejam utilizadas por tráfego relevante para a viabilidade desses espaços locais, procurando-se, assim, evitar a existência de tráfego de atravessamento.

As soluções podem ser baseadas em alterações físicas ou de trajecto impostas aos eixos viários, ou ainda em alterações à forma de regulação do acesso e utilização das mesmas pelos diferentes utentes. Tais soluções estão representadas na figura 3.6 e são identificadas e descritas de seguida:

- A. Eliminação da possibilidade de atravessamento do espaço a proteger, situando as vias estruturantes na periferia dessa zona;
- B. Aumento do custo generalizado do acesso ao centro através do controlo “artificial” dos fluxos máximos de tráfego passíveis de aceder à zona, através do recurso a sistemas de portagens “virtuais” formalizadas por sistemas semaforizados de regulação do tráfego; sendo necessário proceder à reorganização física da rede viária para poder implementar esta solução;
- C. Protecção total da zona através do desnivelamento dos eixos que servem o tráfego de atravessamento, através da criação de túneis ou passagens superiores;
- D. Aumento do tempo de trajecto de atravessamento por aumento de sinuosidade do traçado e pela introdução de elementos de redução de velocidade;
- E. Aumento do custo generalizado de deslocação no centro pela introdução de portagens; implicando esta estratégia, adaptações físicas da rede;



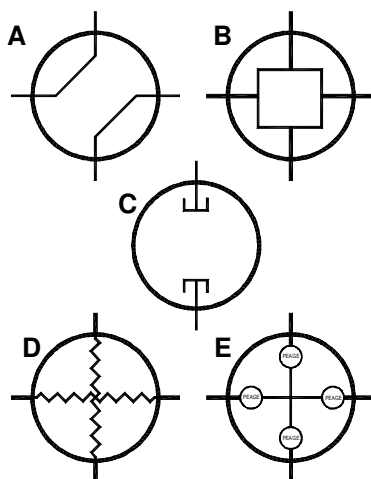


Figura 3.6 – Tipos de soluções de protecção de espaços centrais

Fonte: Seco *et al.*, (2006)

- iv. **Seleção das características operacionais desejáveis para os elementos da rede:** A selecção da arquitectura base das redes estruturantes tem de ser acompanhada da selecção de soluções geométricas e de regulação dos seus principais elementos constitutivos de modo a garantir o funcionamento eficiente. Na selecção dos perfis transversais tipo adequados aos diferentes eixos estruturantes tem de se tomar decisões relativamente ao número de faixas de rodagem e vias a adoptar, à existência e características dos eixos pedonais e cicláveis, e à presença ou não de espaços de estacionamento ao longo das vias. Para garantir bons níveis de fluidez nos principais eixos estruturantes, sobretudo nos colectores, a densidade de nós na rede não deve ser muito elevada e as tipologias adoptadas devem garantir adequados níveis de capacidade.
- v. **Identificação e resolução dos principais conflitos com outros sistemas de transportes:** Na análise e desenvolvimento de soluções de ordenamentos das redes rodoviárias estruturantes deve-se identificar os principais pontos de conflito das novas redes rodoviárias, com as restantes redes de transportes e sistemas urbanos. Nesta fase deve ter-se em conta os pontos de cruzamento com as redes pedonais sendo que no caso dos cruzamentos com as vias colectoras deverá ser desnivelado enquanto que no cruzamento com as vias distribuidoras o seu número deve ser limitado. No caso das cicloviárias, existe a necessidade de garantir uma separação total destas com as vias colectoras e uma tendencial segregação relativamente aos eixos distribuidores.
- vi. **Desenvolvimento de soluções de apoio aos transportes colectivos:** Em muitas zonas justifica-se a existência de serviços eficientes de transportes colectivos, nomeadamente rodoviários, para isso, geralmente uma das várias soluções possíveis é desenvolver de uma rede de corredores de BUS, capaz de oferecer a máxima protecção possível a este modo de transporte face à instabilidade das condições de fluidez do tráfego.

### 3.1.3.2 Redes locais

#### 3.1.3.2.1. Características desejáveis

Num processo de reorganização de uma rede viária de qualquer território, após a definição da rede estruturante, deve ser definida a estrutura das redes que servirão os diferentes espaços locais do território. Segundo Seco *et al.*, (2006) os principais objectivos a atingir neste processo são:

- I. Garantia de boas condições de acesso aos diferentes espaços por parte dos utentes;
- II. Respeito e defesa do ambiente e da qualidade de vida urbana nos diferentes espaços.

A avaliação das soluções desenvolvidas para os objectivos anteriores exige que seja também definido um conjunto de características básicas expectáveis relativamente às características e modo básico de funcionamento de cada rede viária:

- i. Tipo de utentes desejáveis (residentes, serviços de emergência, veículos de cargas e descarga, ...) e não desejáveis (tráfego de atravessamento, particularmente pesado,...) e as respectivas condições desejáveis de acessibilidade e prioridades relativas;
- ii. Níveis adequados de tráfego rodoviário nas diferentes vias;
- iii. Condições operacionais e de comportamento dos utentes desejáveis (prioridade relativa a ser dada aos peões, ciclistas e ao tráfego motorizado, velocidades máximas de circulação motorizada admissíveis em cada eixo da rede local).

#### 3.1.3.2.2. Análise e caracterização da rede existente

O desenvolvimento de uma boa solução de estruturação viária depende, como atrás foi referido, da realização de um adequado processo de caracterização e diagnóstico da situação existente, para tal é necessário ter em atenção as seguintes etapas:

- i. **Identificação da organização espacial dos espaços urbanos locais:** depois de delimitadas as diferentes zonas, como atrás referido, deve proceder-se à localização e caracterização das diferentes actividades económicas e sociais assim como dos espaços altamente residenciais;
- ii. **Identificação da topologia fundamental das malhas rodoviárias existentes:** realização da distinção entre eixos com função de distribuição local e eixos predominantemente de acesso local;
- iii. **Identificação e caracterização das principais condicionantes decorrentes da estrutura urbana:** avaliação do grau de consolidação e das dinâmicas existentes no território com possibilidade de mudança do mesmo;
- iv. **Caracterização de outros modos e infraestruturas de transportes utilizadores desses espaços:** a este nível destacam-se os circuitos pedonais e redes formais ou eixos de mobilidade ciclista existentes, bem como circuitos e infraestruturas de apoio a transportes públicos;
- v. **Identificação e caracterização das principais disfunções das redes existentes:** deverá ter-se especial atenção a fenómenos de congestionamento, de velocidades excessivas ou mesmo de sinistralidade anormal existentes, bem como de níveis excessivos de intrusão sobre o ambiente urbano.

### 3.1.3.2.3. Estratégias de intervenção

Após o diagnóstico é possível desenvolver novas soluções globais atendendo à variedade significativa de potenciais alternativas, podendo identificar-se duas áreas de actuação:

- i. **Criação de redes coerentes e completas de fácil leitura e compreensão mas protectoras relativamente ao acesso de utentes indesejados;** que permitam o acesso nas melhores condições a todos os espaços da área em causa e que ligue todos os principais espaços não apenas entre si, mas também aos pontos de acesso às redes estruturantes envolventes;
- ii. **Seleção de soluções construtivas e de regulação da circulação capazes de levarem a comportamentos adequados pelos condutores;** a este nível a marcação da entrada dos espaços locais através de elementos físicos da infraestrutura viária ou de elementos visuais e estéticos permite reforçar a entrada num ambiente diferente. Atendendo a que muitas vezes estas medidas não são suficientes, pode optar-se pela adopção de medidas de acalmia de tráfego coerentes com o tipo de mobilidade desejada.

### 3.1.4 Metodologias de Avaliação do Desempenho de Redes Viárias

Durante o processo de avaliação do desempenho de uma determinada rede viária, existente ou em fase de estudo, é necessário que se proceda à avaliação sistemática e contínua do seu desempenho relativamente à sua capacidade para servir a procura potencial.

Nesta perspectiva apresenta-se seguidamente um conjunto de métodos de análise e indicadores de desempenho tipo, propostos por Seco *et al.* (2006), adequados à aplicação na detecção e caracterização de algumas das principais disfunções no funcionamento das redes viárias, bem como as regras base para implementar as soluções mais adequadas a cada caso.

- i. **Congestionamento ou mau nível de serviço de elementos da rede estruturante;** identificado através de um processo de quantificação das taxas de saturação verificadas ou previsíveis nos elementos mais críticos da rede, geralmente as intersecções. Este tipo de problema resulta fundamental da incapacidade de alguns elementos da rede para dar resposta à procura. As opções de intervenção passam normalmente pelo aumento do potencial de desempenho dos elementos com funcionamento deficiente ou pela ampliação da rede de modo a que algum do tráfego que os solicita seja transferido para outros elementos menos sobrecarregados permitindo uma atenuação no tráfego existente nos pontos críticos.
- ii. **Sinistralidade elevada em elementos da rede estruturante;** o que reflecte o funcionamento deficiente da mesma. A caracterização e avaliação dos níveis de sinistralidade na rede estruturante deverá basear-se num processo de monitorização sistemática da evolução no tempo, localização, níveis e tipologias da sinistralidade, ou através da utilização estruturada de técnicas de análise de conflitos nos pontos potencialmente críticos da rede, que permitirá obter os níveis, gravidade e tipologia dos conflitos. Normalmente resulta da adopção de tipologias ou soluções geométricas inadequadas dos elementos da rede para o tipo de procura existente ou a existência de níveis e tipologias de conflito não aceitáveis para outros meios de transporte. Em relação ao primeiro caso a solução resume-se à alteração da geometria ou forma de regulação dos elementos em causa, e no caso de se tratar de intersecções poderá adoptar-se

uma solução com maior segregação física ou temporal dos movimentos conflituantes. No que diz respeito ao segundo problema, pode-se adoptar ou reforçar as soluções de acalmia de tráfego nos casos menos graves, para os mais graves pode-se implementar soluções de segregação física ou temporal dos sistemas em conflito, o que poderá implicar, a médio prazo, a necessidade de criar novos eixos alternativos.

- iii. **Situações de atravessamento abusivo sistemático de espaços locais;** podem ser verificadas recorrendo a métodos de pesquisa de eventuais ligações, entre pontos de origem e destino de viagens com algum significado, onde exista a tendência do trajecto ser efectuado em eixos de importância inferior a outros utilizados a montante e a jusante.

Este tipo de problema pode resultar de cobertura espacial inadequada da rede estruturante, deficiências da topologia da mesma ou insuficiência de capacidade da rede estruturante ou, ainda pelo facto da rede local aliciar o seu atravessamento. Tal conduz a fenómenos de “Rat-running” com os condutores a procurarem como alternativas de percurso as vias locais. Estes problemas poderão ser resolvidos através de uma melhor configuração ou densificação da malha estruturante, criando caminhos alternativos adequados e atractivos e promovendo a melhoria do desempenho dos eixos estruturantes com funcionamento deficiente. Outras soluções passam pelas alterações topológicas ou funcionais da rede local tornando o seu atravessamento menos interessante e favorável recorrendo a medidas condicionantes do acesso, dos trajectos possíveis ou das velocidades admitidas.

- iv. **Níveis de tráfego excessivo nas vias locais;** que poderá ser monitorizada através da comparação sistemática dos níveis de tráfego observados ou expectáveis relativamente aos níveis de capacidade ambientalmente desejáveis. No caso de redes em fase de estudo ou sujeitas a significativas alterações funcionais é necessário recorrer a modelos de simulação de tráfego. Este problema ocorre, tal como anterior, devido a deficiências na topologia ou desempenho da rede estruturante adjacente ou de falta de protecção da rede local. A resolução do problema, passa por soluções do mesmo tipo das anteriores, já que se tratam das mesmas causas.

- v. **Velocidades ou comportamentos inadequados dos condutores em vias locais;** para a sua caracterização é necessária a definição dos perfis de velocidades registados nos diferentes elementos das redes locais, sendo esta caracterização normalmente realizada apenas em resposta a suspeitas de existência de situações menos adequadas, resultantes de queixas dos residentes da zona. Este tipo de problema resulta numa diminuição da qualidade do ambiente urbano e, no limite, em níveis inaceitáveis de insegurança rodoviária. Para resolver este problema pode recorrer-se às mesmas soluções descritas anteriormente ou a soluções mais restritivas com recurso a medidas de acalmia de tráfego, recorrendo a alterações nos alinhamentos horizontais e verticais. Quanto às primeiras pode-se implementar estrangulamentos na via, estreitamento de entradas das intersecções e criação de rotundas. Relativamente à segunda salienta-se a implementação de travessias pedonais sobreelevadas e aplicação de lombas.

## 3.2 Capacidade das vias e Níveis de serviço

Inicialmente os estudos de tráfego baseavam-se no conceito de capacidade como indicador do limite físico da via para escoar veículos. De forma a dispor-se de uma margem de segurança que evitasse a ocorrência sistemática de situações de congestionamento resultantes da aleatoriedade do tráfego, definia-se a capacidade prática como um valor entre 80 a 90% da capacidade possível, que dependia das características da via e das condições de circulação (Costa, 2006).

O *Highway Capacity Manual*, na edição de 1965, introduziu o conceito de nível de serviço, que modifica claramente o modo de dimensionamento da infra-estrutura, já que esta não tem apenas em conta critérios de aptidão para satisfazer exclusivamente a procura mas sim o desempenho que se prevê que essa infra-estrutura possa ter.

No processo de caracterização do serviço que a via lhes oferece, os condutores recorrem a um conjunto de indicadores, entre os quais se podem destacar: a velocidade de percurso, o tempo de percurso, as demoras e paragens, as restrições à liberdade de manobra dos condutores, comodidade, custo, segurança entre outros. Seria, assim, vantajoso incluir estes indicadores no processo de avaliação do nível de serviço de uma determinada via. Verifica-se, no entanto, que tal não é possível, pois não existem elementos suficientes para se obter os valores absolutos destes indicadores nem forma de conhecer a importância relativa dos mesmos.

A solução passa assim por se encontrar parâmetros que sejam facilmente quantificáveis e que reflectam numa forma satisfatória a avaliação que os condutores fazem do serviço que a infra-estrutura lhes proporciona. Complementarmente os parâmetros seleccionados devem ser capazes de serem suficientemente sensíveis à variação do débito de tráfego, a fim de poderem estabelecer-se limites para cada nível de serviço.

Os débitos de serviço podem ser calculados desde que se conheça os débitos de serviço em condições ideais. Estes resultam do parâmetro seleccionado para a definição do respectivo nível de serviço, e dos factores de ajustamento a aplicar para ter em conta a influencia da inexistência de condições ideais. Estes factores correctivos dos débitos de serviço, podem ser factores que dizem respeito à estrada como a largura das vias, desobstrução lateral, traçado em planta e perfil longitudinal ou factores relativos ao tráfego como a composição da corrente de tráfego (TRB, 2000).

### 3.2.1 Capacidade e níveis de serviço em estradas de 2 vias

Numa estrada de 2 vias, o escoamento do tráfego difere de outros tipos de estradas, especialmente nas manobras de ultrapassagem, pelo facto de ser constituída por uma via de tráfego em cada sentido sem separação física entre elas. A ultrapassagem requer assim, o uso da via reservada ao tráfego que circula no sentido oposto, pelo que apenas é possível a sua realização em condições de segurança, se ocorrerem intervalos de tempo com amplitude suficiente entre veículos que circulam na corrente de tráfego oposta, e não haja restrições de visibilidade. Contrariamente ao que acontece em outro tipo de estradas, nas estradas de duas vias o normal escoamento do tráfego num sentido influencia o escoamento no sentido oposto, pois à medida que os débitos de tráfego e as restrições

geométricas aumentam, a possibilidade de ultrapassagem diminui, resultando em atrasos devido à formação de filas de veículos atrás dos veículos mais lentos (Costa, 2006).

Esta metodologia de análise não compreende estradas inseridas em ambiente urbano, que possuam intersecções semaforizadas espaçadas a 3.2 km ou menos (TRB, 2000). Nos pontos seguintes apresenta-se a metodologia que permite determinar o nível de serviço de estradas com 2 vias, com base no *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000).

A figura 3.7 representa o diagrama metodológico a aplicar na determinação do nível de serviço de estradas de 2 vias, segundo o *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000).

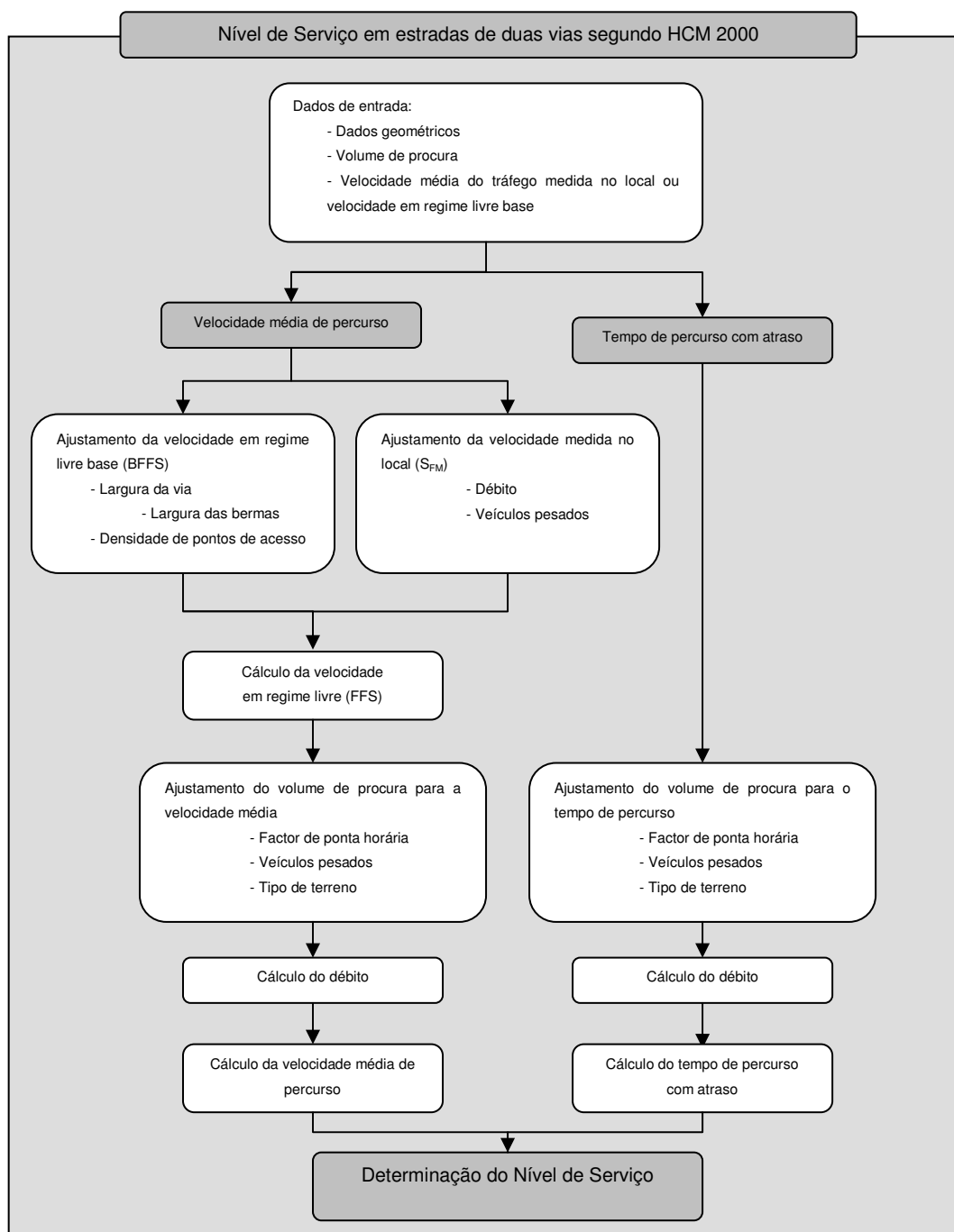


Figura 3.7 – Diagrama da metodologia para determinação do nível de serviço das estradas de 2 vias

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

### 3.2.1.1 Relações entre variáveis de tráfego

As correntes de tráfego em estradas de duas vias são caracterizadas a partir do débito, da velocidade e do tempo de percurso com atraso, que corresponde à percentagem do tempo total de percurso em que os veículos são forçados a circular a velocidades mais baixas, devido à impossibilidade de realizar ultrapassagem dos veículos mais lentos. Considerando a dificuldade em medir esta variável recorre-se geralmente, em sua substituição, à proporção de intervalos entre veículos sucessivos com uma duração inferior a 4 segundos.

Nas figuras 3.8 e 3.9 estão representadas as relações entre débito, velocidade média de percurso e tempo de percurso com atraso para as condições base de troços extensos de estradas de duas vias, definidas do seguinte modo:

- Largura da via igual ou superior a 3,6m;
- Desobstrução lateral igual ou superior a 1,8m;
- Nenhuma restrição na distancia de visibilidade de ultrapassagem dos veículos;
- Igual repartição de tráfego nos 2 sentidos;
- Apenas veículos ligeiros de passageiros na corrente de tráfego;
- Ausência de perturbações, no movimento dos veículos, provocadas por mudanças de direcção ou por medidas de controlo;
- Terreno plano.



Figura 3.8 – Velocidade média de percurso vs Débito nos 2 sentidos

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

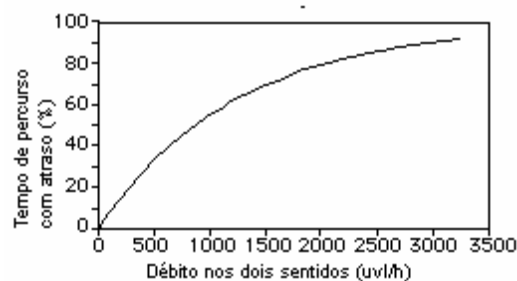


Figura 3.9 – Tempo de percurso com atraso vs Débito nos 2 sentidos

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

De acordo com a figura 3.8, a relação entre a velocidade e o débito é linear, dependendo o valor da ordenada na origem da velocidade em regime livre. Relativamente à figura 3.9 é possível ver que para débitos superiores a 2000 veículos/hora, o tempo de percurso com atraso é superior a 80%.

As figuras 3.10 e 3.11 mostram relações análogas para condições base de um troço de estrada de 2 vias considerando-se apenas uma das vias. No entanto, as relações para a análise de apenas um sentido consideram o efeito do tráfego que circula em sentido contrário, na velocidade média de percurso e no tempo de percurso com atraso.

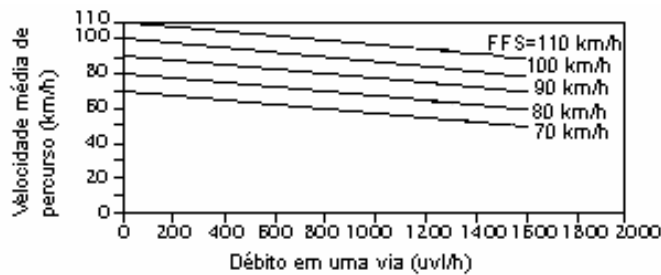


Figura 3.10 – Velocidade média de percurso vs Débito em uma via

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

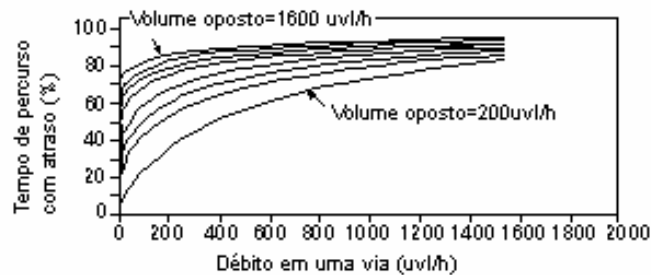


Figura 3.11 – Tempo de percurso com atraso vs Débito em uma via

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Na figura 3.10, a intersecção das curvas com um eixo dos yy representa a velocidade em regime livre no sentido em análise, considerando o efeito do débito de tráfego no sentido oposto. É possível observar neste diagrama que a velocidade media de percurso diminui à medida que o débito aumenta, podendo este facto ser justificado, pela maior interacção existente entre os veículos. A figura 3.11 representa a relação entre o débito no sentido em estudo e o tempo de percurso com atraso, considerando o débito a variar no sentido contrário entre 200 e 1600 uvl/h. Pode-se observar que à medida que o volume no sentido oposto aumenta, para o mesmo valor do débito no sentido em análise, maior será o tempo de percurso com atraso.



### 3.2.1.2 Capacidade

A capacidade de uma estrada de duas vias é de 1700 uvl/h para cada sentido de tráfego. Para troços de curta extensão, com túneis ou pontes, pode-se atingir para o conjunto dos dois sentidos, uma capacidade entre 3200 e 3400 uvl/h (Costa, 2006). No entanto, e apesar da capacidade ser praticamente independente da repartição de tráfego pelos dois sentidos, não será de esperar que a capacidade combinada dos dois sentidos exceda 3200 uvl/h (Seco, 2005).

### 3.2.1.3 Critérios de definição dos níveis de serviço

As medidas de desempenho utilizadas para caracterizar a qualidade do serviço em estradas de 2 vias, são a velocidade média de percurso, e o tempo de percurso com atraso. A primeira reflecte a mobilidade numa estrada de duas vias, sendo obtida através da razão entre comprimento do troço de estrada e o valor médio de tempo gasto a percorre-lo por todos os veículos que circulam num e noutro sentido. A segunda representa a liberdade de manobra, o conforto e a comodidade de uma viagem, que corresponde como atrás referido, à proporção de tempo de percurso em que um veículo segue em fila, condicionando a sua velocidade à presença de outros veículos.

Nas estradas de duas vias onde a mobilidade é a função principal, vias da classe I (vias colectoras e distribuidoras principais), o nível de serviço é definido pela velocidade média de percurso e pelo tempo de percurso com atraso. Em estradas em que a função de acessibilidade predomina e a mobilidade é menos importante, vias da classe II (vias distribuidoras locais e de acesso local), o nível de serviço é definido apenas com base no tempo de percurso com atraso.

Isto é explicado com o facto dos condutores aceitarem maiores níveis de tempo de percurso com atraso em vias distribuidoras locais e de acesso local que em vias colectoras e distribuidoras principais, porque são geralmente utilizadas para viagens mais curtas.

Os níveis de serviço são definidos para o período de ponta máxima de 15 minutos da hora de ponta e pretende-se a sua aplicação em troços com uma extensão significativa, geralmente com 3 km.

As tabelas 3.3 e 3.4 apresentam os valores para os diferentes níveis de serviço, em estradas de 2 vias da classe I e em estradas de 2 vias da classe II, respectivamente.

Tabela 3.3 – Nível de serviço para estradas de 2 vias da classe I

Nível de Serviço	Tempo de percurso com atraso (%)	Velocidade média de percurso (km/h)
A	≤ 35	> 90
B	> 35 - 50	> 80 - 90
C	> 50 - 65	> 70 - 80
D	> 65 - 80	> 60 - 70
E	> 80	≤ 60

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

Tabela 3.4 – Nível de serviço para estradas de 2 vias da classe II

Nível de Serviço	Tempo de percurso com atraso (%)
A	≤ 40
B	> 40 - 55
C	> 55 - 70
D	> 70 - 85
E	> 85

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.2.1.4 Análise do nível de serviço

Segundo Costa (2006), a definição do nível de serviço em estradas de 2 vias pode ser realizada de duas formas distintas, dependendo do tipo de terreno ou da existência de traneis, que pelo seu declive e extensão, justifiquem o seu estudo separado. Assim, deve distinguir-se os três grupos de terreno seguintes:

- **Terreno Plano** - se o traçado da estrada em planta e perfil longitudinal, permitir que os veículos pesados mantenham sensivelmente a mesma velocidade dos veículos ligeiros. Pode incluir traneis de curta extensão desde que a seu declive não seja superior a 2%.
- **Terreno Ondulado** - se o traçado da estrada provocar nos veículos pesados uma redução de velocidade tal que a velocidade desses veículos seja substancialmente inferior à velocidade dos veículos ligeiros, mas sem que atinjam a “velocidade lenta” durante um período significativo de tempo ou intervalos frequentes. Geralmente incluem traneis de curta ou média dimensão com declive inferior a 4%.
- **Terreno Montanhoso** - se o traçado obrigar os veículos pesados a circular a “velocidade lenta” em extensões significativas ou em intervalos frequentes.

A análise do nível de serviço pode fazer-se para um sentido ou para o conjunto de 2 sentidos em troços extensos ou em traneis isolados. Se um trainel tem um declive superior a 3% e a sua extensão é pelo menos 1 km, deve ser analisado como um trainel isolado. Um troço extenso deve ter no mínimo uma extensão de 3 km.

### 3.2.1.5 Velocidade em regime livre

Segundo o TRB (2000) A velocidade em regime livre corresponde à velocidade de tráfego em condições de volume e de concentração baixos, com a qual os condutores se sentem confortáveis, tendo em conta as características físicas, ambientais e de controlo de tráfego existentes.

O conhecimento prévio da velocidade em regime livre é um critério fundamental na avaliação do nível de serviço em estradas de 2 vias. Pode ser obtida directamente por medição no local se os débitos de tráfego forem até 200 uvl/h no total das duas vias. Caso o débito seja superior a 200 uvl/h, deve ser aplicada uma correcção. Na impossibilidade de serem realizadas medições recorre-se a um modelo de avaliação, que será abordado nos pontos seguintes.

#### 3.2.1.5.1 Medição local

Uma vez que não é possível medir a velocidade de todos os veículos, é necessário definir uma amostra, cuja dimensão não deverá ser inferior a 100 veículos, seleccionando, por exemplo, os de

ordem múltipla de dez. No caso do débito ser baixo (até 200 uvl/h) o valor médio das velocidades medidas será a velocidade em regime livre. Caso contrário, a velocidade em regime livre pode ser obtida a partir da relação apresentada na figura 3.8, devendo para isso haver um registo simultâneo dos débitos de tráfego e das velocidades dos veículos. A velocidade em regime livre pode ser calculada com base nos dados recolhidos no local através da expressão 3.1:

$$FFS = S_{FM} + 0,0125 \frac{V_f}{f_{HV}} \quad (3.1)$$

em que:

FFS – Velocidade em regime livre (km/h)

$S_{FM}$  – Velocidade média do tráfego, medida no local (km/h)

$V_f$  – Débito para o período em que se realizaram as medições de velocidade (vei/h)

$f_{HV}$  – Ajustamento relativo aos veículos pesados

Se as medições de campo realizadas na via em estudo não forem fiáveis, podem ser utilizados valores referentes a outra via de características semelhantes, isto é, que possua a mesma largura, bermas e densidade de pontos de acesso.

### 3.2.1.5.2 Estimativa da velocidade em regime livre

No caso de não ser possível medir a velocidade em regime livre no local, deve proceder-se à sua estimativa, através da metodologia seguidamente apresentada.

A estimativa da velocidade em regime livre, em estradas de 2 vias, é função da velocidade em regime livre base (ou velocidade limite legal da estrada) e das características geométricas da via em estudo, e é calculada a partir da expressão 3.2.

$$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A \quad (3.2)$$

em que:

FFS – Velocidade em regime livre (km/h)

BFFS – Velocidade em regime livre base (km/h)

$f_{LS}$  – Ajustamento devido à largura das vias e das bermas (tabela 3.5)

$f_A$  – Ajustamento devido aos pontos de acesso (tabela 3.6)

Tabela 3.5 – Ajustamento ( $f_{LS}$ ) devido à largura das vias e à largura das bermas

Largura da via (m)	Redução na FFS (km/h)			
	Largura da berma (m)			
	≥ 0,0 <0,6	≥ 0,6 <1,2	≥ 1,2 <1,8	≥ 1,8
2,7 <3,0	10,3	7,7	5,6	3,5
≥ 3,0 <3,3	8,5	5,9	3,8	1,7
≥ 3,3 <3,6	7,5	4,9	2,8	0,7
≥ 3,6	6,8	4,2	2,1	0,0

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Tabela 3.6 – Ajustamento ( $f_A$ ) devido à densidade de pontos de acesso

Pontos de Acesso por km	Redução na FFS (km/h)
0	0,0
6	4,0
12	8,0
18	12,0
≥ 24	16,0

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.2.1.6 Análise da estrada para os dois sentidos

#### 3.2.1.6.1 Determinação da velocidade média de percurso

A velocidade média de percurso, representada pela expressão 3.3, é função da velocidade em regime livre, do débito para o período de ponta de 15 minutos no conjunto das 2 vias e de um factor de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem.

$$ATS = FFS - 0,0125v_p - f_{np} \quad (3.3)$$

em que:

ATS – Velocidade média de percurso (km/h)

FFS – Velocidade em regime livre (km/h)

$V_p$  – Débito para o período de ponta de 15 minutos no conjunto das 2 vias (uvl/h)

$f_{np}$  – Factor de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem (tabela 3.7)

Tabela 3.7 – Factor de ajustamento ( $f_{np}$ ) devido ao efeito das zonas de não ultrapassagem na velocidade média de percurso

Débito para o conjunto das duas vias, $v_p$ (uvl/h)	Redução na Velocidade Média de Percurso (km/h)					
	Zonas de não-ultrapassagem (%)					
	0	20	40	60	80	100
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
200	0,0	1,0	2,3	3,8	4,2	5,6
400	0,0	2,7	4,3	5,7	6,3	7,3
600	0,0	2,5	3,8	4,9	5,5	6,2
800	0,0	2,2	3,1	3,9	4,3	4,9
1000	0,0	1,8	2,5	3,2	3,6	4,2
1200	0,0	1,3	2,0	2,6	3,0	3,4
1400	0,0	0,9	1,4	1,9	2,3	2,7
1600	0,0	0,9	1,3	1,7	2,1	2,4
1800	0,0	0,8	1,1	1,6	1,8	2,1
2000	0,0	0,8	1,0	1,4	1,6	1,8
2200	0,0	0,8	1,0	1,4	1,5	1,7
2400	0,0	0,8	1,0	1,3	1,5	1,7
2600	0,0	0,8	1,0	1,3	1,4	1,6
2800	0,0	0,8	1,0	1,2	1,3	1,4
3000	0,0	0,8	0,9	1,1	1,1	1,3
3200	0,0	0,8	0,9	1,0	1,0	1,1

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

#### 3.2.1.6.2 Determinação do Tempo de Percurso com Atraso

O tempo de percurso com atraso, obtido pela expressão 3.4, é função do tempo de percurso com atraso base, dado pela expressão 3.5, e de um factor de ajustamento devido ao efeito combinado da repartição do tráfego pelas 2 vias e da percentagem de zonas de não ultrapassagem, dado pela tabela 3.8.

$$PTSF = BPTSF + f_{d/np} \quad (3.4)$$

em que:

PTSF – Tempo de percurso com atraso

BPTSF – Tempo de percurso com atraso base (expressão 3.5)

$f_{d/np}$  – Factor de ajustamento devido ao efeito combinado da repartição do tráfego e da percentagem de zonas de não ultrapassagem (tabela 3.8)

O tempo de percurso com atraso base é função do débito para o período de ponta de 15 minutos no conjunto das duas vias ( $v_p$ ), em uvl/h, e é dado pela expressão 3.5.

$$BPTSF = 100 \left( 1 - e^{-0,000879 v_p} \right) \quad (3.5)$$

Tabela 3.8 – Factor de ajustamento devido ao efeito combinado da repartição do tráfego e da percentagem de zonas de não ultrapassagem

Débito para o conjunto das duas vias, $v_p$ (uvl/h)	Aumento do Tempo de Percurso com Atraso (%)					
	Zonas de não-ultrapassagem (%)					
	0	20	40	60	80	100
<b>Distribuição direccional = 50/50</b>						
≤200	0,0	10,1	17,2	20,2	21,0	21,8
400	0,0	12,4	19,0	22,7	23,8	24,8
600	0,0	11,2	16,0	18,7	19,7	20,5
800	0,0	9,0	12,3	14,1	14,5	15,4
1400	0,0	3,6	5,5	6,7	7,3	7,9
2000	0,0	1,8	2,9	3,7	4,1	4,4
2600	0,0	1,1	1,6	2,0	2,3	2,4
3200	0,0	0,7	0,9	1,1	1,2	1,4
<b>Distribuição direccional = 60/40</b>						
≤200	1,6	11,8	17,2	22,5	23,1	23,7
400	0,5	11,7	16,2	20,7	21,5	22,2
600	0,0	11,5	15,2	18,9	19,8	20,7
800	0,0	7,6	10,3	13,0	13,7	14,4
1400	0,0	3,7	5,4	7,1	7,6	8,1
2000	0,0	2,3	3,4	3,6	4,0	4,3
≥2600	0,0	0,9	1,4	1,9	2,1	2,2
<b>Distribuição direccional = 70/30</b>						
≤200	2,8	13,4	19,1	24,8	25,2	25,5
400	1,1	12,5	17,3	22,0	22,6	23,2
600	0,0	11,6	15,4	19,1	20,0	20,9
800	0,0	7,7	10,5	13,3	14,0	14,6
1400	0,0	3,8	5,6	7,4	7,9	8,3
≥2000	0,0	1,4	4,9	3,5	3,9	4,2
<b>Distribuição direccional = 80/20</b>						
≤200	5,1	17,5	24,3	31,0	31,3	31,6
400	2,5	15,8	21,5	27,1	27,6	28,0
600	0,0	14,0	18,6	23,2	23,9	24,5
800	0,0	9,3	12,7	16,0	16,5	17,0
1400	0,0	4,6	6,7	8,7	9,1	9,5
≥2000	0,0	2,4	3,4	4,5	4,7	4,9
<b>Distribuição direccional = 90/10</b>						
≤200	5,6	21,6	29,4	37,2	37,4	37,6
400	2,4	19,0	25,6	32,2	32,5	32,8
600	0,0	16,3	21,8	27,2	27,6	28,0
800	0,0	10,9	14,8	18,6	19,0	19,4
≥1400	0,0	5,5	7,8	10,0	10,4	10,7

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.2.1.6.3 Determinação do débito

O valor do débito para o período de ponta de 15 minutos é obtido através da expressão 3.6, e refere-se ao conjunto dos 2 sentidos. Para determinar o valor referente a um único sentido, basta multiplicar aquele pela respectiva repartição do tráfego por sentido.

No caso do valor do débito ser superior à capacidade, isso significa que o nível de serviço da estrada é o nível F.

$$v_p = \frac{V}{PHF \times f_G \times f_{HV}} \quad (3.6)$$

em que:

$v_p$  – débito para o período de ponta de 15 minutos (uvl/h)

$V$  – Volume de tráfego para a hora de ponta (veic/h)

PHF – Factor de ponta horária

$f_G$  – Factor de ajustamento devido ao tipo de terreno

$f_{HV}$  – Factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego

O factor de ponta horária (PHF), tal como referido no capítulo 2, é o quociente entre o débito de ponta máxima de 15 minutos e o volume da hora de ponta. Sempre que não existam dados locais que o permitam calcular pode-se usar 0,88 para áreas rurais e 0,92 para áreas urbanas.

O factor de ajustamento devido ao tipo de terreno ( $f_G$ ), depende do parâmetro que se pretende calcular. Assim, o débito para o período de ponta de 15 minutos, apresentará dois valores, um a utilizar no cálculo da velocidade média de percurso (tabela 3.9) e outro no cálculo do tempo de percurso com atraso (tabela 3.10).

Tabela 3.9 – Factor de ajustamento devido ao tipo de terreno ( $f_G$ ) para determinação da velocidade média de percurso

Débito no conjunto das 2 vias (uvl/h)	Débito num sentido (uvl/h)	Tipo de Terreno	
		Plano	Ondulado
0-600	0-300	1,00	0,71
>600-1200	>300-600	1,00	0,93
>1200	>600	1,00	0,99

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Tabela 3.10 – Factor de ajustamento devido ao tipo de terreno ( $f_G$ ) para determinação do tempo de percurso com atraso

Débito no conjunto das 2 vias (uvl/h)	Débito num sentido (uvl/h)	Tipo de Terreno	
		Plano	Ondulado
0-600	0-300	1,00	0,77
>600-1200	>300-600	1,00	0,94
>1200	>600	1,00	1,00

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

O factor de ajustamento devido à existência de veículos pesados na corrente de tráfego ( $f_{HV}$ ), é obtido com recurso à expressão 3.7.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (3.7)$$

em que:

$f_{HV}$  – Factor de ajustamento devido à existência de veículos pesados

$P_T$  – Proporção de pesados na corrente de tráfego

$P_R$  – Proporção de veículos de recreio (RVs) na corrente de tráfego

$E_T$  – Factor de equivalência de camiões em veículos ligeiros de passageiros

$E_R$  – Factor de equivalência de veículos de recreio (RVs) em veículos ligeiros de passageiros

Os factores de Equivalência  $E_T$  e  $E_R$  a utilizar quando se pretende determinar a velocidade média de percurso são dados na tabela 3.11, enquanto os factores de equivalência a utilizar para a determinação do tempo de percurso com atraso são expressos na tabela 3.12.

Tabela 3.11 – Factores de equivalência para pesados e RVs para determinação da velocidade média de percurso

Tipo de Veículo	Débito no conjunto das 2 vias (uvl/h)	Débito num sentido (uvl/h)	Tipo de Terreno	
			Plano	Ondulado
Pesados, E <sub>T</sub>	0-600	0-300	1,7	2,5
	>600-1200	>300-600	1,2	1,9
	>1200	>600	1,1	1,5
RVs, E <sub>R</sub>	0-600	0-300	1,0	1,1
	>600-1200	>300-600	1,0	1,1
	>1200	>600	1,0	1,1

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Tabela 3.12 – Factores de equivalência para pesados e RVs para determinação do tempo de percurso com atraso

Tipo de Veículo	Débito no conjunto das 2 vias (uvl/h)	Débito num sentido (uvl/h)	Tipo de Terreno	
			Plano	Ondulado
Pesados, E <sub>T</sub>	0-600	0-300	1,1	1,8
	>600-1200	>300-600	1,1	1,5
	>1200	>600	1,0	1,0
RVs, E <sub>R</sub>	0-600	0-300	1,0	1,0
	>600-1200	>300-600	1,0	1,0
	>1200	>600	1,0	1,0

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.2.1.7 Análise para um sentido

Para avaliar a capacidade e os níveis de serviço para um dos sentidos, de uma estrada de duas vias, os procedimentos são análogos aos utilizados para o conjunto dos dois sentidos.

#### 3.2.1.7.1 Determinação da velocidade média de percurso

A velocidade média de percurso no sentido em análise, representada pela expressão 3.8, é função da velocidade em regime livre nesse sentido, dos débitos para o período de ponta de 15 minutos para cada um dos sentidos e de um factor de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem.

$$ATS_d = FFS_d - 0,0125(v_d + v_0) - f_{np} \quad (3.8)$$

em que:

ATS<sub>d</sub> – Velocidade média de percurso no sentido em análise (km/h)

FFS<sub>d</sub> – Velocidade em regime livre no sentido em análise (km/h)

v<sub>d</sub> – Débito para o período de ponta de 15 minutos no sentido em análise (uvl/h)

v<sub>0</sub> – Débito para o período de ponta de 15 minutos no sentido oposto ao em análise (uvl/h)

f<sub>np</sub> – Factor de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem

O factor de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem (f<sub>np</sub>), depende do débito no sentido oposto e é apresentado na tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Factor de ajustamento devido às zonas de não ultrapassagem a considerar no cálculo da velocidade média de percurso ( $f_{np}$ )

Débito no sentido oposto, $v_0$ (uvl/h)	Zonas de não ultrapassagem (%)				
	≤20	40	60	80	100
<b>FFS=110 km/h</b>					
≤100	1,7	3,5	4,5	4,8	5,0
200	3,5	5,3	6,2	6,5	6,8
400	2,6	3,7	4,4	4,5	4,7
600	2,2	2,4	2,8	3,1	3,3
800	1,1	1,6	2,0	2,2	2,4
1000	1,0	1,3	1,7	1,8	1,9
1200	0,9	1,3	1,5	1,6	1,7
1400	0,9	1,2	1,4	1,4	1,5
≥1600	0,9	1,1	1,2	1,2	1,3
<b>FFS=100 km/h</b>					
≤100	1,2	2,7	4,0	4,5	4,7
200	3,0	4,6	5,9	6,4	6,7
400	2,3	3,3	4,1	4,4	4,6
600	1,8	2,1	2,6	3,0	3,2
800	0,9	1,4	1,8	2,1	2,3
1000	0,9	1,1	1,5	1,7	1,9
1200	0,8	1,1	1,4	1,5	1,7
1400	0,8	1,0	1,3	1,3	1,4
≥1600	0,8	1,0	1,1	1,1	1,2
<b>FFS=90 km/h</b>					
≤100	0,8	1,9	3,6	4,2	4,4
200	2,4	3,9	5,6	6,3	6,6
400	2,1	3,0	3,8	4,3	4,5
600	1,4	1,8	2,5	2,9	3,1
800	0,8	1,1	1,7	2,0	2,2
1000	0,8	0,9	1,3	1,5	1,8
1200	0,8	0,9	1,2	1,4	1,6
1400	0,8	0,9	1,1	1,2	1,4
≥1600	0,8	0,8	0,9	0,9	1,1
<b>FFS=80 km/h</b>					
≤100	0,3	1,1	3,1	3,9	4,1
200	1,9	3,2	5,3	6,2	6,5
400	1,8	2,6	3,5	4,2	4,4
600	1,0	1,5	2,3	2,8	3,0
800	0,6	0,9	1,5	1,9	2,1
1000	0,6	0,7	1,1	1,4	1,8
1200	0,6	0,7	1,1	1,3	1,6
1400	0,6	0,7	1,0	1,1	1,3
≥1600	0,6	0,7	0,8	0,8	1,0
<b>FFS=70 km/h</b>					
≤100	0,1	0,6	2,7	3,6	3,8
200	1,5	2,6	5,0	6,1	6,4
400	1,5	0,8	3,2	4,1	4,3
600	0,7	0,5	2,1	2,7	2,9
800	0,5	0,5	1,3	1,8	2,0
1000	0,5	0,5	1,0	1,3	1,8
1200	0,5	0,5	1,0	1,2	1,6
1400	0,5	0,5	1,0	1,0	1,2
≥1600	0,5	0,5	0,7	0,7	0,9

Fonte: Adaptado de TRB (2000)



**3.2.1.7.2 Determinação do Tempo de Percurso com Atraso**

O tempo de percurso com atraso no sentido em análise, dado pela expressão 3.9, é função do tempo de percurso com atraso base no sentido em análise e do factor de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem. Salienta-se que, existem valores distintos para  $f_{np}$ , em função do que se pretende calcular, a velocidade média de percurso com atraso ou tempo de percurso com atraso.

$$PTSF_d = BPTSF_d + f_{np} \quad (3.9)$$

em que:

$PTSF_d$  – Tempo de percurso com atraso no sentido em análise

$BPTSF_d$  – Tempo de percurso com atraso base no sentido em análise (expressão 3.10)

$f_{np}$  – Factor de ajustamento devido à percentagem de zonas de não ultrapassagem (tabela 3.15)

O tempo de percurso com atraso base é dado pela expressão 3.10:

$$BPTSF = 100(1 - e^{av_d^b}) \quad (3.10)$$

em que:

$v_d$  – Débito para o período da ponta de 15 minutos no sentido em análise (uvl/h)

a e b – Coeficientes obtidos pela tabela 3.14

Tabela 3.14 – Valores para os coeficientes a e b utilizados na estimativa do tempo de percurso com atraso base

Débito no sentido oposto, $V_0$ (uvl/h)	a	b
≤200	-0,013	0,668
400	-0,057	0,479
600	-0,100	0,413
800	-0,173	0,349
1000	-0,320	0,276
1200	-0,430	0,242
1400	-0,522	0,225
≥1600	-0,665	0,199

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Tabela 3.15 – Factor de ajustamento devido às zonas de não ultrapassagem a considerar no cálculo da velocidade média de percurso ( $f_{np}$ )

Débito no sentido oposto, $v_0$ (uvl/h)	Zonas de não ultrapassagem (%)				
	≤20	40	60	80	100
<b>FFS=110 km/h</b>					
≤100	10,1	17,2	20,2	21,0	21,8
200	12,4	19,0	22,7	23,8	24,8
400	9,0	12,3	14,1	14,4	15,4
600	5,3	7,7	9,2	9,7	10,4
800	3,0	4,6	5,7	6,2	6,7
1000	1,8	2,9	3,7	4,1	4,4
1200	1,3	2,0	2,6	2,9	3,1
1400	0,9	1,4	1,7	1,9	2,1
≥1600	0,7	0,9	1,1	1,2	1,4
<b>FFS=100 km/h</b>					
≤100	8,4	14,9	20,9	22,8	26,6
200	11,5	18,2	24,1	26,2	29,7
400	8,6	12,1	14,8	15,9	18,1
600	5,1	7,5	9,6	10,6	12,1
800	2,8	4,5	5,9	6,7	7,7
1000	1,6	2,8	3,7	4,3	4,9
1200	1,2	1,9	2,6	3,0	3,4
1400	0,8	1,3	1,7	2,0	2,3
≥1600	0,6	0,9	1,1	1,2	1,5
<b>FFS=90 km/h</b>					
≤100	6,7	12,7	21,7	24,5	31,3
200	10,5	17,5	25,4	28,6	34,7
400	8,3	11,8	15,5	17,5	20,7
600	4,9	7,3	10,0	11,5	13,9
800	2,7	4,3	6,1	7,2	8,8
1000	1,5	2,7	3,8	4,5	5,4
1200	1,0	1,8	2,6	3,1	3,8
1400	0,7	1,2	1,7	2,0	2,4
≥1600	0,6	0,9	1,2	1,3	1,5
<b>FFS=80 km/h</b>					
≤100	5,0	10,4	22,4	26,3	36,1
200	9,6	16,7	26,8	31,0	39,6
400	7,9	11,6	16,2	19,0	23,4
600	4,7	7,1	10,4	12,4	15,6
800	2,5	4,2	6,3	7,7	9,8
1000	1,3	2,6	3,8	4,7	5,9
1200	0,9	1,7	2,6	3,2	4,1
1400	0,6	1,1	1,7	2,1	2,6
≥1600	0,5	0,9	1,2	1,3	1,6
<b>FFS=70 km/h</b>					
≤100	3,7	8,5	23,2	28,2	41,6
200	8,7	16,0	28,2	33,6	45,2
400	7,5	11,4	16,9	20,7	26,4
600	4,5	6,9	10,8	13,4	17,6
800	2,3	4,1	6,5	8,2	11,0
1000	1,2	2,5	3,8	4,9	6,4
1200	0,8	1,6	2,6	3,3	4,5
1400	0,5	1,0	1,7	2,2	2,8
≥1600	0,4	0,9	1,2	1,3	1,7

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.2.1.7.3 Determinação do Débito

O débito para o período de ponta de 15 minutos, no sentido em análise, é determinado a partir da expressão 3.11. Tal como na análise do conjunto das duas vias, existem diferentes valores do débito, um para o cálculo da velocidade média de percurso e outro para o cálculo do tempo de percurso com atraso.

No caso do valor do débito ser superior à capacidade, significa que a via em análise tem nível de serviço F.

$$v_d = \frac{V}{PHF \times f_G \times f_{HV}} \quad (3.11)$$

em que:

$v_d$  – Débito para o período de ponta de 15 minutos no sentido em análise (uvt/h)

$V$  – Débito de tráfego para a hora de ponta no sentido em análise (veic/h)

$PHF$  – Factor de ponta horária

$f_G$  – Factor de ajustamento devido ao tipo de terreno ou declive (tabela 3.9 ou 3.10)

$f_{HV}$  – Factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego

A expressão 3.12 permite calcular o débito no sentido oposto ao sentido em análise, necessário na determinação na velocidade média de percurso, na análise para um único sentido.

$$v_0 = \frac{V_0}{PHF \times f_G \times f_{HV}} \quad (3.12)$$

em que:

$v_0$  – Débito para o período de ponta de 15 minutos no sentido oposto ao em análise (uvt/h)

$V_0$  – Débito de tráfego para a hora de ponta no sentido oposto ao sentido em análise (veic/h)

Tal como se disse anteriormente, sempre que não existam dados locais, pode-se usar como valores de referência para o factor de ponta horária, 0,88 para áreas rurais e 0,92 para áreas urbanas.

### **Factores de ajustamento devido ao tipo de terreno e à existência de veículos pesados na corrente de tráfego**

No cálculo de  $v_d$  e  $v_0$ , os factores de ajustamento  $f_G$  e  $f_{HV}$  a considerar, são diferentes para o caso de troços extensos, traineis ascendentes ou descendentes e traineis compostos. Para cada um destes casos são apresentados de seguida, os diferentes factores de ajustamento.

#### **▪ Troços extensos**

Na determinação da velocidade média de percurso, o factor de ajustamento  $f_G$  a considerar quando se calculam os débitos  $v_d$  e  $v_0$  são os que constam na tabela 3.9, enquanto na determinação do tempo de percurso com atraso recorre-se à tabela 3.10.

Os factores de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego,  $f_{HV}$ , são obtidos pela expressão 3.7, sendo que os factores de equivalência são dados na tabela 3.11, quando se pretende determinar a velocidade média de percurso, e na tabela 3.12 quando se pretende determinar o tempo de percurso com atraso.

#### **▪ Traineis ascendentes**

O factor de ajustamento devido ao declive ( $f_G$ ) é dado pela tabela 3.16 quando se pretende a velocidade média de percurso, e pela tabela 3.17 quando o objectivo é determinar o tempo de percurso com atraso.

Tabela 3.16 - Factor de ajustamento devido ao declive dos traneis ( $f_G$ ) para a estimativa da velocidade média de percurso em traneis ascendentes

Declive (%)	Extensão do tranel (km)	Factor de Ajustamento devido ao declive, $f_G$		
		Débito no sentido em análise $v_d$ (uvl/h)		
		0-300	>300-600	>600
$\geq 3,0 < 3,5$	0,4	0,81	1,00	1,00
	0,8	0,79	1,00	1,00
	1,2	0,77	1,00	1,00
	1,6	0,76	1,00	1,00
	2,4	0,75	0,99	1,00
	3,2	0,75	0,97	1,00
	4,8	0,75	0,95	0,97
	$\geq 6,4$	0,75	0,94	0,95
$\geq 3,5 < 4,5$	0,4	0,79	1,00	1,00
	0,8	0,76	1,00	1,00
	1,2	0,72	1,00	1,00
	1,6	0,69	0,93	1,00
	2,4	0,68	0,92	1,00
	3,2	0,66	0,91	1,00
	4,8	0,65	0,91	0,96
	$\geq 6,4$	0,65	0,90	0,96
	$\geq 4,5 < 5,5$	0,4	0,75	1,00
0,8		0,65	0,93	1,00
1,2		0,60	0,89	1,00
1,6		0,59	0,89	1,00
2,4		0,57	0,86	0,99
3,2		0,56	0,85	0,98
4,8		0,56	0,84	0,97
$\geq 6,4$		0,55	0,82	0,93
$\geq 5,5 < 6,5$	0,4	0,63	0,91	1,00
	0,8	0,57	0,85	0,99
	1,2	0,52	0,83	0,97
	1,6	0,51	0,79	0,97
	2,4	0,49	0,78	0,95
	3,2	0,48	0,78	0,94
	4,8	0,46	0,76	0,93
	$\geq 6,4$	0,45	0,76	0,93
$\geq 6,5$	0,4	0,59	0,86	0,98
	0,8	0,48	0,76	0,94
	1,2	0,44	0,74	0,91
	1,6	0,41	0,70	0,91
	2,4	0,40	0,67	0,91
	3,2	0,39	0,67	0,89
	4,8	0,39	0,66	0,88
	$\geq 6,4$	0,38	0,66	0,87

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Tabela 3.17 - Factor de ajustamento devido ao declive dos traneis ( $f_G$ ) para a estimativa do tempo de percurso com atraso em traneis ascendentes

Declive (%)	Extensão do tranel (km)	Factor de Ajustamento devido ao declive, $f_G$		
		Débito no sentido em análise $v_d$ , (uvt/h)		
		0-300	>300-600	>600
$\geq 3,0 < 3,5$	0,4	1,00	0,92	0,92
	0,8	1,00	0,93	0,93
	1,2	1,00	0,93	0,93
	1,6	1,00	0,93	0,93
	2,4	1,00	0,94	0,94
	3,2	1,00	0,95	0,95
	4,8	1,00	0,97	0,96
$\geq 3,5 < 4,5$	$\geq 6,4$	1,00	1,00	0,97
	0,4	1,00	0,94	0,92
	0,8	1,00	0,97	0,96
	1,2	1,00	0,97	0,96
	1,6	1,00	0,97	0,97
	2,4	1,00	0,97	0,97
	3,2	1,00	0,98	0,98
$\geq 4,5 < 5,5$	4,8	1,00	1,00	1,00
	$\geq 6,4$	1,00	1,00	1,00
	0,4	1,00	1,00	0,97
	0,8	1,00	1,00	1,00
	1,2	1,00	1,00	1,00
	1,6	1,00	1,00	1,00
	2,4	1,00	1,00	1,00
$\geq 5,5 < 6,5$	3,2	1,00	1,00	1,00
	4,8	1,00	1,00	1,00
	$\geq 6,4$	1,00	1,00	1,00
	0,4	1,00	1,00	1,00
	0,8	1,00	1,00	1,00
	1,2	1,00	1,00	1,00
	1,6	1,00	1,00	1,00
$\geq 6,5$	2,4	1,00	1,00	1,00
	3,2	1,00	1,00	1,00
	4,8	1,00	1,00	1,00
	$\geq 6,4$	1,00	1,00	1,00
	0,4	1,00	1,00	1,00
	0,8	1,00	1,00	1,00
	1,2	1,00	1,00	1,00

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Quando se pretende determinar a velocidade média de percurso, os factores de equivalência devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego,  $f_{HV}$ , são obtidos pela expressão 3.7, e os factores de equivalência para veículos pesados são obtidos a partir da tabela 3.18 e para veículos de recreio pela tabela 3.19.

Quando o objectivo é determinar o tempo de percurso com atraso, utiliza-se um  $f_{HV}$ , calculado com base em valores de  $E_T$  e  $E_R$  dados pela tabela 3.20.

Tabela 3.18 - Factor de equivalência para os pesados na estimativa da velocidade média de percurso em traneis ascendentes

Declive (%)	Extensão do tranel (km)	Factor de equivalência para os camiões, $E_T$		
		Débito no sentido em análise $v_d$ , (uvl/h)		
		0-300	>300-600	>600
$\geq 3,0 < 3,5$	0,4	2,5	1,9	1,5
	0,8	3,5	2,8	2,3
	1,2	4,5	3,9	2,9
	1,6	5,1	4,6	3,5
	2,4	6,1	5,5	4,1
	3,2	7,1	5,9	4,7
	4,8	8,2	6,7	5,3
$\geq 3,5 < 4,5$	$\geq 6,4$	9,1	7,5	5,7
	0,4	3,6	2,4	1,9
	0,8	5,4	4,6	3,4
	1,2	6,4	6,6	4,6
	1,6	7,7	6,9	5,9
	2,4	9,4	8,3	7,1
	3,2	10,2	9,6	8,1
$\geq 4,5 < 5,5$	4,8	11,3	11,0	8,9
	$\geq 6,4$	12,3	11,9	9,7
	0,4	4,2	3,7	2,6
	0,8	6,0	6,0	5,1
	1,2	7,5	7,5	7,5
	1,6	9,2	9,0	8,9
	2,4	10,6	10,5	10,3
$\geq 5,5 < 6,5$	3,2	11,8	11,7	11,3
	4,8	13,7	13,5	12,4
	$\geq 6,4$	15,3	15,0	12,5
	0,4	4,7	4,1	3,5
	0,8	7,2	7,2	7,2
	1,2	9,1	9,1	9,1
	1,6	10,3	10,3	10,2
$\geq 6,5$	2,4	11,9	11,8	11,7
	3,2	12,8	12,7	12,6
	4,8	14,4	14,3	14,2
	$\geq 6,4$	15,4	15,2	15,0
	0,4	5,1	4,8	4,6
	0,8	7,8	7,8	7,8
	1,2	9,8	9,8	9,8
$\geq 6,5$	1,6	10,4	10,4	10,3
	2,4	12,0	11,9	11,8
	3,2	12,9	12,8	12,7
	4,8	14,5	14,4	14,3
	$\geq 6,4$	15,4	15,3	15,2

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Tabela 3.19 - Factor de equivalência para veículos de recreio na estimativa da velocidade média de percurso em traineis ascendentes

Declive (%)	Extensão do trainel (km)	Factor de equivalência para os camiões, $E_T$		
		Débito no sentido em análise $v_d$ , (uvl/h)		
		0-300	>300-600	>600
≥3,0<3,5	0,4	1,1	1,0	1,0
	0,8	1,2	1,0	1,0
	1,2	1,2	1,0	1,0
	1,6	1,3	1,0	1,0
	2,4	1,4	1,0	1,0
	3,2	1,4	1,0	1,0
	4,8	1,5	1,0	1,0
≥3,5<4,5	≥6,4	1,5	1,0	1,0
	0,4	1,3	1,0	1,0
	0,8	1,3	1,0	1,0
	1,2	1,3	1,0	1,0
	1,6	1,4	1,0	1,0
	2,4	1,4	1,0	1,0
	3,2	1,4	1,0	1,0
≥4,5<5,5	4,8	1,4	1,0	1,0
	≥6,4	1,5	1,0	1,0
	0,4	1,5	1,0	1,0
	0,8	1,5	1,0	1,0
	1,2	1,5	1,0	1,0
	1,6	1,5	1,0	1,0
	2,4	1,5	1,0	1,0
≥5,5<6,5	3,2	1,4	1,0	1,0
	4,8	1,4	1,0	1,0
	≥6,4	1,5	1,0	1,0
	0,4	1,5	1,0	1,0
	0,8	1,5	1,0	1,0
	1,2	1,5	1,0	1,0
	1,6	1,6	1,0	1,0
≥6,5	2,4	1,6	1,0	1,0
	3,2	1,6	1,0	1,0
	4,8	1,6	1,2	1,0
	≥6,4	1,6	1,5	1,2
	0,4	1,6	1,0	1,0
	0,8	1,6	1,0	1,0
	1,2	1,6	1,0	1,0
≥6,5	1,6	1,6	1,0	1,0
	2,4	1,6	1,0	1,0
	3,2	1,6	1,0	1,0
	4,8	1,6	1,3	1,3
	≥6,4	1,6	1,5	1,4

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

Tabela 3.20 - Factor de equivalência para os pesados e RVs na estimativa do tempo de percurso com atraso em traineis ascendentes

Declive (%)	Extensão do trainel (%)	Factor de equivalência			RVs, E <sub>R</sub>
		Débito no sentido em análise vd, (uvt/h)			
		0-300	>300-600	>600	
≥3,0<3,5	0,4	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,8	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,6	1,0	1,0	1,0	1,0
	2,4	1,0	1,0	1,0	1,0
	3,2	1,0	1,0	1,0	1,0
	4,8	1,4	1,0	1,0	1,0
≥6,4	1,5	1,0	1,0	1,0	
≥3,5<4,5	0,4	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,8	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,6	1,0	1,0	1,0	1,0
	2,4	1,1	1,0	1,0	1,0
	3,2	1,4	1,0	1,0	1,0
	4,8	1,7	1,1	1,2	1,0
≥6,4	2,0	1,5	1,4	1,0	
≥4,5<5,5	0,4	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,8	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,6	1,0	1,0	1,0	1,0
	2,4	1,1	1,2	1,2	1,0
	3,2	1,6	1,3	1,5	1,0
	4,8	2,3	1,9	1,7	1,0
≥6,4	3,3	2,1	1,8	1,0	
≥5,5<6,5	0,4	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,8	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,2	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,6	1,0	1,2	1,2	1,0
	2,4	1,5	1,6	1,6	1,0
	3,2	1,9	1,9	1,8	1,0
	4,8	3,3	2,5	2,0	1,0
≥6,4	4,3	3,1	2,0	1,0	
≥6,5	0,4	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,8	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,2	1,0	1,0	1,3	1,0
	1,6	1,3	1,4	1,6	1,0
	2,4	2,1	2,0	2,0	1,0
	3,2	2,8	2,5	2,1	1,0
	4,8	4,0	3,1	2,2	1,0
≥6,4	4,8	3,5	2,3	1,0	

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

#### ▪ Traineis Descendentes

O factor de ajustamento devido ao declive ( $f_G$ ) é sempre igual a 1,0 no caso de traineis descendentes. No que se refere ao factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados,  $f_{HV}$ , pode acontecer duas situações distintas. Se a velocidade dos camiões não se altera significativamente durante a descida, os valores a utilizar são os mesmos que foram considerados para os troços extensos, ou seja, os factores de ajustamento,  $f_{HV}$ , são obtidos pela expressão 3.7, descrita anteriormente, sendo que os factores de equivalência para determinar a velocidade média de percurso são dados na tabela 3.11 e os factores de equivalência para determinar o tempo de percurso com atraso são dados na tabela 3.12 (TRB, 2000).



Pelo contrário, se os veículos têm necessidade de reduzir significativamente a sua velocidade em relação à velocidade em regime livre, deve-se calcular o factor de ajustamento na determinação da velocidade média de percurso, pela expressão 3.13. Para determinação do tempo de percurso com atraso são usadas a expressão 3.7 e a tabela 3.12 no cálculo do factor de ajustamento devido à existência de veículos pesados.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_{TC} P_T (E_{TC} - 1) + (1 - P_{TC}) P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)} \quad (3.13)$$

em que:

$f_{HV}$  – Factor de ajustamento devido à existência de veículos pesados

$P_T$  – Proporção de camiões na corrente de tráfego

$P_R$  – Proporção de veículos de recreio (RVs) na corrente de tráfego

$P_{TC}$  – Proporção de camiões que reduzem a velocidade na descida

$E_T$  – Factor de equivalência de camiões em veículos ligeiros de passageiros

$E_R$  – Factor de equivalência de veículos de recreio (RVs) em veículos ligeiros de passageiros

$E_{TC}$  – Factor de equivalência dos camiões que reduzem a velocidade na descida (tabela 3.21)

Tabela 3.21 – Factor de equivalência para estimativa do efeito na velocidade média de percurso dos pesados que circulam em velocidade lenta devido a traineis descendentes

Diferença entre FFS e a velocidade de descida dos camiões	Factor de equivalência para os camiões em descida, $E_{TC}$		
	Débito no sentido em análise $v_d$ (uvl/h)		
	0-300	>300-600	>600
≤20	4,4	2,8	1,4
40	14,3	9,6	5,7
≥60	34,1	23,1	13,0

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

### 3.2.2 Capacidade e níveis de serviço em estradas de vias múltiplas

Uma estrada de vias múltiplas é normalmente constituída por um total de 4 ou 6 vias de tráfego (2×2 vias ou 2×3 vias) regularmente divididas por um separador central físico ou por 2 linhas contínuas.

As condições de escoamento do tráfego em estradas de vias múltiplas variam desde condições muito semelhantes às das auto-estradas, ou seja escoamento sem interrupções, até condições de escoamento próximas das auto-estradas urbanas, com interrupções provocadas pela existência de sinais luminosos.

Os cruzamentos neste tipo de estradas são usualmente de nível, podendo ser regulados por sinalização luminosa. Se o espaçamento entre os sinais luminosos for inferior ou igual a 3 km, geralmente as condições de circulação alteram-se, aproximando-se das condições existentes numa via urbana, pelo que não é possível adoptar os procedimentos de avaliação dos níveis de serviço descritos de seguida. A metodologia a seguir apresentada baseia-se no *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000).

### 3.2.2.1 Relações Débito – Velocidade e Concentração – Débito

As figuras 3.12 e 3.13 apresentam as relações débito – velocidade e concentração – débito para um troço de estrada de vias múltiplas em escoamento estável, em que a velocidade em regime livre é conhecida. As condições de circulação neste tipo de vias podem ser menos favoráveis que as existentes em auto-estrada, uma vez que os condutores admitem potenciais conflitos com o tráfego de viragem, mesmo quando não existem pontos de acesso nas proximidades.

As condições base em estradas de vias múltiplas são:

- Largura das vias de 3,6 m;
- Desobstrução lateral total de 3,6 m;
- Apenas veículos ligeiros de passageiros na corrente de tráfego;
- Ausência de pontos de acesso directos ao longo da estrada;
- Existência de separador central, ou seja faixas separadas;
- Velocidade em regime livre superior a 100 km/h.

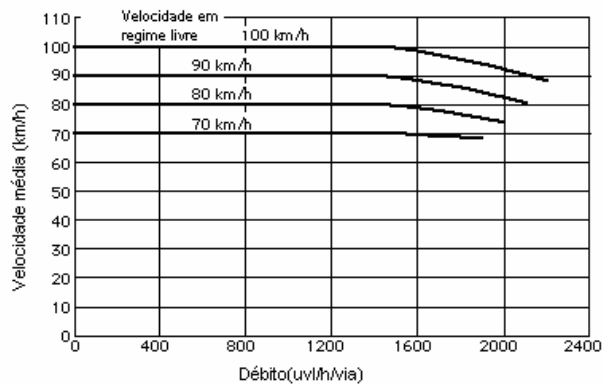


Figura 3.12 Relação Débito – Velocidade

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

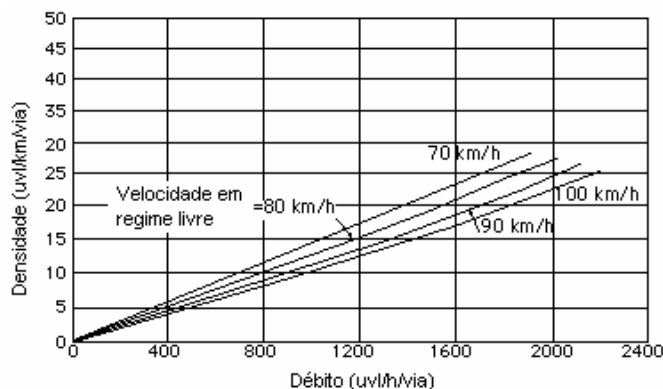


Figura 3.13 – Relação Concentração – Débito

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

Segundo a figura 3.12, para valores de débito inferiores a 1400 uvl/h/via, a velocidade de tráfego numa estrada de vias múltiplas não é afectada pelo débito. De acordo com a mesma figura, a capacidade de uma estrada de vias múltiplas, que respeite as condições base, é de 2200 uvl/h/via para estradas em que a velocidade em regime livre é de 100 km/h. A velocidade média de uma estrada de vias múltiplas com uma velocidade em regime livre de 100 km/h diminui cerca de 12 km/h quando os débitos variam de 1400 uvl/h/via para 2200 uvl/h/via.

Observando a figura 3.13 verifica-se que a concentração varia linearmente em função do débito, numa razão de proporcionalidade directa, isto é, à medida que o débito aumenta, a densidade aumenta. Observa-se ainda que para um determinado valor de débito, a densidade varia consoante a velocidade em regime livre, sendo menor para maiores velocidades e maior quando a velocidade em regime livre diminui.

### 3.2.2.2 Critérios para a definição dos níveis de serviço

A medida de desempenho utilizada para se estimar o nível de serviço numa estrada de vias múltiplas é a concentração. Este valor é determinado pelo quociente entre o débito e a velocidade média de percurso. A tabela 3.22 apresenta os critérios que permitem identificar cada nível de serviço numa estrada de vias múltiplas. De notar que as concentrações máximas associadas a cada nível de serviço se mantêm constantes, excepto no nível E, independentemente da velocidade em regime livre.

Tabela 3.22 – Critérios para definição do nível de serviço em estradas de vias múltiplas

FFS (km/h)	Critério	Nível de serviço				
		A	B	C	D	E
100	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	25
	Velocidade média (km/h)	100,0	100,0	98,4	91,5	88,0
	Relação débito/capacidade (v/c)	0,32	0,50	0,72	0,92	1,00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	700	1100	1575	2015	2200
90	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	26
	Velocidade média (km/h)	90,0	90,0	89,8	84,7	80,8
	Relação débito/capacidade (v/c)	0,30	0,47	0,68	0,89	1,00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	630	990	1435	1860	2100
80	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	27
	Velocidade média (km/h)	80,0	80,0	80,0	77,6	74,1
	Relação débito/capacidade (v/c)	0,28	0,44	0,64	0,85	1,00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	560	880	1280	1705	2000
70	Concentração máxima (uvl/km/via)	7	11	16	22	28
	Velocidade média (km/h)	70,0	70,0	70,0	69,6	67,9
	Relação débito/capacidade (v/c)	0,26	0,41	0,59	0,81	1,00
	Débito de serviço máximo (uvl/h/via)	490	770	1120	1530	1900

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

### 3.2.2.3 Determinação do nível de serviço

O nível de serviço pode ser determinado a partir da figura 3.14 ou através da tabela 3.22, tendo em conta os valores da velocidade em regime livre e o débito para o período de ponta de 15 minutos.

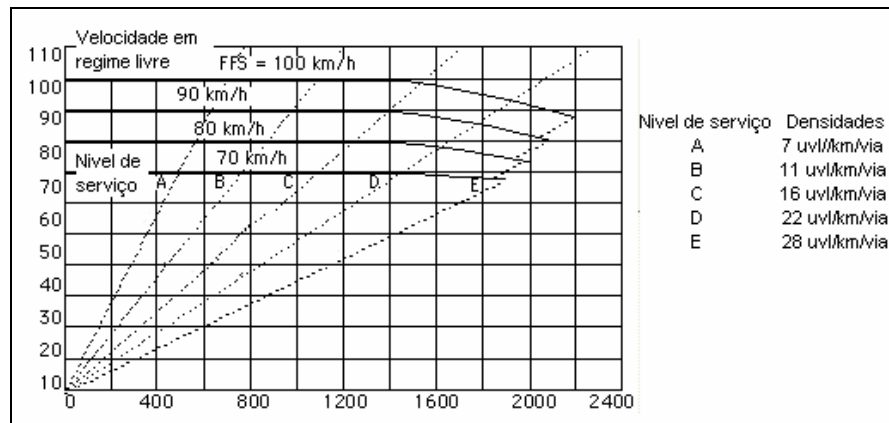


Figura 3.14 – Curvas velocidade – débito e critério para definição do nível de serviço

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

O procedimento a adoptar na determinação do nível de serviço é o seguinte:

- Inicialmente, define-se e divide-se a via em troços com características idênticas.
- De seguida, para cada troço em análise e com base na velocidade em regime livre medida ou estimada, a partir do procedimento que se segue, construir a respectiva curva velocidade-débito, tendo em atenção que esta deve intersectar o eixo dos yy no valor da velocidade em regime livre.
- Com base no valor do débito, determinado através do procedimento dado em 3.2.2.5, ler na curva da velocidade em regime livre, construída no ponto anterior, o valor da velocidade média de percurso e o nível de serviço correspondente a esse ponto.
- Por último, a concentração é determinada a partir da expressão 3.14.

$$D = \frac{v_p}{S} \quad (3.14)$$

em que:

D – Concentração (uvl/h/via)

$v_p$  – Débito (uvl/h/via)

S – Velocidade média de percurso (km/h)

A figura 3.15 apresenta a metodologia a aplicar na determinação do nível de serviço das estradas de vias múltiplas, segundo o *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000).

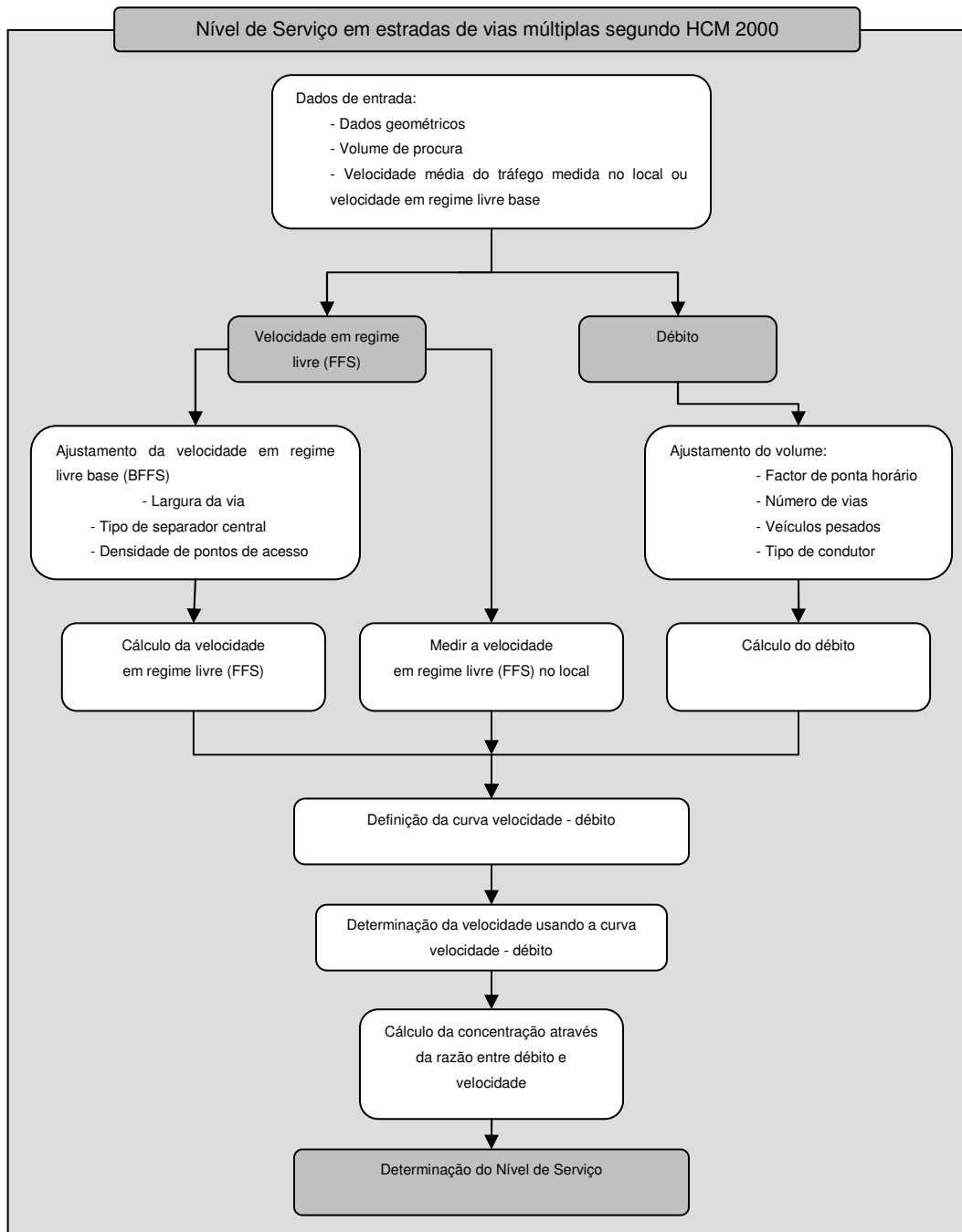


Figura 3.15 – Diagrama da metodologia aplicada na determinação do nível de serviço das estradas de vias múltiplas

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

### 3.2.2.4 Determinação da velocidade em regime livre

A velocidade em regime livre, tal como referido anteriormente, corresponde à velocidade média dos veículos que circulam na estrada em estudo, com os condutores a escolherem livremente a velocidade que desejam. Preferencialmente, a velocidade em regime livre deve ser medida localmente, recorrendo a uma amostra de 100 veículos seleccionados de 10 em 10. Para débitos inferiores a 1400 veíc/h a velocidade em regime livre é igual à média das velocidades obtidas. No

caso de ser superior recorre-se às curvas que relacionam o débito com a velocidade, expressas na figura 3.14, sendo por isso necessário medir simultaneamente as duas variáveis.

Não sendo possível medir a velocidade em regime livre directamente no local, esta pode ser estimada a partir da expressão 3.15, que a relaciona com a velocidade em regime livre base (velocidade limite legal da estrada) e as características da via em estudo.

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_M - f_A \quad (3.15)$$

em que:

FFS – Velocidade em regime livre estimada (km/h)

BFFS – Velocidade em regime livre base (km/h)

$f_{LW}$  – Ajustamento devido à largura das vias (tabela 3.23)

$f_{LC}$  – Ajustamento devido à desobstrução lateral (tabela 3.24)

$f_M$  – Ajustamento devido ao tipo de separador central (tabela 3.25)

$f_A$  – Ajustamento devido aos pontos de acesso (tabela 3.26)

O ajustamento devido à largura das vias  $f_{LW}$  é apresentado na tabela 3.23.

Tabela 3.23 – Ajustamento ( $f_{LW}$ ) devido à largura das vias

Largura da via (m)	Redução na FFS ( $f_{LW}$ ) (km/h)
3,6	0,0
3,5	1,0
3,4	2,1
3,3	3,1
3,2	5,6
3,1	8,1
3,0	10,6

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

A expressão 3.16 permite calcular a desobstrução lateral com base nas obstruções laterais junto à berma e ao separador central que resultam numa redução da velocidade em regime livre dada na tabela 3.24.

$$TLC = LC_R + LC_L \quad (3.16)$$

em que:

TLC – Desobstrução lateral total (m)

$LC_R$  – Desobstrução lateral do lado direito das vias de tráfego no sentido do movimento (junto à berma), sendo que se a largura for superior a 1,8 m se deve considerar o valor de 1,8 m

$LC_L$  – Desobstrução lateral do lado esquerdo das vias de tráfego no sentido do movimento (junto ao separador central), sendo que se deve considerar o valor de 1,8 m se o valor da desobstrução lateral for superior a 1,8m. Em estradas em que apenas exista uma faixa, isto é não exista separador central físico, o valor a considerar é 1,8 m, tal como se existir via de desaceleração para viragens à esquerda.

Tabela 3.24 – Ajustamento ( $f_{LC}$ ) devido à desobstrução lateral

Estradas de 4 vias		Estradas de 6 vias	
Desobstrução lateral total, TLC (m)	Redução na FFS ( $f_{LC}$ ) (km/h)	Desobstrução lateral total, TLC (m)	Redução na FFS ( $f_{LC}$ ) (km/h)
3,6	0,0	3,6	0,0
3,0	0,6	3,0	0,6
2,4	1,5	2,4	1,5
1,8	2,1	1,8	2,1
1,2	3,0	1,2	2,7
0,6	5,8	0,6	4,5
0,0	8,7	0,0	6,3

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

O ajustamento devido ao tipo de separador central é dado na tabela 3.25 e o ajustamento devido à densidade dos pontos de acesso apresenta-se na tabela 3.26.

Tabela 3.25 – Ajustamento ( $f_M$ ) devido ao tipo de separador central

Tipo de separador central	Redução na FFS ( $f_M$ ) (km/h)
Estrada de 1 faixa	2,6
Estrada de faixas separadas	0,0

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

Tabela 3.26 – Ajustamento ( $f_A$ ) devido à densidade de pontos de acesso

Pontos de acesso por km	Redução na FFS (km/h)
0	0,0
6	4,0
12	8,0
18	12,0
≥24	16,0

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

### 3.2.2.5 Determinação do débito

Para calcular o débito para o período de ponta de 15 minutos, recorre-se à expressão 3.17, que relaciona o débito com os valores do volume de tráfego medidos para a hora de ponta.

$$v_p = \frac{V}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p} \quad (3.17)$$

em que:

 $v_p$  – débito para o período de ponta de 15 minutos (uvt/h/via)

V – Volume de tráfego para a hora de ponta (veíc/h)

PHF – Factor de hora de ponta

N – Número de vias

 $f_{HV}$  – Factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados na corrente de tráfego $f_p$  – Factor de ajustamento devido ao tipo de condutor, que assume o valor 1,00 para condutores habituais e 0,85 para condutores esporádicos

Quando não existam dados locais, pode adoptar-se como factor de hora de ponta 0,88 para estradas situadas em zonas rurais e 0,92 para zonas urbanas.

O factor de ajustamento ( $f_{HV}$ ) devido à existência de veículos pesados na corrente de tráfego, é obtido pela expressão 3.18.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} \quad (3.18)$$

em que:

$f_{HV}$  – Factor de ajustamento devido à existência de veículos pesados

$P_T$  – Proporção de camiões e autocarros na corrente de tráfego

$P_R$  – Proporção de veículos de recreio (RVs) na corrente de tráfego

$E_T$  – Factor de equivalência de camiões em veículos ligeiros de passageiros

$E_R$  – Factor de equivalência de veículos de recreio (RVs) em veículos ligeiros de passageiros

Os factores de equivalência  $E_T$  e  $E_R$  a utilizar dependem do tipo de terreno e do tipo de segmento da via em estudo. Relativamente ao tipo de terreno, tal como se descreve no ponto anterior, pode ser plano, ondulado ou montanhoso.

No que diz respeito ao tipo de segmentos de estrada, são troços extensos os que incluem subidas, descidas e zonas em patamar que pelo declive e/ou extensão não produzam um efeito significativo nas condições de escoamento de tráfego. São considerados traineis específicos, os traineis com extensão superior a 1,6 km, mesmo que com declive inferior a 3% ou traineis com declive superior a 3% e extensão superior a 0,8 km.

Estes factores são apresentados na tabela 3.27 no caso de troços extensos e no caso de traineis específicos são obtidos da seguinte forma:

- TRINEIS ASCENDENTES

Factor de equivalência  $E_T$  – Tabela 3.28

Factor de equivalência  $E_R$  – Tabela 3.29

- TRINEIS DESCENDENTES

Para declives inferiores a 4% e extensões inferiores a 3,2 km, os factores de equivalência  $E_T$  e  $E_R$  são determinados considerando terreno plano, a partir da tabela 3.27.

Para declives iguais ou superiores a 4% e extensões iguais ou superiores a 3,3 km, o factor de equivalência  $E_T$  é determinado a partir da tabela 3.28 e o factor de equivalência  $E_R$  a partir da tabela 3.27, considerando terreno plano.

Tabela 3.27 – Factores de Equivalência para pesados e RVs em troços extensos

Factor	Tipo de Terreno		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
$E_T$ (Camiões e Autocarros)	1,5	2,5	4,5
$E_R$ (RVs)	1,2	2,0	4,0

Fonte: Adaptado de TRB (2000).



Tabela 3.28 – Factores de Equivalência para camiões e autocarros em traineis ascendentes

Declive (%)	Extensão (km)	ET								
		Percentagem de Camiões e Autocarros								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
<2	Todas	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
2-3	0,0-0,4	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,4-0,8	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,8-1,2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>1,2-1,6	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>1,6-2,4	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
>3-4	>2,4	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	0,0-0,4	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,4-0,8	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5
	>0,8-1,2	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>1,2-1,6	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	>1,6-2,4	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5
>4-5	>2,4	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5
	0,0-0,4	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,4-0,8	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>0,8-1,2	3,5	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	>1,2-1,6	4,0	3,5	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
>5-6	>1,6	5,0	4,0	4,0	4,0	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0
	0,0-0,4	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,4-0,5	4,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>0,5-0,8	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	>0,8-1,2	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	>1,2-1,6	5,5	5,0	4,5	4,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
>6	>1,6	6,0	5,0	5,0	4,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	0,0-0,4	4,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	>0,4-0,5	4,5	4,0	3,5	3,5	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5
	>0,5-0,8	5,0	4,5	4,0	4,0	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5
	>0,8-1,2	5,5	5,0	4,5	4,5	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0
	>1,2-1,6	6,0	5,5	5,0	5,0	4,5	4,0	3,5	3,5	3,5
>1,6	7,0	6,0	5,5	5,5	5,0	4,5	4,0	4,0	4,0	

Fonte: Adaptado de TRB, (2000).

Tabela 3.29 – Factores de Equivalência para RVs em traineis ascendentes

Declive (%)	Extensão (km)	E <sub>R</sub>								
		Percentagem de RVs								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
<2	Todas	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
>2-3	0,0-0,8	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	>0,8	3,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,2	1,2	1,2
>3-4	0,0-0,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	>0,4-0,8	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5
	>0,8	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5
>4-5	0,0-0,4	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,4-0,8	4,0	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	>0,8	4,5	3,5	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0
>5	0,0-0,4	4,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5
	>0,4-0,8	6,0	4,0	4,0	3,5	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0
	>0,8	6,0	4,5	4,0	4,5	3,5	3,0	3,0	2,5	2,0

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

Tabela 3.30 – Factores de Equivalência para Camiões em declives

Declive (%)	Extensão (km)	ET			
		Percentagem de Camiões			
		5	10	15	20
<4	Todas	1,5	1,5	1,5	1,5
4-5	≤6,4	1,5	1,5	1,5	1,5
4-5	>6,4	2,0	2,0	2,0	1,5
>5-6	≤6,4	1,5	1,5	1,5	1,5
>5-6	>6,4	5,5	4,0	4,0	3,0
>6	≤6,4	1,5	1,5	1,5	1,5
>6	>6,4	7,5	6,0	5,5	4,5

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

### **3.2.3 Capacidade e níveis de serviço em vias inseridas em meio urbano**

A análise de vias urbanas deve ser efectuada tendo em conta que estas possuem determinadas características, distintas das vias não urbanas, pois estão sujeitas a maior interacção com diferentes actividades e a contínuas interrupções do tráfego.

Será abordada uma metodologia de análise de vias urbanas que poderá ser também utilizada na análise de vias não urbanas que possuam características semelhantes àquelas, como vias com sinalização luminosa com espaçamento igual ou inferior a 3 km. Tanto as ruas de sentido único como as estradas com dois sentidos de tráfego podem ser analisadas recorrendo a esta metodologia, sendo no entanto necessário que perante uma rua de dois sentidos, seja feita uma análise separada para cada um deles (TRB, 2000). A metodologia apresentada nos pontos seguintes baseia-se no *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000).

#### **3.2.3.1 Determinação do nível de serviço**

Existe um conjunto de critérios para determinar o nível de serviço das diferentes classes de vias urbanas. Estes critérios são baseados nas diferentes expectativas criadas pelos condutores para os diferentes tipos de ruas urbanas.

A tabela 3.31 apresenta os critérios para determinar o nível de serviço para cada classe de vias urbanas. Estes critérios variam de acordo com a classe da rua em estudo: quanto mais urbana é a rua (maior a sua classificação), menor é a expectativa do condutor em relação a esse acesso e mais baixa a velocidade associada ao nível de serviço.

Como se pode observar pela tabela 3.31, para um determinado nível de serviço as velocidades diminuem com o aumento da classe da via. Assim, as ruas com classe III (distribuidora local) permitem velocidades no nível de serviço B inferiores às praticadas nas ruas com classe I (colectoras).

Se a reconstrução melhora um acesso da classe II para a I, é possível que o nível de serviço não venha a mudar (ou talvez possa até declinar), apesar do aumento da velocidade máxima e outras melhorias porque as expectativas serão maiores.

O conceito de nível de serviço em toda a rua urbana só tem significado quando todos os segmentos na rua são da mesma classe.

#### **3.2.3.2 Critérios de definição dos níveis de serviço**

A medida de desempenho usada para definir o nível de serviço em vias urbanas é a velocidade média dos veículos no segmento em análise ou na totalidade da via em análise.

A velocidade média de percurso é calculada pelo tempo de percurso da rua e pelo atraso dos movimentos de atravessamento nas intersecções semaforizadas.

O atraso é a porção do atraso total, por veículo chegado e entrado na intersecção semaforizada, que é atribuída à operação de sinalização do tráfego. O atraso inclui os atrasos devido à desaceleração inicial, tempo de espera na fila, paragens e aceleração.

O nível de serviço nas vias urbanas é influenciado pelo número de sinais existentes por quilómetro e pelo atraso ocorrido nas intersecções. O nível de serviço da rua pode ser consideravelmente degradado no caso de existir sinalização luminosa com tempos inadequados, progressão baixa e onde ocorra um aumento significativo do volume de tráfego. Ruas com densidades de sinais médias para elevadas (mais de um sinal por quilómetro) são mais susceptíveis a estes factores, e níveis de serviço baixos podem ser observados antes de ocorrerem problemas significativos. Por outro lado, ruas longas compreendendo intersecções carregadas podem ter razoáveis níveis de serviço, apesar de uma intersecção semaforica poder operar a baixo nível. O termo “veículos de atravessamento” refere-se a todos os veículos que passam directamente através do segmento da rua e não mudam de direcção.

A tabela 3.31 apresenta os critérios para definição do nível de serviço para cada tipo de via em função da velocidade média de percurso.

Tabela 3.31 – Níveis de serviço para vias urbanas

Classes das vias	I Colectora	II Distribuidora Principal	III Distribuidora Local	IV Aceso Local
FFS	90 até 70 km/h	70 até 55 km/h	55 até 50 km/h	55 até 40 km/h
FFS típica	80 km/h	65km/h	55 km/h	45 km/h
Nível de serviço	Velocidade média de percurso (km/h)			
A	>72	>59	>50	>41
B	>56-72	>46-59	>39-50	>32-41
C	>40-56	>33-46	>28-39	>23-32
D	>32-40	>26-33	>22-28	>18-23
E	>26-32	>21-26	>17-22	>14-18
F	≤26	≤21	≤17	≤14

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

A figura 3.16 apresenta a metodologia a aplicar na determinação do nível de serviço das estradas de ruas inseridas em meio urbano, segundo o *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000).

### 3.2.3.3 Relações entre variáveis de tráfego

As curvas débito-velocidade ilustram a variação da velocidade de percurso em função da velocidade em regime livre (FFS), rácio  $v/c$ , densidade de sinais e classe de rua urbana.

As figuras 3.17 a 3.20 apresentam o rácio  $v/c$  para o movimento de atravessamento na intersecção critica da rua, que corresponde à intersecção com o maior rácio  $v/c$ . A capacidade de atravessamento de uma intersecção numa rua urbana é calculada usando a expressão 3.19.

$$c = N \times s \times \frac{g}{C} \quad (3.19)$$

em que:

$c$  – capacidade de atravessamento da via (veic/h)

$N$  – número de vias de atravessamento da intersecção

$S$  – Volume de saturação ajustado por via de atravessamento (veic/h)

$g/C$  – tempo de verde útil por ciclo para o movimento de atravessamento da intersecção

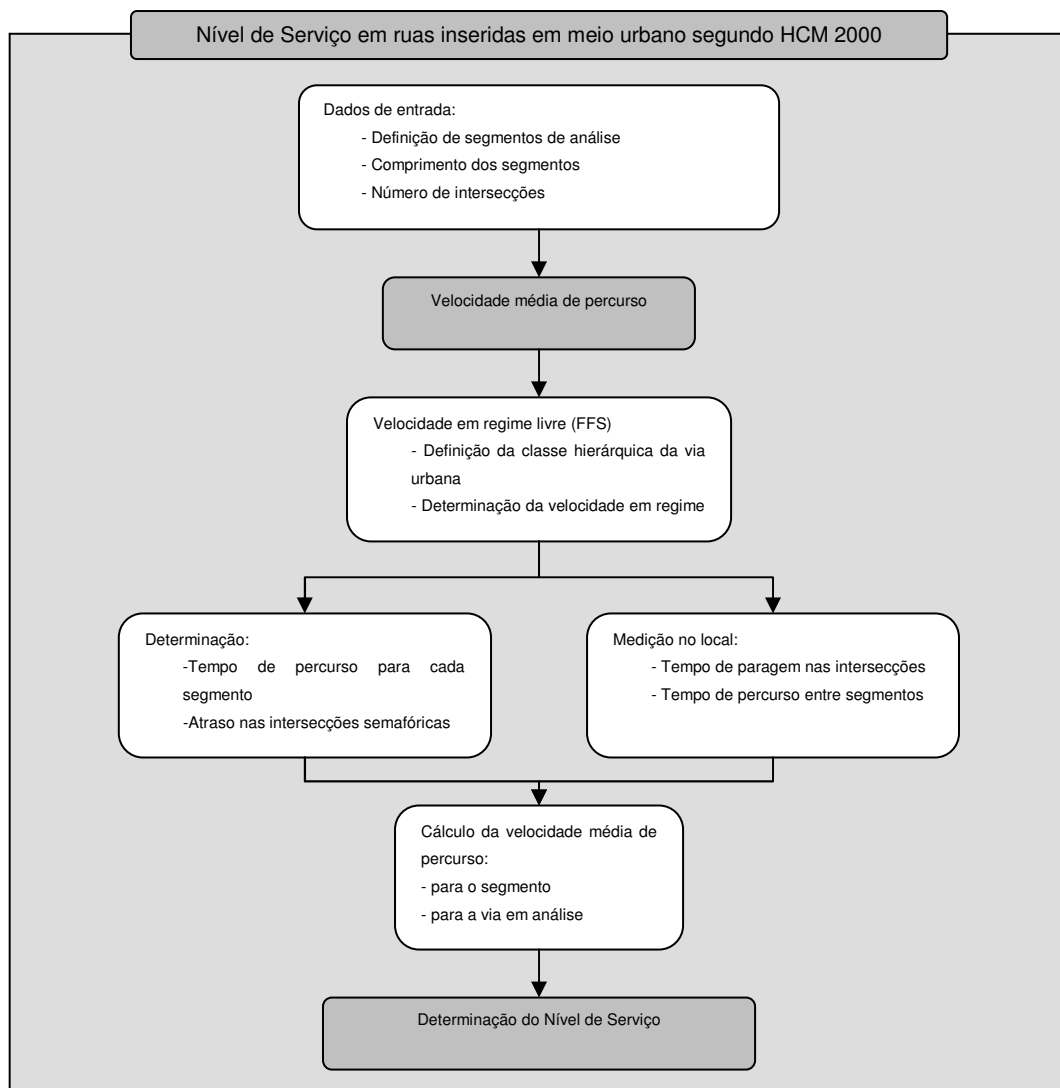


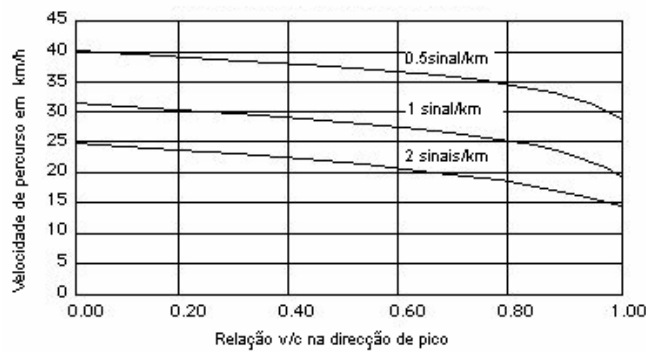
Figura 3.16 – Diagrama da metodologia aplicada na determinação do nível de serviço em ruas urbanas

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

A capacidade de uma rua urbana é definida, para uma única direcção, como a capacidade do movimento de atravessamento na intersecção semaforica. A capacidade é determinada para o número de vias, pelo volume de saturação por via (influenciado pela geometria e pela procura) e pelo tempo de verde por ciclo do movimento de atravessamento na intersecção.

A duração do ciclo também pode afectar a capacidade da rua urbana. Ciclos de longa duração geralmente permitem maiores porções de tempo de verde para os movimentos de atravessamento, mas continuam a ter tempos de limpeza para os peões, tempo de limpeza para os veículos e intervalos de mudança de fase.

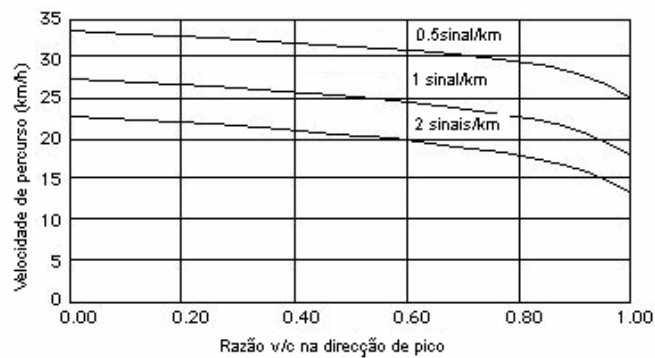
Sinais coordenados geralmente melhoram a velocidade e o nível de serviço das ruas urbanas, apesar da melhoria na coordenação, por si só, não aumentar a capacidade da via (TRB, 2000).



Nota:  
 Considerações: FFS limite=80km/h, 10 km de extensão, duração do ciclo de 120s,  $g/C=0.45$ , Viagem do tipo 3, intersecções isoladas, Volume de saturação ajustado=1700 veic/h, 2 vias de atravessamento, período de análise de 0.25h, sinalização semaforica de tempos fixos.

Figura 3.17 – Curvas débito-velocidade para ruas urbanas da classe I

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

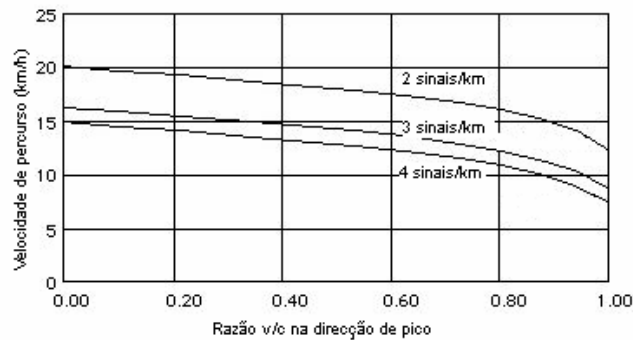


Nota:  
 Considerações: FFS limite=65 km/h, 10km de extensão, duração do ciclo de 120s,  $g/c=0.45$ , viagem do tipo 3, intersecções isoladas, Volume de saturação ajustado=1700 veic/h, 2 vias de atravessamento, período de análise de 0.25h, sinalização semaforica de tempos fixos.

Figura 3.18 - Curvas débito-velocidade para ruas urbanas da classe II

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

O aumento da densidade de sinais geralmente diminui a velocidade e o nível de serviço mas não afecta a capacidade, a menos que, os sinais adicionados tenham menores valores de  $g/C$ , ou menor débito de saturação para os movimentos de atravessamento.

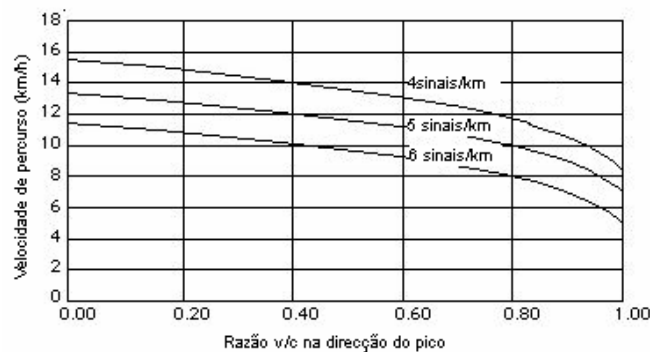


Nota:

Considerações: FFS limite=55km/h, extensão de 10km, duração do ciclo de 120s,  $g/C=0.45$ , tipo de viagem 3, intersecções isoladas, volume de saturação ajustado de 1700 veic/h, 2 vias de atravessamento, período de análise de 0.25h, sinalização semafórica de tempos fixos.

Figura 3.19 – Curvas débito-velocidade para ruas urbanas da classe III

Fonte: Adaptado de TRB (2000).



Nota:

Considerações: FFS limite=50km/h, extensão de 10km, duração do ciclo de 120s,  $g/C=0.45$ , Tipo de viagem 4, intersecções isoladas, volume de saturação ajustado=1700veic/h, 2 vias de atravessamento, período de análise de 0.25h, sinalização semafórica de tempos fixos.

Figura 3.20 - Curvas débito-velocidade para ruas urbanas da classe IV

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

As figuras anteriores mostram como a densidade de sinais semafóricos e os rácios  $v/c$  das intersecções da rua urbana, afectam a velocidade de percurso das diferentes classes de vias. O tempo de semaforização e as considerações da geometria da rua usados no cálculo destas curvas são apresentados nas notas. Por conveniência do cálculo, é assumido que todos os sinais em cada rua têm idêntica procura, tempo de sinal e características idênticas. Diferentes considerações originam diferentes curvas (TRB, 2000).

### 3.2.3.4 Etapas do cálculo

A metodologia para determinação do nível de serviço em vias urbanas baseia-se nas seguintes etapas:

- Designação da localização e comprimento da rua em análise.
- Determinação da classe da via
- Determinação da velocidade em regime livre (FFS).

- Divisão das vias em segmentos
- Cálculo do tempo de percurso para cada segmento
- Cálculo da velocidade média de percurso para o segmento e para toda a via
- Determinação do nível de serviço recorrendo à tabela 3.31, tendo em conta a velocidade média de percurso
- Estimativa do valor do débito,  $v_p$ , usando o débito de saturação ajustado, dados do tempo de sinalização e dados geométricos da via

O nível de serviço desejado é fixado no início da análise e usado para obter a mais baixa velocidade média de percurso aceitável apresentada na tabela 3.31. O atraso para cada intersecção é determinado pela expressão da velocidade de percurso nas ruas urbanas (TRB, 2000).

### **3.2.3.5 Limitações da metodologia**

A metodologia de aplicação em ruas urbanas não considera as seguintes condições:

- Presença ou ausência de estacionamento na via
- Densidade da via ou controle de acessos
- Vias com segregação dos movimentos de viragem
- O impacto das inclinações entre intersecções
- Constrangimentos à capacidade entre intersecções, tais como uma ponte estreita
- Separadores centrais e vias segregadas de viragem à esquerda
- Movimentos de viragem que excedem 20% do total de volume da rua
- Filas de espera numa intersecção que interfere na intersecção a jusante
- Congestionamento da via provocando o bloqueio do tráfego que a intersecta

Porque nenhuma destas condições pode ter o impacto significativo na velocidade do tráfego de atravessamento, deve-se modificar a metodologia incorporando os seus efeitos o melhor possível.

### **3.2.3.6 Determinação da classe das vias urbanas**

O primeiro passo deste tipo de análise é determinar a classe das vias em estudo. Esta análise pode ser baseada na determinação directa da FFS em campo ou no objectivo e função das vias, ou ainda nas características geométricas das mesmas.

Se as medições de FFS não forem válidas, a função da rua e as características geométricas da mesma devem ser usadas para identificar a sua classe.

### **3.2.3.7 Segmentação da rua urbana**

No início da análise, deve-se definir a localização e o comprimento da rua urbana, assim como devem ser identificados todos os dados geométricos, de sinalização e de tráfego. Deve ser dada especial importância à extensão da rua urbana, sendo recomendada a análise de vias com no mínimo 1,5 km para as áreas centrais e 3,0 km para as restantes áreas. Devendo ser definidos os segmentos que devem ser analisados.

No caso de ser necessário analisar vias mais curtas, o *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000) considera que as mesmas devem ter função exclusiva de acesso, podendo a sua avaliação ser realizada por meio da análise das suas intersecções isoladamente (Paula, 2006).

Os segmentos representados na figura 3.21 são a unidade básica de análise e são dados pela distância entre intersecções semaforicas.

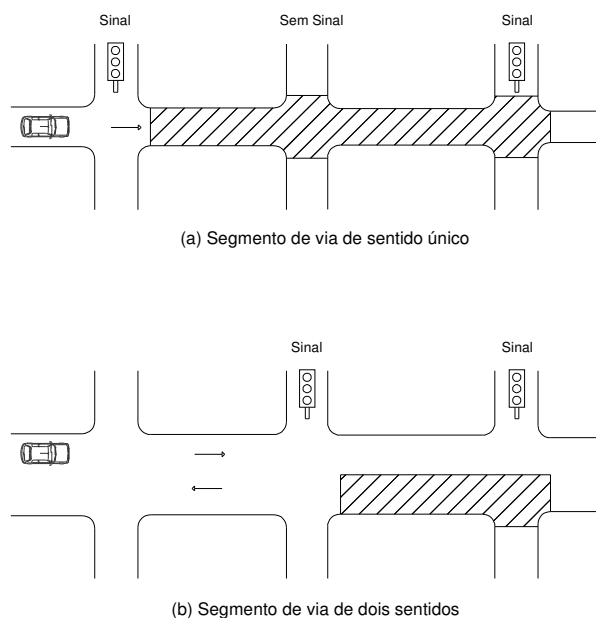


Figura 3.21 – Tipos de segmentos de vias urbanas

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.2.3.8 Determinação da velocidade de percurso

A expressão 3.20 é usada para cada segmento, e em toda a secção, para calcular a velocidade de percurso.

$$S_A = \frac{3600L}{T_R + d} \quad (3.20)$$

em que:

$S_A$  – Velocidade média de percurso (km/h)

$L$  – Comprimento do segmento (km)

$T_R$  – Tempo de percurso em todos os segmentos em secções definidas (s)

$d$  – Atraso controlado para os movimentos em intersecções semaforicas (s)

Em casos especiais podem existir atrasos causados pela paragem de veículos em passadeiras ou por paragens de autocarros nas vias de tráfego. Este tipo de atrasos pode ser adicionado ao denominador da expressão 3.20.

### 3.2.3.9 Determinação do tempo de percurso

O tempo dispendido por um veículo para percorrer um determinado segmento de via é composto pelo tempo necessário para percorrer o segmento e o tempo perdido nas intersecções com sinalização luminosa. Para estimar o tempo necessário para percorrer o segmento, tem de se conhecer a



classificação da via, o seu comprimento e a velocidade em regime livre (FFS). O tempo de percurso pode então ser encontrado usando a tabela 3.33.

Dentro de cada classe de rua existem várias influências ao actual tempo de percurso. A tabela 3.33 mostra os efeitos do comprimento da rua. Outros factores que afectam o tempo de percurso são a presença de estacionamento, de constrangimentos laterais, o desenvolvimento local e os usos da rua. Neste ponto, assume-se que isto também influencia a FFS. A observação directa da FFS, portanto, inclui os efeitos destes factores e, por conseguinte, os seus efeitos na velocidade de percurso (TRB, 2000).

Não sendo possível determinar o valor de FFS na via em estudo ou numa via com características idênticas, utiliza-se os valores da tabela 3.32.

Tabela 3.32 – Valores genéricos de FFS para cada tipo de via

Tipo de via	FFS (km/h)
I	80
II	65
III	55
IV	45

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.2.3.10 Determinação do atraso

A determinação da velocidade numa rua urbana requer o conhecimento dos atrasos nas intersecções.

Tabela 3.33 – Tempo de percurso do segmento por quilómetro

Classe da via	I			II			III		IV		
	90	80	70	70	65	55	55	50	55	50	40
FFS (km/h)											
Comprimento médio do segmento (m)	Tempo de percurso por quilómetro (s/km)										
100	a	a	a	a	a	a	-	-	-	129	159
200	a	a	a	a	a	a	88	91	97	99	125
400	59	63	67	66	68	75	75	78	77	81	96
600	52	55	61	60	61	67	c	c	c	c	c
800	45	49	57	56	58	65	c	c	c	c	c
1000	44	48	56	55	57	65	c	c	c	c	c
1200	43	47	54	54	57	65	c	c	c	c	c
1400	41	46	53	53	56	65	c	c	c	c	c
1600	40 <sup>b</sup>	45 <sup>b</sup>	51 <sup>b</sup>	51 <sup>b</sup>	55 <sup>b</sup>	65 <sup>b</sup>	c	c	c	c	c

Notas:  
a) Se a classe da via I ou II tiver segmentos inferiores a 400 metros deve reavaliar-se a classe da via ou se for um segmento distinto usa-se o valor de 400 metros.  
b) Para segmentos longos das classes I ou II (1600 m ou mais), a FFS pode ser usada para calcular o tempo de percurso por quilómetro.  
c) As classes das vias III e IV com segmentos superiores a 400 metros devem ser reavaliadas. Se necessário, os valores acima dos 400 metros podem ser extrapolados.

Fonte: Adaptado de TRB, 2000

Na avaliação de ruas urbanas, a medida de desempenho a ser usada deve ser o atraso dos veículos nos movimentos de atravessamento. As expressões 3.21, 3.22 e 3.23 permitem estimar o atraso uniforme, o incremento ao atraso e o atraso devido à fila de espera inicial, respectivamente.

$$d = d_1(PF) + d_2 + d_3 \quad (3.21)$$

$$d_1 = \frac{0.5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]} \quad (3.22)$$

$$d_2 = 900T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{cT}} \right] \quad (3.23)$$

em que:

d – atraso (s/veíc)

$d_1$  – atraso uniforme (s/veíc)

$d_2$  – incremento ao atraso (s/veíc)

$d_3$  – atraso inicial da fila (s/veíc)

PF – Factor de ajustamento devido à progressão

X – Grau de saturação, quociente entre volume e capacidade (v/C)

C – Duração do ciclo (s)

c – capacidade de uma das vias (veíc/h)

g – tempo de verde útil

T – duração do período de análise (h)

K – Ajustamento ao atraso incremental para o controlo actuado

I – Ajustamento ao atraso incremental devido à existência de semáforos a montante

### 3.2.3.10.1 Atraso Uniforme

A expressão 3.22 permite estimar o atraso assumindo viagens perfeitamente uniformes e um fluxo estável. Tal é baseado no primeiro termo da formulação de Webster e é aceite como uma descrição exacta para o caso ideal de viagens uniformes. Valores de X superiores a 1.0 não são usados no cálculo de  $d_1$ .

### 3.2.3.10.2 Incremento ao atraso

A expressão 3.23 estima o incremento ao atraso devido a viagens não uniformes e ciclos individuais falhados, tal como atrasos causados por períodos de sobressaturação, sendo válida para todos os graus de saturação.

A expressão relaciona o grau de saturação (X) da via, a duração da análise (T), a capacidade da via (c) e o controlo do sinal (k). A expressão assume que todo o fluxo de procura foi servido no período prévio de análise, isto é, não existiu fila de espera inicial. Se existir, deve proceder-se de forma a contabilizar os efeitos da fila de espera inicial.

### 3.2.3.10.3 Incremento ao atraso com fila de espera inicial

As expressões 3.21 a 3.23 apresentadas para o atraso são baseadas na hipótese que não existe fila de espera inicial no início do período de análise, T. Nos casos onde  $X > 1.0$  para um período de 15 minutos, o período seguinte começa com uma fila de espera inicial composta por um determinado número de veículos. Tais veículos estão sujeitos a um atraso adicional devido à existência de fila de espera. A magnitude deste atraso adicional depende de vários factores, incluindo o tamanho da fila, a duração do período de análise e o rácio débito/capacidade durante o período de análise. O termo

referente ao atraso inicial da fila de espera é designado de  $d_3$ . Existem cinco cenários possíveis na estimativa do atraso, sendo eles definidos de I a V. Os casos I e II ocorrem quando não existe fila de espera inicial e o período está subsaturado e sobresaturado, respectivamente. Em ambos os casos  $d_3=0$ , e é aplicado o modelo de atraso da expressão 3.22. Os casos III, IV e V são apresentados nas figuras 3.22, 3.23 e 3.24 respectivamente. O caso III ocorre quando a fila de espera inicial,  $Q_b$  pode ser plenamente servida no período de tempo  $T$ . Para isto acontecer, a soma da fila de espera,  $Q_b$  e da procura total em  $T$ ,  $qT$ , deve ser menor que a capacidade viável,  $cT$ . O caso IV ocorre quando existe ainda procura no final do período de análise mas o valor dessa procura está a diminuir. Para isto acontecer, a procura em  $T$  ( $qT$ ), deve ser menor que a capacidade,  $cT$ . Finalmente, o caso V ocorre quando a procura em  $T$  excede a capacidade. Aqui a procura aumentará até ao fim do período de análise  $T$  (TRB, 2000).

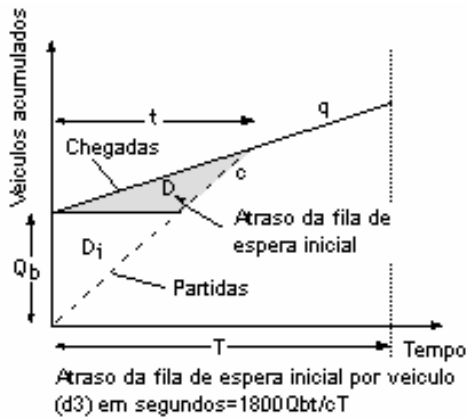


Figura 3.22 – Representação do caso III: Atraso da fila de espera inicial com fila de espera a dissolver-se durante  $T$   
 Fonte: Adaptado de TRB (2000)

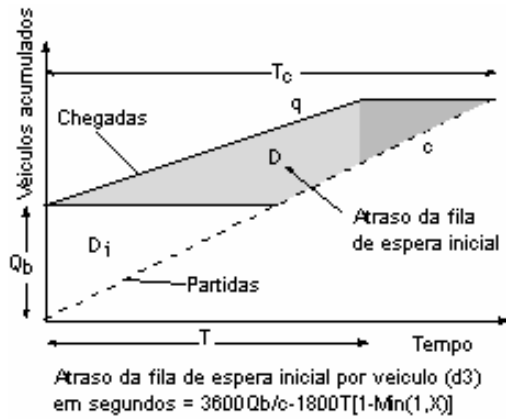


Figura 3.23 – Representação do caso IV: Atraso da fila de espera inicial com fila de espera a diminuir durante  $T$   
 Fonte: Adaptado de TRB (2000)

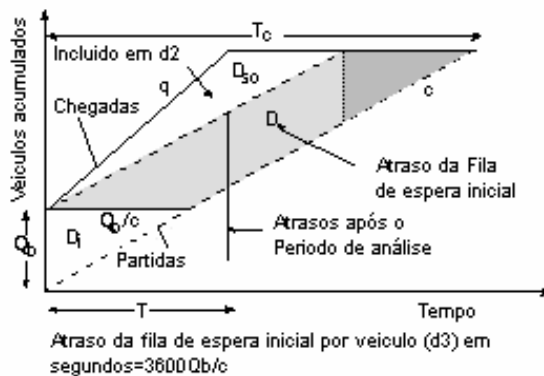


Figura 3.24 – Representação do caso V: Atraso da fila de espera inicial com fila de espera a aumentar durante  $T$   
 Fonte: Adaptado de TRB (2000)

O atraso inicial total da fila de espera devido à existência de uma fila de espera inicial, que ocorre no ciclo médio é apresentado nas figuras 3.22 a 3.24 como a área sombreada D. Representa o atraso experimentado por todos os veículos chegados durante o período de análise, incluindo o atraso experimentado no período decorrente, figuras 3.23 e 3.24. Excluindo deste atraso duas componentes: o atraso dos veículos numa fila de espera inicial ( $D_i$ ) e o atraso devido ao congestionamento correspondendo ao zero da fila de espera inicial ( $D_{S0}$  na figura 3.24). Este último termo é contado como componente para o termo  $d_2$  do modelo de atraso, expressão 3.23.

#### 3.2.3.10.4 Estimativa de $d_3$

No caso de existir uma fila de espera inicial com um determinado número de veículos  $Q_b$  no início do período de análise, o valor de  $d_3$  é dado pela expressão 3.24, que permite determinar o valor do atraso inicial da fila de espera por veículo em segundos.

$$d_3 = \frac{1800Q_b(1+u)t}{cT} \quad (3.24)$$

em que:

$Q_b$  – Fila de espera inicial no início do período T (veíc)

$c$  – Capacidade da via ajustada (veíc/h)

$T$  – Duração do período de análise (h)

$t$  – duração da procura em T (h)

$u$  – parâmetro do atraso

Os parâmetros  $t$  e  $u$  são determinados de acordo com o caso previsto. As expressões 3.25 e 3.26 podem ser usadas para estimar valores nos casos III, IV e V.

$$t = 0 \text{ se } Q_b = 0, \text{ senão } t = \min\left\{T, \frac{Q_b}{c[1 - \min(1, X)]}\right\} \quad (3.25)$$

em que:

$X$  – grau de saturação das vias,  $v/c$

$$u = 0 \text{ se } t < T, \text{ senão } u = 1 - \frac{cT}{Q_b[1 - \min(1, X)]} \quad (3.26)$$

Para calcular o termo atraso devido à fila de espera inicial, pode ter interesse calcular o tempo no qual o último veículo chegado durante o período em análise abandona a intersecção. Este tempo refere-se ao tempo de limpeza da fila de espera inicial,  $T_c$ . Nos casos I, II e III todos os veículos abandonam a intersecção até ao final do período T. Para os casos IV e V, o último veículo chegado em T abandona a intersecção no tempo  $T_c > T$ . Portanto, a expressão geral para o tempo de limpeza da fila de espera inicial, considerando a existência de uma fila de espera medida no início do período em análise, T é dada pela expressão 3.27.

$$T_c = \max\left(T, \frac{Q_b}{c} + TX\right) \quad (3.27)$$

A tabela 3.34 resume os procedimentos a tomar na determinação do atraso nos diferentes casos apresentados.

Tabela 3.34 – Determinação das variáveis do modelo de atraso por caso

Caso	X	Q <sub>b</sub>	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	T	u	d <sub>3</sub>	T <sub>c</sub>
I	≤1,0	0	Eq.3.22	Eq.3.23	0	0	0	T
II	>1,0	0	Eq.3.22	Eq.3.23	0	0	0	TX
III	≤1,0	>0	Eq.3.28	Eq.3.23	Eq.3.25	0	Eq.3.24	T
IV	≤1,0	>0	Eq.3.28	Eq.3.23	T	Eq.3.26	Eq.3.24	Eq.3.27
V	>1,0	>0	Eq.3.28	Eq.3.23	T	1	Eq.3.24	Eq.3.27

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Para os casos III, IV e V, a componente do atraso uniforme (d<sub>1</sub>) deve ser avaliada usando X=1,0 para um período (t) onde existe uma fila de espera devido ao congestionamento e usando o valor actual de X para o período de análise (T-t).

$$d_1 = d_s \times \frac{t}{T} + d_u \times PF \times \frac{(T-t)}{T} \quad (3.28)$$

em que:

d<sub>s</sub> – Atraso de saturação (d<sub>1</sub> calculado para X=1,0)d<sub>u</sub> – Atraso de subsaturação (d<sub>1</sub> calculado para o valor actual de X)

Na expressão 3.28, para os casos IV e V o termo d<sub>u</sub> não é considerado porque t=T. A expressão 3.22 é usada para determinar os componentes d<sub>s</sub> e d<sub>u</sub> em todos os casos, exceptuando os movimentos de viragem à esquerda realizados a partir de uma via exclusiva. Para determinar os componentes d<sub>s</sub> e d<sub>u</sub> é usado X=1,0 na expressão do cálculo de d<sub>s</sub> e o valor actual de X para calcular d<sub>u</sub>.

### 3.2.3.10.5 Períodos Múltiplos de tempo

O procedimento descrito anteriormente pode também ser aplicado no caso da análise ocorrer num determinado período de tempo t, que seja dividido em múltiplos períodos de tempo. Nesta situação a análise é efectuada sequencialmente, considerando a fila de espera final Q<sub>b</sub> de um determinado período como sendo a fila de espera inicial do período seguinte. A fila de espera inicial de um determinado período de tempo Q<sub>b,i+1</sub>, pode ser determinada a partir da expressão 3.29.

$$Q_{b,i+1} = \max\left[0, Q_{b,i} + cT(X_i - 1)\right], \text{ para } i= 1, 2, \dots, n \quad (3.29)$$

em que:

Q<sub>b,i</sub> – Fila de espera inicialX<sub>i</sub> – Grau de saturação para o período i

Nestes casos, geralmente, a análise começa com um período não saturado, onde Q<sub>b,1</sub>=0. Primeiramente a fila de espera inicial é calculada e os atrasos são estimados de acordo com o procedimento descrito anteriormente. Uma característica importante neste tipo de análise é que as contagens actuais realizadas durante cada período devem ser usadas no procedimento, isto é, o PHF (factor de ponta horária) é unitário.

### 3.2.3.11 Tipo de viagem

A característica crítica que deve ser quantificada para a análise de ruas urbanas ou intersecções semaforizadas é a qualidade da progressão. O parâmetro que descreve esta característica é o tipo de viagem para cada via. Este parâmetro aproxima a qualidade de progressão a seis tipos de fluxos dominantes, descritos de seguida.

Tipo 1 – Caracterizado por um denso plutão de mais de 80% do volume da via chegado no início da fase vermelha. Este tipo de viagem representa as ligações da rede que experimentam pouca progressão devido a várias condições, incluindo falta de coordenação.

Tipo 2 – Caracterizado por uma moderada densidade do plutão que chega no meio da fase vermelha ou por uma densidade do plutão de 40 a 80% do volume da via chegado ao longo de toda a fase vermelha. Representa uma progressão desfavorável ao longo da rua urbana.

Tipo 3 – Consiste em viagens aleatórias nas quais o plutão principal contém menos de 40% do volume da via. Este tipo de viagem representa operações desconectadas, intersecções semaforizadas com plutões altamente dispersos. Também pode representar uma operação coordenada com benefícios mínimos de progressão.

Tipo 4 – Consiste num plutão moderadamente denso que chega no meio da fase verde ou num Plutão disperso de 40 a 80% do volume da via chegado durante a fase verde. Este tipo de viagem representa uma progressão favorável ao longo da rua urbana.

Tipo 5 – Caracterizado por um plutão denso ou moderadamente denso de mais de 80% do volume da via chegado no início da fase verde. Este tipo de chegada representa uma progressão altamente favorável. Pode ocorrer em itinerários que recebem alta prioridade no tempo do sinal e com um baixo número de entradas de vias.

Tipo 6 – Está reservada para progressões de qualidade excepcional em rotas com características ideais. Representa a progressão de plutões densos em várias intersecções aproximadas com entradas de vias laterais mínimas ou irrísórias.

A caracterização do tipo de viagem pode ser facilmente observada *in loco*. No entanto pode ser estimada a partir da análise dos diagramas espaço-tempo da rua em estudo. O tipo de viagem devia ser determinado tão cuidadosamente quanto possível, porque tem um impacto significativo na estimativa do atraso e na determinação do nível de serviço.

Apesar disso, não existem parâmetros definitivos para quantificar o tipo de viagem, sendo a expressão 3.30 o método mais usual.

$$R_p = P \left( \frac{C}{g} \right) \quad (3.30)$$

em que:

$R_p$  – Rácio do plutão

$P$  – Proporção de todos os veículos chegados durante o verde

$C$  – Duração do ciclo (s)

$g$  – Tempo de verde útil do movimento (s)

O valor a atribuir a P pode ser estimado ou observado em campo, enquanto C e g são calculados a partir do tempo de sinal. O valor de P não pode exceder 1.0. O alcance aproximado de Rp relaciona-se com o tipo de chegada tal como mostra a tabela 3.35, a qual também sugere valores por defeito a ter em conta em cálculos subsequentes.

Tabela 3.35 – Relação entre o tipo de viagem e o rácio do plutão

Tipo de viagem	Limites do Rácio do plutão (Rp)	Valor por defeito (Rp)	Qualidade da progressão
1	≤0,50	0,333	Muito pobre
2	>0,50-0,85	0,667	Desfavorável
3	>0,85-1,15	1,00	Viagens aleatórias
4	>1,15-1,50	1,333	Favorável
5	>1,50-2,00	1,667	Altamente favorável
6	>2,00	2,000	Excepcional

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.2.3.12 Factor de ajustamento da progressão

O factor de progressão reflecte o atraso provocado pela chegada dos veículos durante o tempo de vermelho, correspondendo uma boa progressão a uma elevada proporção de veículos que chegam à intersecção durante o período de verde, enquanto uma má progressão, ao inverso.

O factor de ajustamento da progressão, PF, aplica-se a todos os grupos de vias coordenadas, quer o controle seja feito por tempos fixos ou actuados.

A progressão primeiramente afecta o atraso uniforme, por isso, o ajustamento é aplicado somente a d1. O valor PF pode ser determinado pela expressão 3.31.

$$PF = \frac{(1-P)f_{PA}}{\left(1 - \frac{g}{C}\right)} \quad (3.31)$$

em que:

PF – Factor de ajustamento da progressão

P – Proporção de veículos que chegam no verde

g/C – Rácio do tempo de verde útil

f<sub>PA</sub> – Factor de ajustamento suplementar para o Plutão chegado durante o verde

O valor de P pode ser medido *in loco* ou estimado a partir do diagrama espaço-tempo. O valor de PF pode ser calculado através dos valores medidos de P usando os valores por defeito para f<sub>PA</sub>. Alternativamente a tabela 3.36 pode ser usada para determinar o valor de PF como uma função do tipo de viagem baseada nos valores em falta para P and f<sub>PA</sub> associado a cada tipo de viagem. Se PF é estimado pela expressão 3.31, o seu valor não pode exceder 1,0 para viagens do tipo 4 com valores extremamente baixos de g/C. Em termos de aplicação prática, PF deve assumir um valor de 1,0 para viagens do tipo 4.

Tabela 3.36 – Factores de ajustamento da progressão para o cálculo do atraso uniforme

Rácio de verde (g/C)	Tipo de viagem					
	T1	T2	T3	T4	T5	T6
0,20	1,167	1,007	1,000	1,000	0,833	0,750
0,30	1,286	1,063	1,000	0,986	0,714	0,571
0,40	1,445	1,136	1,000	0,895	0,555	0,333
0,50	1,667	1,240	1,000	0,767	0,333	0,000
0,60	2,001	1,395	1,000	0,576	0,000	0,000
0,70	2,556	1,653	1,000	0,256	0,000	0,000
fPA	1,00	0,93	1,00	1,15	1,00	1,00
Rp	0,333	0,667	1,000	1,333	1,667	2,000

Notas:  $PF=(1-P)f_{PA}/(1-g/C)$   
 $P=Rp*g/C$  (não pode exceder 1,0)  
 PF não pode exceder 1,0 para AT3 até AT6

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

O factor de ajustamento da progressão, PF, requer conhecer os desvios, velocidades de percurso e sinalizações luminosas das intersecções. Quando o atraso é estimado para coordenação futura, particularmente quando se analisam alternativas, as viagens do tipo 4 devem ser assumidas como condição base para grupos coordenados de vias (excepto para viragens à esquerda), e as viagens tipo 3 devem ser assumidas por todos os grupos não coordenados.

Para movimentos feitos por vias exclusivas de viragem à esquerda com fases exclusivas, o factor de ajustamento da progressão normalmente deve ser 1,0 (viagem tipo 3). No entanto, se a coordenação dos sinais promover a progressão dos movimentos de viragem à esquerda, o factor de ajustamento da progressão deve ser calculado a partir do tipo de viagem estimado, como para os movimentos de atravessamento. Quando a viragem à esquerda coordenada é parte de um faseamento permitido, apenas o verde efectivo para a fase permitida deve ser usado para determinar o factor de ajustamento da progressão, uma vez que a fase permitida normalmente está associada à coordenação do plutão. Deve ser usada uma média da intensidade do fluxo de P para determinar PF, quando é usado um diagrama espaço/temporal e os movimentos de um conjunto de vias têm diferentes níveis de coordenação.

### 3.2.3.13 Incremento ao atraso para sinais actuados

Na expressão 3.23 o termo k agrega o efeito do controlo no atraso. Para sinais com tempo fixo, o valor usado para k é 0,5. Isto é baseado na fila de espera com viagens aleatórias e num serviço uniforme equivalente à capacidade da via. A sinalização actuada, no entanto, pode determinar o tempo de verde para a procura corrente, reduzindo o atraso incremental total. A redução do atraso depende da unidade de controlo e do grau de saturação. Alguns estudos têm indicado que unidades de extensão mais baixas resultam em menores valores de k e  $d_2$ . No entanto, quando o grau de saturação se aproxima de 1,0, os controlos accionados actuarão como os controlos não accionados, produzindo valores de k de 0,5 para graus de saturação maiores ou iguais a 1,0. A tabela 3.37 apresenta os valores de k recomendados para controlos accionados com diferentes extensões e graus de saturação. Para valores de extensões não apresentados na tabela, os valores de k podem ser interpolados. O valor de  $k_{min}$  (valor de k para  $X=0,5$ ) deve primeiro ser interpolado para a unidade de extensão e posteriormente deve ser usada a fórmula.



Para valores de extensão superior a 5,0 s, deve-se extrapolar o valor, tendo em conta que o valor de  $k$  não deve exceder 0,5.

Tabela 3.37 – Valor do ajustamento ao atraso incremental para o controlo actuado ( $k$ )

Extensão (s)	Grau de saturação (X)					
	≤0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	≥1,0
≤2,0	0,04	0,13	0,22	0,32	0,41	0,50
2,5	0,08	0,16	0,25	0,33	0,42	0,50
3,0	0,11	0,19	0,27	0,34	0,42	0,50
3,5	0,13	0,20	0,28	0,35	0,43	0,50
4,0	0,15	0,22	0,29	0,36	0,43	0,50
4,5	0,19	0,25	0,31	0,38	0,44	0,50
5,0 <sup>a</sup>	0,23	0,28	0,34	0,39	0,45	0,50
Movimento não actuado	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50

Nota:  
a) Para uma unidade de extensão e valor de  $k_{min}$  em que  $X=0,5: k=(1-2k_{min})(X-0,5)+k_{min}$ , onde  $k \geq k_{min}$  e  $k \leq 0,5$   
b) Para uma unidade de extensão maior que 0,5, extrapola-se para encontrar  $k$ , considerando que  $k \leq 0,5$ .

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.2.3.14 Factor de ajustamento devido ao atraso incremental

O factor de ajustamento devido ao atraso incremental ( $I$ ) contabiliza os efeitos das viagens impedidas de avançar nas intersecções anteriores. O valor de ( $I$ ) de 1,0 é usado para uma intersecção isolada (intersecção distanciada de 1,6 km ou mais da intersecção semafórica mais próxima a montante). Este valor é baseado no número aleatório de veículos chegados por ciclo de modo que a variação nas chegadas se iguale à média.

Um valor de ( $I$ ) inferior a 1,0 é usado para intersecções não isoladas. Isto reflecte a forma como os sinais a montante decrescem a variação do número de chegadas por ciclo na intersecção de jusante, em causa. Como resultado, o número de atrasos devido a chegadas aleatórias é reduzido.

A tabela 3.38 apresenta os valores de  $I$  para intersecções não isoladas. Os valores de  $I$  que constam nesta tabela são baseados em  $X_u$ , isto é, o rácio v/c pesado por todos os movimentos de montante que contribuem para o volume nas vias da intersecção em estudo. Este rácio é calculado como a média pesada entre o rácio v/c de cada movimento de montante ponderado pelo seu volume. Para analisar o funcionamento da rua, é suficiente aproximar o grau de saturação na intersecção de montante ( $X_u$ ) ao rácio v/c do movimento de atravessamento de montante.

Tabela 3.38 – Valores de  $I$  recomendados para vias com sinalização luminosa a montante

	Grau de saturação na intersecção de montante, $X_u$						
	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,0
$I$	0,922	0,858	0,769	0,650	0,500	0,314	0,090

Nota:  $I = 1,0 - 0,91X_u^{2,68}$  e  $X_u \leq 1,0$

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

O anexo 2 apresenta um exemplo de aplicação da metodologia atrás apresentada.

## 3.3. Tipologia e capacidade dos cruzamentos

O desempenho das redes viárias, caracterizado designadamente pela sua capacidade, está intrinsecamente ligado ao funcionamento dos cruzamentos, uma vez que geralmente estes são os pontos críticos, isto é, os pontos onde primeiro se registam situações de incapacidade em dar resposta à procura.

Os cruzamentos são caracterizados por apresentarem vários movimentos provenientes de diversos fluxos que se cruzam num mesmo local, originando diversos pontos de conflito. Em certas situações, necessitam de determinada intervenção, função das características de cada cruzamento, que permita o funcionamento do mesmo com maior fluidez e segurança.

Existem diversas soluções que se diferenciam entre si relativamente ao princípio de regulação, ao potencial de desempenho, ao tipo de hierarquização dos eixos afluentes e ao grau de impacto sobre o espaço envolvente. Cada uma delas apresenta características diferentes, nomeadamente capacidades funcionais e condições de aplicabilidade.

A selecção da tipologia e das características específicas da solução, adequada a uma determinada situação, necessita de uma análise integrada do desempenho ao longo da vida útil do cruzamento, de cada solução alternativa (Costa, 2006).

### **3.3.1 Cruzamentos com prioridade à direita**

As intersecções com prioridade à direita são geralmente aplicadas a cruzamentos desprovidos de sinalização reguladora. Baseia-se no princípio de que se dois veículos se aproximam em simultâneo, a uma intersecção ou entroncamento, tem prioridade de passagem o veículo que se apresenta pela direita.

O desempenho geral deste tipo de intersecções depende claramente dos níveis e características da procura, sendo habitual atribuir-lhes algumas deficiências de funcionamento. Tais deficiências estão muitas vezes relacionadas com a sua incapacidade em resolver todo o tipo de conflitos gerados na intersecção, e dificuldades de interpretação perante situações em que todos os veículos têm prioridade de passagem ou em situações onde a geometria da via induz no condutor prioridade de passagem.

Este tipo de intersecções são caracterizadas por um funcionamento complexo e por níveis de desempenho bastante limitados quer em termos de capacidade real quer de segurança. A sua implantação deve ser limitada a locais onde a procura de tráfego seja reduzida, isto é, adequam-se em intersecções de vias de acesso local, particularmente em zonas onde as velocidades praticadas são reduzidas e os níveis de procura pouco significativos. É ainda apropriada em zonas rurais, onde as vias intersectadas não evidenciam a existência de uma dominância de fluxos (Costa, 2006).

As principais vantagens destas intersecções são poder garantir bons níveis de serviço, e necessitar de custos reduzidos de investimento, apesar disso, não é uma solução muito implementada.

### **3.3.2 Cruzamentos prioritários**

Uma intersecção prioritária é uma intersecção de nível caracterizada pela atribuição, através de sinalização adequada, de diferentes níveis de prioridade a diferentes movimentos de tráfego. Alguns movimentos direccionais são obrigados a ceder prioridade de passagem a outros movimentos considerados prioritários, através da imposição de sinalização vertical, sinal de *STOP* ou de perda de prioridade.

A intersecção prioritária é certamente o tipo de intersecção com maior aplicabilidade ao nível das redes urbana e rural portuguesa.

Este tipo de solução permite beneficiar os movimentos de atravessamento ao longo da via prioritária, sem os sujeitar a qualquer demora. No entanto, deve-se ter o cuidado de não adoptar uma solução geométrica que incite a prática de velocidades elevadas nesta via, pois tal permitiria o aumento da sinistralidade e a diminuição da capacidade da intersecção, pois dificulta a convergência dos veículos não prioritários na corrente prioritária.

A sua capacidade é definida como o máximo valor do débito da corrente secundária que, de uma forma continuada, se consegue inserir numa determinada corrente principal, ao longo de um determinado período de tempo, durante o qual, é garantida a formação de uma fila de espera continua na aproximação a essa entrada.

O condutor não prioritário toma a decisão de avançar ou não, em função da amplitude dos intervalos de tempo entre veículos prioritários ser superior ou não, respectivamente ao designado intervalo crítico, que representa o menor intervalo de tempo entre veículos prioritários aceitável (Costa, 2006).

Este tipo de intersecção apresenta reduzidas capacidades quando comparada com outro tipo de soluções.

### 3.3.2.1 Capacidade em Intersecções prioritárias

#### 3.3.2.1.1 Volumes conflitantes

O volume conflituante para um determinado movimento, corresponde à combinação dos volumes de tráfego e de peões dos movimentos que interferem directamente com esse movimento, tendo em atenção o peso relativo de cada um deles.

Para conhecer o seu valor torna-se necessário, tendo como base a legislação, definir os níveis hierárquicos para os movimentos do cruzamento. No caso de cruzamentos de 3 e 4 ramos de entrada pode-se definir os níveis hierárquicos representados nas figuras 3.25 e 3.26.

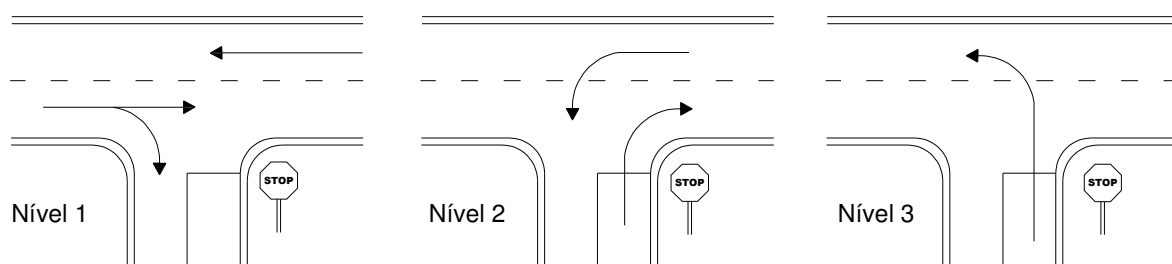


Figura 3.25 - Níveis hierárquicos de um cruzamento de 3 ramos

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

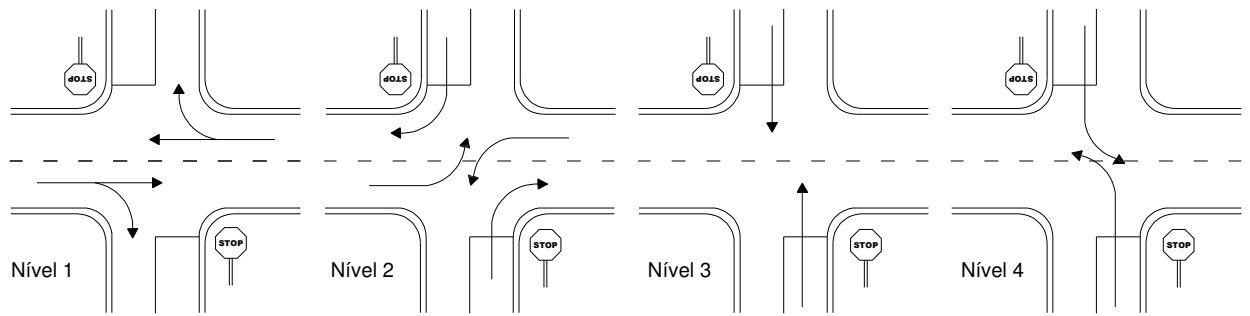


Figura 3.26 - Níveis hierárquicos de um cruzamento de 4 ramos

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Na figura 3.27 estão representadas as correntes de tráfego existentes em cruzamentos prioritários de 3 e 4 ramos. A determinação do volume conflituante desses movimentos é feita através da tabela 3.39.

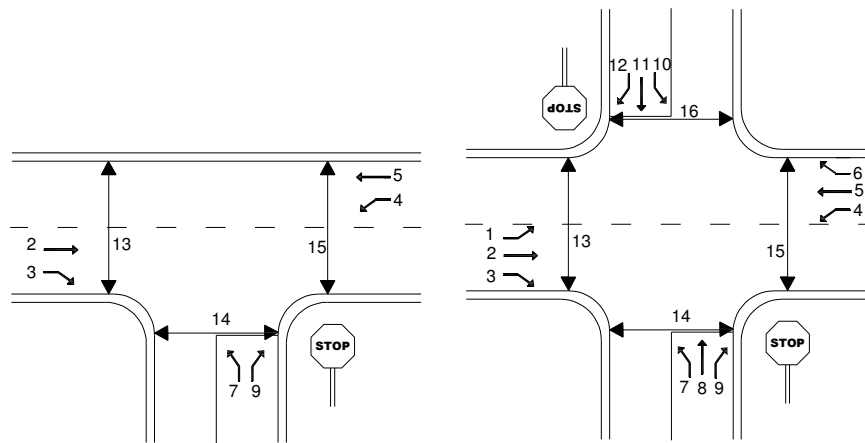


Figura 3.27 - Correntes de tráfego existentes em cruzamentos prioritários de 3 e 4 ramos

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

Tabela 3.39 – Volumes de conflito

Movimento não prioritário	Movimentos conflitantes	Volumes Conflitantes
Viragem à esquerda da via prioritária (V <sub>c,1</sub> ; V <sub>c,4</sub> )		$v_{c,1} = v_5 + v_6^{(3)} + v_{16}$ $v_{c,4} = v_2 + v_3^{(3)} + v_{14}$
Viragem à esquerda da via prioritária (vc,1; vc,4)		$v_{c,9} = \frac{v_2^{(2)}}{N} + 0,5v_3^{(1)} + v_{14} + v_{15}$ $v_{c,12} = \frac{v_5^{(2)}}{N} + 0,5v_6^{(1)} + v_{13} + v_{16}$
Atravessamentos (V <sub>c,8</sub> ; V <sub>c,11</sub> ) <sup>(*)</sup>		<p>1ª Fase</p> $v_{c,I,8} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3^{(1)} + v_{14}$ $v_{c,I,11} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6^{(1)} + v_{16}$ <p>2ª Fase</p> $v_{c,II,8} = 2v_4 + v_5 + v_6^{(3)} + v_{16}$ $v_{c,II,11} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3^{(3)} + v_{14}$
Viragem à esquerda da via secundária (V <sub>c,7</sub> ; V <sub>c,10</sub> ) <sup>(*)</sup>		<p>1ª Fase</p> $v_{c,I,7} = 2v_1 + v_2 + 0,5v_3^{(1)} + v_{14}$ $v_{c,I,10} = 2v_4 + v_5 + 0,5v_6^{(1)} + v_{16}$ <p>2ª Fase</p> $v_{c,II,7} = 2v_4 + \frac{v_5}{N} + 0,5v_6^{(6)} + 0,5v_{12}^{(4,5)} + 0,5v_{11} + v_{13}$ $v_{c,II,10} = 2v_1 + \frac{v_2}{N} + 0,5v_3^{(6)} + 0,5v_9^{(4,5)} + 0,5v_8 + v_{15}$

1. Se existir via de desaceleração no ramo principal, elimina-se v3 e v6;
  2. No caso de múltiplas vias no ramo principal, o tráfego a atribuir à via mais à direita será dado por v2/N ou v5/N, onde N é o número de vias afectas ao movimento de ida em frente;
  3. Se a viragem à direita do ramo prioritário for sujeita a perda de prioridade na entrada da via secundária devido ao atravessamento pedonal, elimina-se v6 e v3;
  4. Se a viragem à direita do ramo secundário for provida de ilhéu direccional e associada a uma perda de prioridade, elimina-se v9 e v12;
  5. No caso de múltiplas vias na estrada principal, ou se a viragem à direita a partir da via secundária for provida de ilhéu direccional, elimina-se v9 e v12;
  6. No caso de múltiplas vias no ramo principal, elimina-se v3 no tráfego conflituante de 10 e v6 no conflituante de 7.
- (\*) No caso de não existir atravessamento em duas fases, o tráfego conflituante corresponde ao somatório dos tráfegos relativos à 1ª e 2ª fase de atravessamento.

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.3.2.1.2 Intervalo Crítico

O intervalo crítico representa o mínimo intervalo de tempo disponibilizado na corrente de tráfego principal que permite a entrada de um veículo não prioritário, ou seja o mínimo tempo que o condutor considera aceitável para que possa avançar ou inserir-se em segurança na corrente de tráfego principal. Para calcular o intervalo crítico usa-se a expressão 3.32.

$$t_c = t_{c,base} + t_{c,HV} \times P_{HV} + t_{c,G} \times G - t_{c,T} - t_{3,LT} \quad (3.32)$$

em que:

$t_c$  – Intervalo crítico (seg.)

$t_{c,base}$  – Intervalo crítico de base dado na tabela 3.40 (seg.)

$t_{c,HV}$  – Factor de ajustamento devido aos veículos pesados, tomando o valor de 1,0 para estradas de 2 vias e o valor de 2,0 para estradas 2x2 (seg.)

$P_{HV}$  – Proporção de veículos pesados

$t_{c,G}$  – Factor de ajustamento devido à inclinação das vias, com o valor de 0,1 para os movimentos 9 e 12, e 0,2 para os movimentos 7, 8, 10 e 11 (seg.)

$G$  – Declive longitudinal das vias, em percentagem

$t_{c,T}$  – factor de ajustamento relacionado com a possibilidade de atravessamento em duas fases, sendo que se o atravessamento for em duas fases o factor é igual a 1,0 para cada uma das fases, e se for uma única fase é de 0,0 (seg.)

$t_{3,LT}$  – Factor de ajustamento relacionado com a geometria da intersecção, tomando-se o valor de 0,7 para o movimento de viragem à esquerda a partir da via secundária de entroncamentos e 0 nos restantes casos (seg.)

### 3.3.2.1.3 Intervalo Mínimo

O intervalo mínimo, dado pela expressão 3.33, é o tempo que decorre entre o instante de partida do veículo não prioritário para se inserir na corrente principal e a chegada do veículo que o precede à primeira posição na fila de espera, isto é, ao local deixado vago por ele. No caso de não haver tráfego conflituante, o seu valor representa o valor médio entre partidas de veículos não prioritários.

$$t_f = t_{f,base} + t_{f,HV} \times P_{HV} \quad (3.33)$$

em que:

$t_f$  – Intervalo mínimo (seg.)

$t_{f,base}$  – Intervalo mínimo de base dado pela tabela 3.40 (seg.)

$t_{f,HV}$  – Factor de ajustamento relacionado com os veículos pesados, tomando o valor de 0,9 para estradas de 2 vias e o valor de 1,0 para estradas 2x2 (seg.)

$P_{HV}$  – Proporção de veículos pesados

Tabela 3.40 – Intervalo Crítico e Mínimo de base

Tipo de Movimento	Intervalo Crítico ( $t_c$ )		Intervalo Mínimo ( $t_f$ )
	2 vias	4 vias	
Vir. Esq, Via prioritária	4,1	4,1	2,2
Vir. Dir, Via secundária	6,2	6,9	3,3
Atravessamento	6,5	6,5	4,0
Vir. Esq, Via secundária	7,1	7,5	3,5

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.3.2.1.4 Capacidade potencial

A capacidade potencial representa o número máximo de veículos que poderiam avançar por unidade de tempo, para as seguintes condições de circulação:

- Não existência de bloqueio originado por cruzamentos a jusante;
- Existência de vias exclusivas afectas a cada movimento;
- Distribuição de veículos na via prioritária não influenciada pela existência de sistemas semaforicos em cruzamentos localizados a montante.

O seu valor corresponde ao número de intervalos de tempo entre veículos sucessivos com duração igual ou superior ao intervalo crítico e, portanto, em condições de serem aceites pelos condutores não prioritários. A expressão 3.34, permite determinar a capacidade potencial.

$$C_{p,x} = v_{c,x} \frac{\exp(-v_{c,x} t_c / 3600)}{1 - \exp(-v_{c,x} t_f / 3600)} \quad (3.34)$$

em que:

$C_{p,x}$  – Capacidade potencial do movimento não prioritário x (veíc/h)

$V_{c,x}$  – Volume conflituante com o movimento x (veíc/h)

$t_c$  – Intervalo crítico (seg.)

$t_f$  – Intervalo mínimo (seg.)

### 3.3.2.1.5 Capacidade Real

A capacidade real, dada pela expressão 3.35, é obtida a partir da capacidade potencial, corrigida por um factor de ajustamento que tem em conta o facto, de nem todos os intervalos de tempo considerados aceitáveis poderem ser efectivamente aproveitados pelos condutores não prioritários.

$$C_{m,k} = C_{p,k} \times f_k \quad (3.35)$$

em que:

$C_{m,k}$  – Capacidade real do movimento não prioritário k (veíc./h)

$C_{p,k}$  – Capacidade potencial do movimento não prioritário k (veíc./h)

$f_k$  – Factor de impedância (dado pela multiplicação da impedância causada pelos veículos e peões, que interferem no movimento k, como se refere nos itens seguintes)

#### ▪ Impedância dos Veículos

A impedância dos veículos, obtida pela expressão 3.36, ocorre sempre que dois veículos não prioritários aguardam simultaneamente por uma oportunidade para avançar, e se inserir na via principal. O intervalo de tempo entre veículos prioritários sucessivos aceitável apenas poderá ser utilizado por um deles, sendo que avança em primeiro lugar aquele que pertencer ao nível hierárquico superior.

A quantificação da impedância dos veículos é dada pela probabilidade de existirem no cruzamento, veículos pertencentes a níveis hierárquicos superiores ao do movimento em estudo, que aguardam por um intervalo de tempo aceitável disponibilizado na corrente de tráfego principal para efectuarem o seu movimento.

$$p_{0,j} = 1 - \frac{v_j}{C_{m,j}} \quad (3.36)$$

em que:

$p_{0,j}$  – Probabilidade do movimento conflituante  $j$  de ordem superior não formar fila de espera

$v_j$  – Volume de chegada do movimento  $j$  (veíc./h)

$C_{m,j}$  – Capacidade real do movimento  $j$  (veíc./h)

Os factores de ajustamento devido à impedância dos veículos são apresentados na tabela 3.41, onde se esclarece que os factores de impedância relativos aos movimentos do 3º e 4º nível hierárquico, atravessamentos e viragens à esquerda da via não prioritária, respectivamente, dependem das probabilidades de formação de fila de espera atrás apresentadas.

Tabela 3.41 – Factores de ajustamento devido à impedância dos veículos

Factores de Impedância		
Viragem à esquerda da via principal ( $v_1$ e $v_4$ )	$f_1=1,0$	$f_4=1,0$
Viragem à direita da via secundária ( $v_9$ e $v_{12}$ )	$f_9=1,0$	$f_{12}=1,0$
Atravessamentos ( $v_8$ e $v_{11}$ )	$f_8=p_{0,4} \times p_{0,12}$	$f_{11}=p_{0,4} \times p_{0,1}$
Viragem à esquerda da via secundária ( $v_7$ e $v_{10}$ )	$f_7=p'_{7} \times p_{0,12}$ Com $p'_{7}=p_{0,11} \times p_{0,4} \times p_{0,1}$	$f_{10}=p'_{10} \times p_{0,9}$ Com $p'_{10}=p_{0,8} \times p_{0,4} \times p_{0,1}$

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

#### ▪ Impedância dos Peões

Uma vez que os veículos não prioritários devem dar prioridade aos peões que atravessam as vias (prioritária e secundária), estes movimentos pedonais contribuem quer para o tráfego conflituante, quer para as impedâncias dos movimentos dos níveis hierárquicos inferiores.

No caso dos peões, o volume pedonal não representa o número de peões que atravessa, mas sim o número de bloqueios que são impostos à circulação automóvel, pelo que o efeito provocado pelo atravessamento de um peão isolado é o mesmo que provocado por um grupo de peões que atravesse em simultâneo (TRB, 2000).

O factor representativo do bloqueio imposto pelos atravessamentos pedonais é dado pela expressão 3.37:

$$f_p = \frac{v_x \times \frac{w}{S_p}}{3600} \quad (3.37)$$

em que:

$f_p$  – Factor de bloqueio pedonal, que representa a proporção de tempo em que uma via de uma determinada entrada está bloqueada durante uma hora

$v_x$  – Número de grupos de peões, por hora

$w$  – Comprimento de atravessamento (m)

$S_p$  – Velocidade pedonal no atravessamento, geralmente considera-se o valor de 1,2 m/s

A probabilidade de não haver bloqueio devido aos atravessamentos pedonais de um movimento  $x$ , é representado por  $p_{p,x}$  e é obtido pela expressão 3.38.

$$p_{p,x} = 1 - f_p \quad (3.38)$$

Para cada movimento os factores de impedância pedonal são dados na tabela 3.42.



Tabela 3.42 – Factores de ajustamento devido à impedância dos peões

Movimento direccional	Factor de impedância pedonal
V1	$p_{p,16}$
V4	$p_{p,15}$
V7	$p_{p,15} \times p_{p,13}$
V8	$p_{p,15} \times p_{p,16}$
V9	$p_{p,15} \times p_{p,14}$
V10	$p_{p,16} \times p_{p,14}$
V11	$p_{p,15} \times p_{p,16}$
V12	$p_{p,16} \times p_{p,13}$

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

É necessário avaliar os factores de impedância considerando o efeito acumulado dos diversos movimentos que interferem com determinado movimento não prioritário, quer sejam de veículos ou peões. O factor de ajustamento é dado por:

$$f_k = \prod_j (p_{0,j}) p_{p,x} \quad (3.39)$$

em que  $P_{0,j}$  e  $P_{p,x}$  são apresentados nas tabelas 3.41 e 3.42, respectivamente. Aplicando esta expressão ao movimento 7 de viragem à esquerda a partir da via secundária chega-se à expressão 3.40.

$$f_7 = p'_7 \times p_{0,12} \times p_{p,15} \times p_{p,13} \quad (3.40)$$

#### ▪ Caso das vias Partilhadas

##### a) Via Principal

A metodologia de cálculo de capacidades das vias anteriormente descrita pode ser utilizada apenas quando existe via exclusiva de viragem à esquerda a partir da via principal. Quando tal não acontece, existe a partilha da via pelos movimentos de viragem, (à esquerda e à direita) e de atravessamento. Por conseguinte, o movimento de viragem à esquerda impõe atrasos aos outros movimentos, pois os veículos que querem efectuar esses movimentos têm que esperar que o veículo que pretende virar à esquerda efectue a manobra.

O facto de haver partilha, terá um efeito directo na probabilidade de não haver fila de espera associada ao movimento de viragem à esquerda a partir da via principal, e consequentemente na capacidade dos movimentos não prioritários de nível hierárquico inferior, atravessamentos e viragens à esquerda.

Existe assim a necessidade de corrigir os valores dos factores de ajustamento devidos à impedância originados pelos movimentos de viragem à esquerda (1 e 4). A probabilidade da via partilhada não formar fila de espera é obtida pela expressão 3.41.

$$p_{0,j}^* = 1 - \frac{1 - p_{0,j}}{1 - \left( \frac{v_{i1}}{s_{i1}} + \frac{v_{i2}}{s_{i2}} \right)} \quad (3.41)$$

em que:

$p_{0,j}^*$  – Probabilidade da via partilhada não formar fila de espera

$p_{0,j}$  – Probabilidade do movimento j não formar fila de espera, assumindo a existência de uma via exclusiva para o movimento de viragem à esquerda

j – Movimentos 1 e 4 (viragem à esquerda a partir da via principal)

- $i_1$  – Movimentos 2 e 5 (atravessamento a partir da via principal)
- $i_2$  – Movimentos 3 e 6 (viragem à direita a partir da via principal)
- $s_{i1}$  – Débito de saturação do movimento de atravessamento a partir da via principal (veíc/h)
- $s_{i2}$  – Débito de saturação do movimento de viragem à direita a partir da via principal (veíc/h)
- $v_{i1}$  - Débito horário do movimento de atravessamento a partir da via principal (veíc/h)
- $v_{i2}$  – Débito horário do movimento de viragem à direita a partir da via principal (veíc/h)

Substituindo os valores de  $p_{0,1}$  e  $p_{0,4}$  pelos valores de  $p_{0,1}^*$  e  $p_{0,4}^*$  no cálculo dos factores de impedância e conseqüentemente utilizando esses factores na determinação das capacidades dos movimentos dos níveis hierárquicos inferiores, permite considerar-se a influencia adicional na potencial formação da fila de espera na via principal, devido ao movimento de viragem à esquerda (TRB, 2000).

### b) Via secundária

A metodologia de cálculo para determinar as capacidades das vias, descrita nos pontos anteriores, tem como princípio a existência de uma via exclusiva afecta a cada movimento direccionado. Se pelo contrário, existem diferentes movimentos que partilham a mesma via, os veículos que pretendem efectuar diferentes manobras não podem ter acesso em simultâneo a um determinado intervalo de tempo disponibilizado na corrente de tráfego prioritária.

A resolução deste problema passa pelo cálculo da capacidade da via partilhada, através da expressão 3.42, que determina a média ponderada pelos volumes dos inversos das capacidades reais de cada movimento que partilhe essa via.

$$C_{part} = \frac{v_{dir} + v_{at} + v_{esq}}{\left(\frac{v_{dir}}{C_{m,dir}}\right) + \left(\frac{v_{at}}{C_{m,at}}\right) + \left(\frac{v_{esq}}{C_{m,esq}}\right)} \quad (3.42)$$

em que:

$C_{part}$  – Capacidade da via partilhada (veíc/h)

$v_{dir}$ ,  $v_{at}$ ,  $v_{esq}$  – Volumes de chegada dos movimentos de viragem à direita, atravessamento e viragem à esquerda (veíc./h)

$C_{m,dir}$ ,  $C_{m,at}$ ,  $C_{m,esq}$  – Capacidades reais dos movimentos de viragem à direita, atravessamento e viragem à esquerda (veíc./h)

### c) Atravessamento por fases

No caso de existir um separador central é possível os veículos efectuarem o atravessamento por fases, resultando numa alteração da capacidade da intersecção. O atravessamento pode ser efectuado por 2 fases, uma vez que existe no meio das vias uma placa central que permite a paragem de um determinado número de veículos ( $m$ ), para posteriormente se inserir na corrente de tráfego principal.

A determinação das capacidades é realizada com base na divisão do cruzamento em duas partes, sendo necessário quantificar os movimentos conflituantes para cada uma das fases. Inicialmente, calcula-se a capacidade considerando que o movimento se faria numa única fase. Posteriormente, calcula-se as capacidades para cada uma das fases usando como dados os volumes conflituantes e os intervalos críticos e mínimos de cada uma das fases (TRB, 2000).

A capacidade total, considerando o movimento em duas fases, é determinada com recurso ao factor de ajustamento  $a$ , dado pela expressão 3.43 e à variável  $y$ , dada pela expressão 3.44.

$$a = 1 - 0,32 \exp(-1,3\sqrt{m}) \quad (3.43)$$

$$y = \frac{C_I - C_{m,x}}{C_{II} - v_L - C_{m,x}} \quad (3.44)$$

em que:

$m$  – número de veículos possíveis no interior do cruzamento (veíc.)

$C_I$  – Capacidade do movimento na 1ª fase do processo de atravessamento (veíc./h)

$C_{II}$  – Capacidade do movimento na 2ª fase do processo de atravessamento (veíc./h)

$C_{m,x}$  – Capacidade do movimento não prioritário considerando uma única fase de atravessamento (veíc./h)

$v_L$  – débito horário do movimento de viragem à esquerda a partir da via prioritária (veíc./h),  $v_L=v1$  quando se consideram os movimentos 7 e 8 e  $v_L=v4$ , quando se consideram os movimentos 10 e 11.

A capacidade total é dada pela expressão 5.45.

$$C_T = \frac{a}{y^{m+1} - 1} [y(y^m - 1)(C_{II} - v_L) + (y - 1)C_{m,x}] \quad \text{para } y \neq 1 \quad (3.45)$$

$$C_T = \frac{a}{m + 1} [m(C_{II} - v_L) + C_{m,x}] \quad \text{para } y = 1$$

#### d) Efeito de leque

As características geométricas da entrada de uma intersecção pode muitas vezes influenciar o valor da capacidade da mesma. Tal acontece, sobretudo, quando o raio de concordância permite a formação de leque junto à entrada da intersecção e conseqüentemente, possibilita a entrada de dois veículos em simultâneo. A importância deste efeito na capacidade depende da repartição direccional do tráfego, do comprimento do leque ( $n$ ) e da probabilidade de se encontrarem dois veículos em simultâneo junto à zona de paragem. A expressão 3.46 permite determinar o comprimento médio da fila de espera referente ao movimento considerando vias exclusivas.

$$Q_{sep} = \frac{d_{sep} v_{sep}}{3600} \quad (3.46)$$

em que:

$Q_{sep}$  – Comprimento médio fila de espera referente ao movimento, considerando vias exclusivas (veíc.)

$d_{sep}$  – Atraso médio do movimento considerando vias exclusivas (seg.)

$v_{sep}$  – Débito horário do movimento (veíc./h)

O comprimento necessário para o leque, de modo a conseguir-se uma capacidade equivalente à de uma via exclusiva, é determinado como se a via de aproximação permitisse o funcionamento idêntico ao das vias exclusivas. Esse comprimento é dado pela expressão 3.47.

$$n_{m\acute{a}x} = \max_i |(Q_{sep,i} + 1)| \quad (3.47)$$

em que:

$Q_{sep,i}$  – Comprimento médio da fila de espera em veículos, referente ao movimento  $i$  da via partilhada, considerando vias exclusivas

$n_{m\acute{a}x}$  – Comprimento do leque arredondado à unidade, em veículos, que resulta num funcionamento similar ao das vias exclusivas de viragem.

A capacidade de entrada com leque é dada pela interpolação linear entre os dois pontos ( $C_{sep}$ ;  $n_{m\acute{a}x}$ ) e ( $C_{part}$ ; 0), representados pela figura 3.28 e dados pela expressão 3.48.

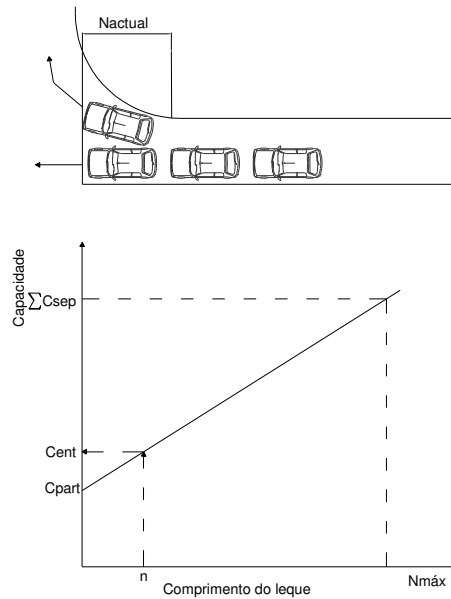


Figura 3.28 – Capacidade da entrada com leque

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

$$C_{ent} = \left( \sum_i C_{sep} - C_{part} \right) \frac{n}{n_{m\acute{a}x}} + C_{part} \quad se \quad n \leq n_{m\acute{a}x} \quad (3.48)$$

$$C_{ent} = \sum_i C_{sep} \quad se \quad n > n_{m\acute{a}x}$$

em que:

$C_{ent}$  – Capacidade da entrada com leque (veíc./h)

$C_{sep}$  – Capacidade considerando que os movimentos dispõem de vias exclusivas (veíc./h)

$C_{part}$  – Capacidade da entrada considerando a via partilhada (veíc./h)

### 3.3.2.2 Níveis de serviço em intersecções prioritárias

#### 3.3.2.2.1 Critérios de definição dos níveis de serviço

A medida de desempenho utilizada para caracterizar a qualidade do serviço em intersecções prioritárias é o atraso médio por veículo dos movimentos não prioritários. A tabela 3.43 apresenta a caracterização dos diferentes níveis de serviço em função dos atrasos a eles associados.

Tabela 3.43 – Definição dos níveis de serviço

Nível de Serviço	Atrasos (s)
A	<10
B	10 a 15
C	15 a 25
D	25 a 35
E	35 a 50
F	>50

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

A figura 3.29 apresenta a metodologia a aplicar na determinação do nível de serviço das intersecções prioritárias, segundo o *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000).

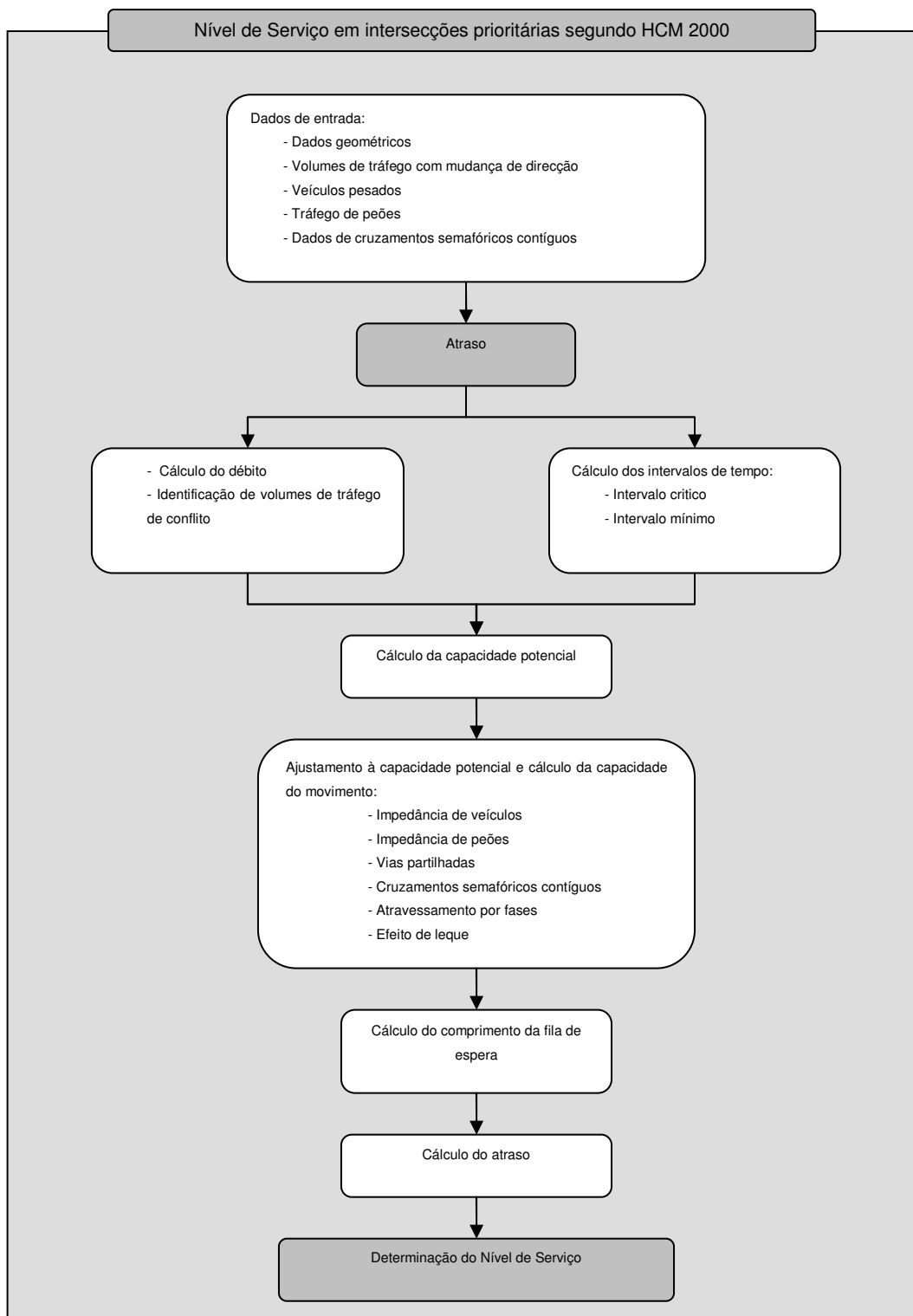


Figura 3.29 – Diagrama da metodologia aplicada na determinação do nível de serviço de intersecções prioritárias

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

### 3.3.2.2.2 Determinação do atraso

#### 3.3.2.2.2.1 Movimentos não Prioritários

O atraso médio para cada movimento não prioritário  $x$  é dado pela expressão 3.49. A expressão 3.49 assume que a procura no período de análise é inferior à capacidade. Se o grau de saturação for superior a 0.9, o atraso médio é significativamente afectado pela duração do período de análise, sendo recomendado um período de análise de 15 minutos. Se a procura exceder a capacidade durante o período de 15 minutos, o atraso deve ser calculado para um período de análise igual ao período de saturação.

Alguns autores preconizam períodos mais curtos, habitualmente de 5 minutos, na análise de intersecções, permitindo uma maior sensibilidade à variação horária.

$$d = \frac{3600}{C_{m,x}} + 900T \left[ \frac{v_x}{C_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left( \frac{v_x}{C_{m,x}} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{C_{m,x}} \right) \left( \frac{v_x}{C_{m,x}} \right)}{450T}} \right] + 5 \quad (3.49)$$

em que:

$d$  – atraso médio (seg./veíc.)

$v_x$  – Débito horário de chegada do movimento  $x$  em veíc./h

$C_{m,x}$  – Capacidade real do movimento  $x$  em veíc./h

$T$  – Período de análise (geralmente 15 min  $\rightarrow T=0,25$ ).

O atraso de cada entrada, expresso na expressão 3.50, é calculado recorrendo à média ponderada dos atrasos médios relativos a cada movimento direccional presente nessa entrada.

$$d_A = \frac{d_D v_D + d_{AT} v_{AT} + d_E v_E}{v_D + v_{AT} + v_E} \quad (3.50)$$

em que:

$d_A$  – atraso médio da entrada  $A$  (seg./veíc.)

$d_D, d_{AT}, d_E$  – Atraso médio dos movimentos de viragem à direita, atravessamento e viragem à esquerda (seg./veíc.)

$v_D, v_{AT}, v_E$  – Volumes de chegada dos movimentos de viragem à direita, atravessamento e viragem à esquerda (veíc./h)

Da mesma forma o atraso da intersecção é calculado pela expressão 3.51.

$$d_{int} = \frac{d_{A,1} v_{A,1} + d_{A,2} v_{A,2} + d_{A,3} v_{A,3} + d_{A,4} v_{A,4}}{v_{A,1} + v_{A,2} + v_{A,3} + v_{A,4}} \quad (3.51)$$

em que:

$d_{int}$  – atraso médio da intersecção (seg./veíc.)

$d_{A,1}, d_{A,2}, d_{A,3}, d_{A,4}$  – Atraso médio da entrada  $x$  (seg./veíc.)

$v_{A,1}, v_{A,2}, v_{A,3}, v_{A,4}$  – Volumes de chegada da entrada  $x$  (veíc./h)

## 3.3.2.2.2 Movimento de atravessamento e de viragem à direita, a partir da via prioritária

Quando não existe via exclusiva afecta aos movimentos de viragem à direita e de atravessamento a partir da via prioritária, os movimentos de viragem à esquerda provocam atrasos nesses movimentos. Esse atraso pode ser quantificado através da expressão 3.52.

$$d_{\text{prioritário}} \begin{cases} \frac{(1-p_{0,j}^*)(d_{M,LT})\left(\frac{v_{i,1}}{N}\right)}{v_{i,1} + v_{i,2}} & \text{se } N > 1 \\ (1-p_{0,j}^*)(d_{M,LT}) & \text{se } N = 1 \end{cases} \quad (3.52)$$

em que:

$d_{\text{prioritário}}$  – atraso dos movimentos prioritários (seg./veíc.)

$p_{0,j}^*$  – Proporção de veículos prioritários não bloqueados

$d_{M,LT}$  – atraso dos movimentos de viragem à esquerda a partir da via prioritária (seg./veíc.)

$v_{i,1}$  – Débito horário do movimento de atravessamento da via prioritária, na via partilhada (veíc./h)

$v_{i,2}$  – Débito horário do movimento de viragem à direita a partir da via prioritária, na via partilhada (veíc./h)

$N$  – Número de vias disponibilizadas na via principal

No caso de existir vias múltiplas de circulação na via principal, apenas a via que pode ser bloqueada é que deve entrar nos cálculos (TRB, 2000). Assim, apenas devem ser contabilizados  $v_{i,1}$  e  $v_{i,2}$  como débitos horários na via bloqueada. Tais débitos são simplificados dados por  $v_{i,1}=v_1/N$ .

## 3.3.2.2.3 Determinação do comprimento das filas de espera

A determinação do comprimento das filas de espera permite avaliar as perturbações que estas podem causar nas intersecções localizadas a montante. A expressão 3.53 e a figura 3.30 permitem calcular e determinar, respectivamente, o comprimento da fila de espera referente ao percentil 95.

$$Q_{95} \approx 900T \left[ \frac{v_x}{c_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_x}{c_{m,x}} - 1\right)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c_{m,x}}\right)\left(\frac{v_x}{c_{m,x}}\right)}{150T}} \right] \left(\frac{c_{m,x}}{3600}\right) \quad (3.53)$$

em que:

$Q_{95}$  – Fila de espera do percentil 95 (veíc.)

$V_x$  – Débito horário de chegada para o movimento  $x$  (veíc./h)

$C_{m,x}$  – Capacidade real do movimento  $x$  (veíc./h)

$T$  – Período de análise (h) ( $T=0,25$  para um período de 15 minutos)

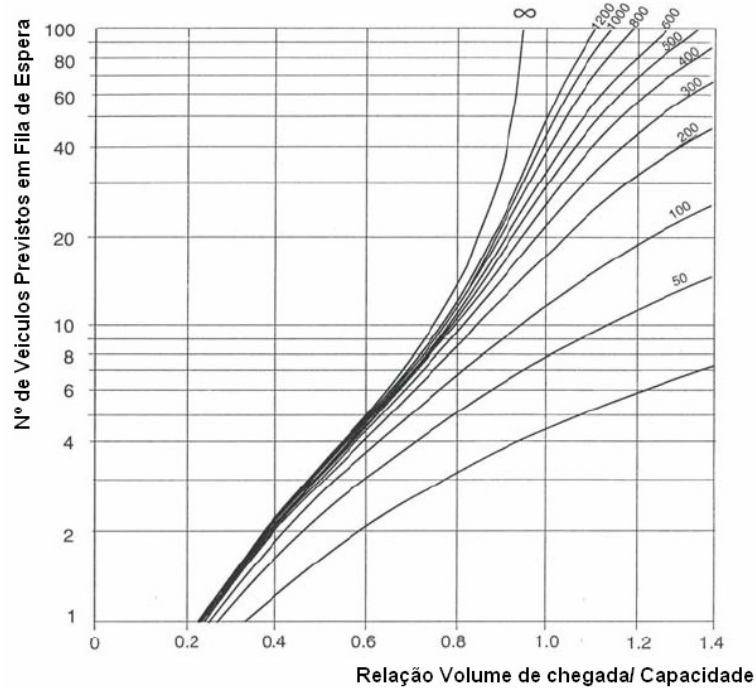


Figura 3.30 – Comprimento da fila de espera

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

No caso de se considerar que as condições existentes são estacionárias, o comprimento médio da fila de espera é dada pela expressão 3.54.

$$L_{med,x} = d \times \frac{v_x}{3600} \quad (3.54)$$

em que:

$L_{med,x}$  – Comprimento médio da fila de espera (veíc.)

$d$  – Atraso médio do movimento  $x$  (seg/veíc.)

$v_x$  – Débito horário do movimento  $x$  (veíc/h)

### 3.3.3 Cruzamentos giratórios – Rotundas

Define-se intersecção giratória como um ordenamento geométrico caracterizado pela convergência de diversos ramos de sentido único ou não, numa placa central de forma geralmente circular e intransponível, em torno da qual é estabelecido, normalmente, um único sentido de circulação assumido como prioritário em relação aos fluxos de chegada.

Trata-se de uma solução “igualitária”, pois impõe perda de prioridade nas entradas, dando importância semelhante a todas elas. Este tipo de solução é indicado para resolver conflitos de intersecções de vias com importâncias funcional e de fluxos de tráfego semelhantes. Este tipo de solução pode, no entanto, não ser a mais adequada no caso de intersecções entre vias colectoras ou entre vias de acesso local, sendo necessário fazer uma avaliação da sua aplicabilidade em cada situação. A tabela 3.44 indica, genericamente, a aplicabilidade das rotundas em função da classificação funcional das vias intersectadas em zona urbana (Costa, 2006).



Tabela 3.44 – Aplicabilidade das rotundas em função da classificação funcional das vias intersectadas

	Via colectora	Distribuidora Principal	Distribuidora local	Acesso local
Via colectora	A (Rd/Rn)	A (Rd)/ a (Rn)	A (Rd)/ A(Rn)	–
Distribuidora Principal		A (Rn)	A (Rn)	a (Rn)
Distribuidora Local			A (Rn)	a (Rn)
Acesso Local				a (Rn)
(A – Adequada na maioria dos casos; a – adequada em alguns casos; – ligação a evitar; Rn – Rotunda normal, Rd – Rotunda desnivelada)				

Fonte: Costa (2006).

Este tipo de solução apresenta inúmeras vantagens e tem um vasto domínio de aplicação não devendo no entanto ser encaradas como uma solução de uso generalizado, existindo algumas limitações. Seguidamente apresenta-se as principais vantagens e desvantagens da aplicação das rotundas.

#### Vantagens:

- Facilmente identificadas pelos condutores, permitindo maior legibilidade e segurança;
- Redução da sinistralidade, devido à diminuição do número de pontos de conflito existentes em cruzamentos prioritários, de 32 para 8 pontos de conflito;
- Redução da velocidade, resultando como uma boa medida de acalmia de tráfego;
- Redução da poluição ambiental e acústica, pela diminuição das travagens e arranques;
- Flexibilização de itinerários, devido à permissão da manobra de inversão de marcha;
- Permite bons níveis de serviço no caso de intersecções com movimentos de viragem elevados;
- Aceitação por parte dos condutores que afluem à rotunda de intervalos críticos de menor duração, resultando num aumento da capacidade;
- Elevados níveis de capacidade e fluidez de trânsito;
- Permite dar resposta a variações de tráfego importantes;
- São recomendadas para enfatizar zonas de transição onde sejam necessárias alterações bruscas do comportamento dos condutores, como a entrada em zonas urbanas ou residenciais

#### Desvantagens:

- Exige uma considerável ocupação do espaço, nem sempre fácil de disponibilizar em espaços urbanos consolidados;
- Impede o favorecimento de eixos viários, pelo que não permite favorecer um determinado movimento direccional;
- Impede a adopção de prioridades a transportes públicos;
- Causa desconforto a peões e ciclistas;
- Quando inseridas num sistema activo de regulação, prejudica a coordenação de sinais luminosos, pois constitui um ponto de rotura impossível de controlar;
- Não são aconselháveis perante cruzamentos entre IP's ou IC's

### **3.3.3.1 Capacidade em entradas de rotundas**

#### **3.3.3.1.1 Conceito de Capacidade**

Considerando as intersecções giratórias regidas pela regra da prioridade a quem circula na rotunda, pode-se definir a capacidade de uma entrada como o máximo valor do débito da corrente secundária que, de uma forma continuada, consegue inserir-se numa determinada corrente principal, ao longo de um determinado período de tempo, durante a qual, é garantida a formação de uma fila de espera continua na aproximação a essa entrada. A capacidade é portanto um parâmetro que reflecte o nível de serviço avaliado em relação ao débito máximo e é expressa em unidades de veículos ligeiros equivalentes (uvle) por unidade de tempo (Costa, 2006).

#### **3.3.3.1.2 Método de cálculo das capacidades – Método HCM**

A capacidade de uma rotunda pode ser determinada usando o conceito de intervalo aceitável para se inserir na corrente de tráfego que circula na mesma, usando os parâmetros de intervalo crítico e mínimo, à semelhança do usado na metodologia de intersecções prioritárias.

Na avaliação do desempenho de uma rotunda, geralmente efectua-se as seguintes considerações:

- Cada um dos ramos de entrada são independentes e conseqüentemente são analisados separadamente;
- A metodologia não permite considerar a influência da trajectória efectuada pelos veículos na rotunda, onde o raio de curvatura influencia a velocidade de circulação, e conseqüentemente a o débito de saturação. Assim, trajectórias com raios superiores aumentam a capacidade da entrada, já que permitem uma maior inserção dos veículos na rotunda, para o mesmo espaço de tempo.
- Considera-se que a metodologia de intersecções prioritárias poderá ser aplicada em rotundas com uma única via de circulação, já que em rotundas com várias vias de circulação, ocorrem várias interacções, não podendo por isso ser aplicada

Assim, a expressão 3.55 permite estimar a capacidade das entradas de uma rotunda, considerando apenas as variáveis de tráfego conflituante (tráfego de circulação na rotunda), intervalo crítico e intervalo mínimo. Na tabela 3.45 apresentam-se dois valores distintos para cada uma destas últimas variáveis, um valor máximo e um valor mínimo, conforme se trate de uma análise optimista ou pessimista. Tal acontece, por estes valores variaram bastante com as características físicas da intersecção e características intrínsecas do tráfego. Estudos comprovam, que valores médios destas variáveis permitiram obter capacidades aproximadas para as rotundas estudadas (HCM2000). A Figura 3.31 representa esquematicamente o tráfego conflituante e de entrada de uma rotunda.

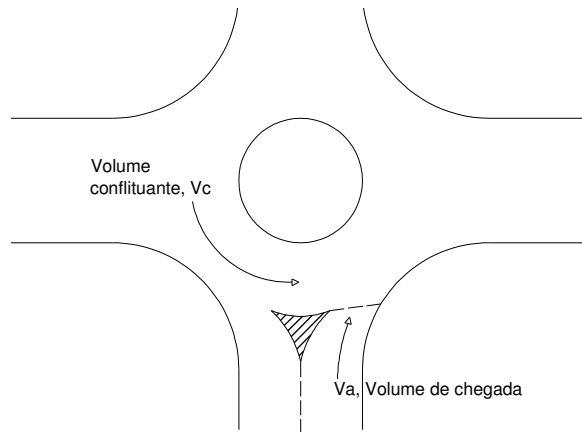


Figura 3.31 – Representação do tráfego conflituante e tráfego da entrada

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

$$C_a = \frac{v_c e^{-v_c t_c / 3600}}{1 - e^{-v_c t_f / 3600}} \quad (3.55)$$

Em que:

$C_a$  – Capacidade da entrada (veíc/h)

$v_c$  – Volume de circulação conflituante (veíc/h)

$t_c$  – Intervalo crítico (s), dado pela tabela 3.45

$t_f$  – Intervalo mínimo (s), dado pela tabela 3.45

Tabela 3.45 – Valores a considerar para os intervalos crítico e mínimo

Tempo em segundos	Intervalo crítico	Intervalo mínimo
Análise optimista	4,1	2,6
Análise péssimista	4,6	3,1

Fonte: Adaptado de TRB (2000)

### 3.3.3.1.3 Método de cálculo das capacidades – Método TRL

Este método baseia-se numa função linear que relaciona a capacidade da entrada com o fluxo conflituante e os coeficientes  $F$  e  $f_c$ , que por sua vez representam parâmetros dependentes da geometria da intersecção. A expressão 3.56 permite determinar a capacidade de cada entrada da rotunda. A figura 3.32 representa os parâmetros geométricos de uma rotunda (O’Flaherty, 2003).

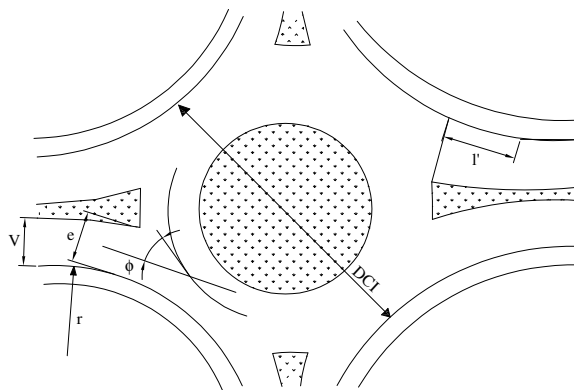


Figura 3.32 – Parâmetros geométricos – modelo TRL

Fonte: O’Flaherty (2003).

$$\begin{aligned} Q_e &= K(F - f_c \times Q_c) & \text{se } f_c \times Q_c < F & \quad \text{ou,} \\ Q_e &= 0 & \text{se } f_c \times Q_c > F & \end{aligned} \quad (3.56)$$

em que:

$$K = 1 - 0,00347(\phi - 30) - 0,978[(1/r) - 0,05]$$

$$F = 303 \times X_2$$

$$f_c = 0,21 \times t_p (1 + 0,2 \times X_2)$$

$$t_p = 1 + 0,5/(1 + M)$$

$$M = \exp[DCI - 60/10]$$

$$X_2 = v + (e - v)/(1 + 2 \times S)$$

$$S = 1,6(e - v)/l'$$

$Q_e$  – capacidade da entrada

$Q_c$  – Fluxo conflituante (tráfego de circulação na rotunda)

$F$  e  $f_c$  – Parâmetros dependentes das características geométricas da entrada e da rotunda

$v$  – largura da via na aproximação da rotunda

$e$  – largura efectiva da entrada junto à linha de cedência de prioridade e na perpendicular ao lancil

$l'$  – comprimento médio efectivo do leque

$r$  – raio da entrada medido no ponto de menor curvatura

DCI – diâmetro do círculo inscrito

$\Phi$  - ângulo de entrada

### 3.3.4 Cruzamentos com sinais luminosos

O recurso à sinalização luminosa em cruzamentos de nível aparece como uma medida de gestão de tráfego com elevados níveis de eficácia e baixos custos de instalação e manutenção. Os semáforos permitem a racionalização do espaço do cruzamento através da permissão de avanço dos veículos de determinadas correntes em períodos distintos, evitando situações de conflito.

#### 3.3.4.1 Capacidade e grau de saturação

A capacidade define-se como o número máximo de veículos que podem partir por unidade de tempo, estando geralmente associada às correntes de tráfego, cujo conceito se apresenta no capítulo 2. A capacidade é dada pela expressão 3.57.

$$c_i = s_i \times \frac{g_i}{C} \quad (3.57)$$

em que:

$c_i$  – Capacidade da corrente de tráfego  $i$  (veíc./h)

$s_i$  – Débito de saturação da corrente de tráfego  $i$  (veíc./h)

$g_i$  – Tempo de verde útil da corrente de tráfego  $i$  (s)

$C$  – Duração do ciclo (s)

O grau de saturação ( $X$ ), também designado por taxa de saturação, define-se como a razão entre a procura e a capacidade, e é dado pela expressão 3.58.

$$X_i = \left( \frac{v}{c} \right)_i = \frac{v_i}{s_i \left( \frac{g_i}{C} \right)} = \frac{v_i \times C}{s_i \times g_i} \quad (3.58)$$

Em que:

$X_i$  – Grau de saturação (rácio v/c) da corrente de tráfego i

$v_i$  – Débito de tráfego da corrente de tráfego i

$s_i$  – Débito de saturação da corrente de tráfego i

$g_i$  – Tempo de verde útil da corrente de tráfego i (s)

C – Duração do ciclo (s)

Para o grau de saturação, valores superiores a 1,0 indicam uma procura superior à capacidade.

### 3.3.4.2 Índice de carga das fases e do cruzamento

A carga da fase, dada pela expressão 3.59, traduz o grau de necessidade do verde em percentagem do ciclo. A corrente de tráfego crítica, sendo a mais exigente nesse aspecto, é a que condiciona a duração do tempo de verde nessa fase, com a garantia de que todas as outras correntes de tráfego com avanço nessa fase estarão com níveis de saturação inferiores. As correntes de tráfego críticas são obtidas através do maior rácio (v/s) das correntes de tráfego existentes em cada uma das fases do ciclo. No caso de existirem correntes de tráfego que partilham 2 fases distintas do ciclo, esta metodologia, não pode ser utilizada na determinação das correntes críticas, como refere o *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000).

$$y_i = \max \left( \frac{q_{ji}}{s_{ji}} \right) = \max (y_{cj}) \quad (3.59)$$

Em que:

$y_i$  – índice de carga na fase i

$y_{cj}$  – índice de carga da corrente de tráfego j

$q_{ji}$  – débito de chegadas da corrente de tráfego j, que avança na fase i

$s_{ji}$  – débito de saturação da corrente de tráfego j, que avança na fase i

O índice de carga do cruzamento Y é dado pela soma dos índices de carga das fases, como apresentado na expressão 3.60.

$$Y = \sum y_i \quad (3.60)$$

### 3.3.4.3 Grau de saturação do cruzamento

O grau de saturação máximo verificado no cruzamento, quando se utiliza um plano de regulação com um determinado ciclo C, pode ser calculado a partir da expressão 3.61.

$$x_{máx} = \frac{Y \times C}{C - L} \quad (3.61)$$

onde:

$x_{máx}$  – grau de saturação máximo

Y – índice de carga do cruzamento

C – Duração do ciclo

L – Tempo perdido no ciclo

Designa-se por tempo perdido no ciclo,  $L$ , o período de tempo num ciclo que não é utilizado pelos veículos e é dado pela expressão 3.62.

$$L = \sum l_i + r_i + A_i \quad (3.62)$$

em que:

$l_i$  – tempo perdido da fase  $i$

$r_i$  – tempo de vermelho integral entre a fase  $i$  e  $i+1$

$A_i$  – tempo de amarelo após a fase  $i$

### 3.3.4.4 Medição do débito de saturação

O débito de saturação é o débito máximo que ocorre durante o tempo de verde de cada fase. É geralmente alcançado depois dos primeiros 10 a 14 segundos de verde, que corresponde aproximadamente à passagem do primeiro eixo, do 4º ao 6º veículo pela linha de paragem. Para determinar o débito de saturação no terreno efectua-se o procedimento seguinte, para cada ciclo e para cada uma das correntes de tráfego existentes.

- i. Contagem dos veículos que aguardam em fila de espera e atravessam a linha de paragem nos primeiros dez segundos de verde;
- ii. Contagem dos veículos que aguardam em fila de espera e atravessam a linha de paragem no período que decorre entre os primeiros dez segundos de verde e o fim de verde saturado (instante de passagem do último veículo que foi obrigado a reduzir a velocidade ou parar);
- iii. Contagem do tempo de saturação (tempo de passagem do último veículo da fila de espera)
- iv. Contagem dos veículos que aguardam em fila de espera e atravessam a linha de paragem no período que corresponde ao tempo para além do final do verde, contado desde o início do tempo de amarelo até à passagem do último veículo presente na fila de espera.

Este procedimento deve ser repetido cerca de 30 ciclos válidos, a fim de se obterem valores fiáveis. De notar que se o tempo de verde saturado for inferior a dez segundos, admite-se que não se chega a atingir o débito de saturação, logo estas contagens devem ser eliminadas.

Na tabela 3.46 apresenta-se um exemplo de registo das contagens feitas numa via de um ramo de entrada dum cruzamento regulado por sinais luminosos.

Tabela 3.46 – Contagens efectuadas num ramo de entrada de um cruzamento semaforizado

Nº Ciclo	Período inicial (veíc.)	Período intermédio (veíc.)	Período final (veíc.)	Tempo de saturação (s)	Tempo de verde (s)
1	3	12	1	35	35
2	3	6	-	24	30
3	3	23	1	52	52
4	2	-	-	-	12
5	4	10	-	34	42
6	3	16	-	43	49
7	3	8	-	28	37
...	...	...	...	...	...
Total	$X_1$	$X_2$	$X_3$	$X_4$	$X_5$
Amostra	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_4$	$N_5$

O débito de saturação ( $s$ ), bem como o tempo perdido no arranque ( $t_{pa}$ ) e o tempo adicional de passagem ( $t_{ap}$ ) podem ser calculados a partir das expressões 3.63, 3.64 e 3.65.

$$s = \frac{X_2}{X_4 - 10N_4} \quad (3.63)$$

$$t_{pa} = 10 - \frac{X_1}{sN_1} \quad (3.64)$$

$$t_{ap} = \frac{X_3}{sN_3} \quad (3.65)$$

em que:

$X_1$  – número total de veículos contados no período inicial

$X_2$  – número total de veículos contados no período intermédio

$X_3$  – número total de veículos contados no período final

$X_4$  – tempo total de verde saturado

$N_1, N_4$  – número de ciclos válidos (c/ tempo de saturação superior a 10s)

$N_3$  – número total de períodos finais observados

### 3.3.4.4 Estimativa do débito de saturação

No caso de não ser possível determinar o débito de saturação no terreno, pode ser estimado através da expressão 3.66.

$$s = s_0 \times N \times f_w \times f_{HV} \times f_g \times f_p \times f_{bb} \times f_a \times f_{LU} \times f_{LT} \times f_{RT} \times f_{Lpb} \times f_{Rpb} \quad (3.66)$$

Em que:

$s$  – débito de saturação da corrente de tráfego (veíc/h)

$s_0$  – débito de saturação base por via (veíc/h/via)

$N$  – número de vias da corrente de tráfego

$f_w$  – factor de ajustamento devido à largura da via

$f_{HV}$  – factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados

$f_g$  – factor de ajustamento devido ao declive da via

$f_p$  – factor de ajustamento devido à presença de estacionamento adjacentes à via

$f_{bb}$  – factor de ajustamento devido à paragem de autocarros na via, junto à intersecção

$f_a$  – factor de ajustamento devido ao tipo de área

$f_{LU}$  – factor de ajustamento devido à distribuição do tráfego nas vias

$f_{LT}$  – factor de ajustamento devido às viragens à esquerda na corrente de tráfego

$f_{RT}$  – factor de ajustamento devido às viragens à direita na corrente de tráfego

$f_{Lpb}$  – factor de ajustamento dos peões devido à viragem à esquerda

$f_{Rpb}$  – factor de ajustamento dos peões devido à viragem à direita

A tabela 3.47 apresenta as expressões de cálculo dos factores de ajustamento do débito de saturação.

Tabela 3.47 – Factores de ajustamento do débito de saturação

Factor	Fórmula	Definição das variáveis	Observações
Largura da via	$f_w = 1 + \frac{W - 3,6}{9}$	W – Largura da via (m)	W ≥ 2,4 Se W > 4,8, deve ser considerada uma análise de duas vias
Veículos pesados	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \%HV(E_T - 1)}$	%HV – % de veículos pesados na corrente de tráfego	E <sub>T</sub> = 2,0
Declive	$f_g = 1 - \frac{\%G}{200}$	%G – declive da via em %	-6 ≤ %G ≤ +10
Estacionamento	$f_p = \frac{N - 0,1 - \frac{18N_m}{3600}}{N}$	N – número de vias na corrente de tráfego N <sub>m</sub> – número de bloqueios devido ao estacionamento por hora	0 ≤ N <sub>m</sub> ≤ 180 f <sub>p</sub> ≥ 0,050 f <sub>p</sub> = 1,0 para não estacionamento
Autocarros	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14,4N_B}{3600}}{N}$	N – número de vias na corrente de tráfego N <sub>B</sub> – número de bloqueios devido à paragem de autocarros	0 ≤ N <sub>B</sub> ≤ 250 f <sub>bb</sub> ≥ 0,050
Tipo de área	$f_a = 0,90$ nas áreas CBD $f_a = 1,0$ nas restantes áreas	CBD – áreas congestionadas, como centros urbanos	
Distribuição nas vias	$f_{LU} = \frac{v_g}{(v_{g1}N)}$	v <sub>g</sub> – débito total da corrente de tráfego (veic/h) v <sub>g1</sub> – débito da via mais carregada da corrente de tráfego (veic/h) N – número de vias da corrente de tráfego	
Viragens à esquerda	Protecção na fase: Via exclusiva: $f_{LT} = 0,95$ Via partilhada: $f_{LT} = \frac{1}{1,0 + 0,05P_{LT}}$	P <sub>LT</sub> – Proporção de viragens à esquerda na corrente de tráfego	Para fases não protegidas, o HCM2000 prevê a aplicação de outros factores
Viragens à direita	Via exclusiva: $f_{RT} = 0,85$ Via partilhada: $f_{RT} = 1,0 - (0,15)P_{RT}$ Via única: $f_{RT} = 1,0 - (0,135)P_{RT}$	P <sub>RT</sub> – Proporção de viragens à direita na corrente de tráfego	f <sub>RT</sub> ≥ 0,05
Bloqueio de peões e bicicletas	Ajustamentos de viragens à esquerda: $f_{Lpb} = 1,0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{LTA})$ $f_{Lpb} = 1,0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{RTA})$	P <sub>LT</sub> – Proporção de viragens à esquerda na corrente de tráfego A <sub>PBT</sub> – Ajustamento da fase com permissão P <sub>LTA</sub> – Proporção de viragens à esquerda protegidas P <sub>RT</sub> – Proporção de viragens à direita na corrente de tráfego P <sub>RTA</sub> – Proporção de viragens à direita protegidas	

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

### 3.3.4.3 Critérios de definição dos níveis de serviço

A medida de desempenho utilizada para caracterizar a qualidade do serviço em intersecções reguladas por sinalização luminosa é o atraso médio por veículo. A tabela 3.48 apresenta a caracterização dos diferentes níveis de serviço em função dos atrasos a eles associados.



Tabela 3.48 – Definição dos níveis de serviço

Nível de Serviço	Atrasos (seg.)
A	≤10
B	>10 a 20
C	>20 a 35
D	>35 a 55
E	>55 a 80
F	>80

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

A figura 3.33 apresenta a metodologia a aplicar na determinação do nível de serviço das intersecções semaforizadas, segundo o *Highway Capacity Manual* (TRB, 2000).

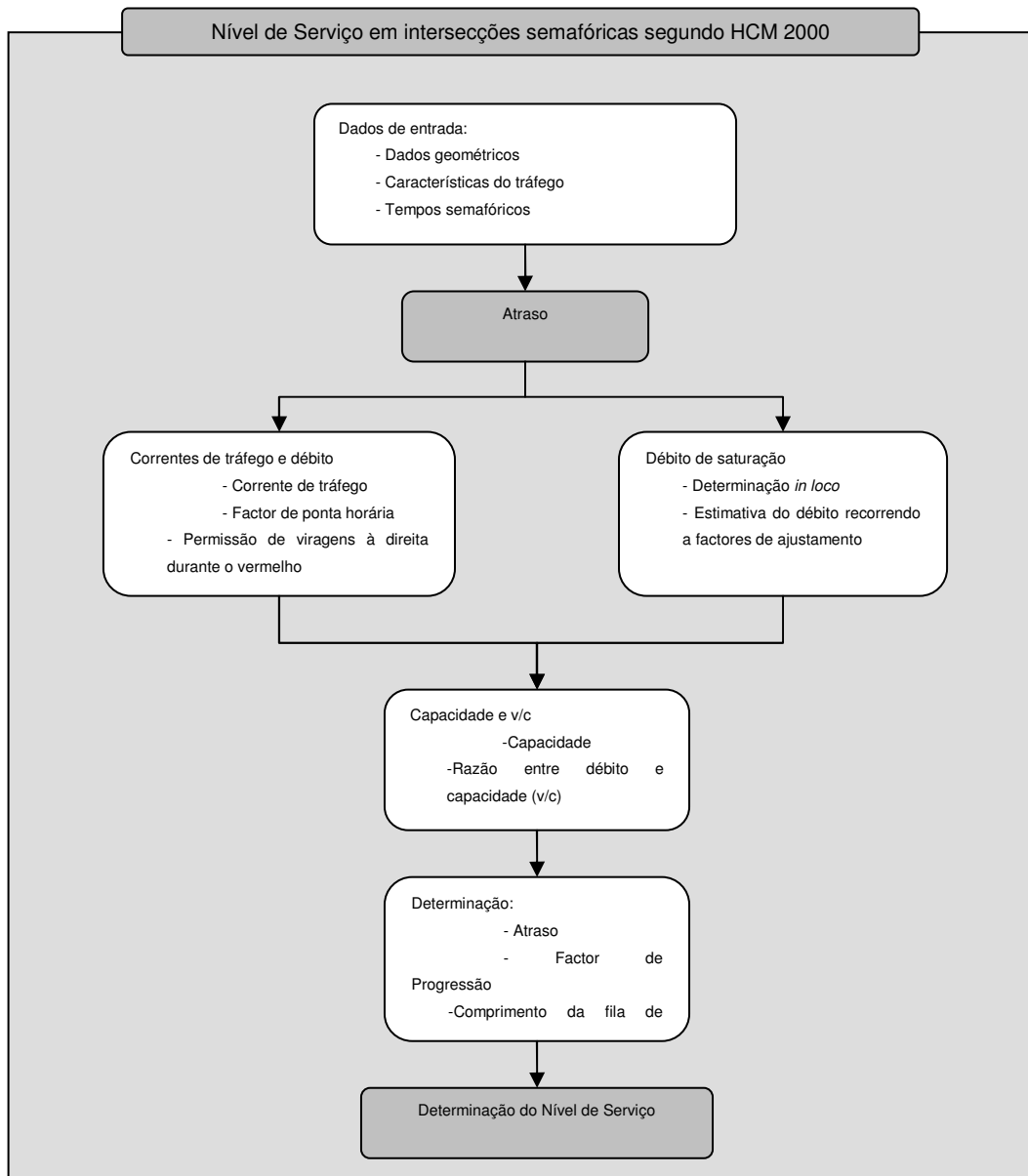


Figura 3.33 – Diagrama da metodologia aplicada na determinação do nível de serviço de intersecções semaforizadas

Fonte: Adaptado de TRB (2000).

#### **3.3.4.4 Determinação do atraso**

À semelhança do procedimento utilizado na determinação do nível de desempenho de vias urbanas, apresentado no ponto anterior, o atraso das intersecções semaforizadas, são baseadas no atraso médio por veículo. O valor do atraso total corresponde ao somatório do atraso uniforme, considerando um fluxo estável, o incremento ao atraso considerando chegadas aleatórias e o atraso devido à existência de fila de espera inicial.

O procedimento a seguir é o apresentado no ponto 3.2.3 relativo à determinação do nível de serviço em vias urbanas.

#### **3.3.5 Cruzamentos desnivelados ou nós de ligação**

As soluções desniveladas são as que se caracterizam por eliminar total ou parcialmente os conflitos entre movimentos direccionais que se cruzam através da sua segregação espacial.

Este tipo de soluções possui como principais desvantagens os altos custos de investimento, a necessidade de grande espaço e o elevado impacto causado no território, no caso das condições orográficas não serem favoráveis. Relativamente às vantagens podem-se destacar os elevados níveis de capacidade oferecidos, a enorme fluidez e rapidez do tráfego, os reduzidos níveis de sinistralidade e a possibilidade de ser aplicada quer em situações de confluência de vias de importância semelhante quer em situações onde um dos eixos é dominante (Seco *et al.*, 2006).

Tratam-se de soluções que são especialmente aplicadas quando os níveis de tráfego são muito intensos e todas as soluções de nível são incapazes de resolver o problema. Bem como no caso de se pretender elevados níveis de fluidez e rapidez de circulação, através do nó, pelos diferentes movimentos direccionais.

#### **3.3.6 Critérios de selecção das tipologias**

A selecção da tipologia a aplicar em cada caso dependerá de análises mais ou menos formais ou quantificadas do tipo custo-benefício, ou multicritério, onde se avaliam os custos de investimento, de operação e manutenção, os custos associados aos atrasos, custos económicos e ambientais, a sinistralidade e custos de operação dos veículos, entre outros.

Apesar da avaliação do desempenho das diferentes tipologias ser uma tarefa bastante complexa, é possível definir na tabela 3.49 a selecção da tipologia adequada a qualquer cruzamento com base no grau de compatibilidade entre as vias que se cruzam e a capacidade potencial de ambas.

Tabela 3.49 – Relação entre a hierarquia viária e tipologia dos cruzamentos

	<b>Colectoras</b>	<b>Distribuidoras Principais</b>	<b>Distribuidoras secundárias</b>	<b>Acesso local</b>
<b>Colectoras</b>	A – D a – Rd, S, Rn	A – D, Rd a – Rn, S	A – S, D, Rd a – P	-
<b>Distribuidoras Principais</b>	-	A – S, Rn a – D, Rd	A – S, Rn a – P	A – S, P a – Rn
<b>Distribuidoras secundárias</b>	-	-	A – Rn, P a – S	A – P a – Rn, Pd
<b>Acesso local</b>	-	-	-	A – P, Pd

Legenda:  
A – adequado na maioria dos casos; a – adequado em alguns casos; P – prioritário; D – desnivelado;  
Rd – rotunda desnivelada; S – semáforos; Pd – prioridade à direita; Rn – rotunda normal

Fonte: Adaptado de Seco *et al.* (2006)

Os principais indicadores de desempenho na avaliação de uma solução são a capacidade potencial, a fluidez oferecida, a segurança da operação, o conforto provocado, a versatilidade da operação, o grau de compatibilidade com o “ambiente” e funções envolventes e os custos de investimento, manutenção e operação.

Além destes deve também ter-se em atenção:

- O grau de compatibilidade com a organização funcional da rede viária e com o padrão das soluções da rede ou eixo viário,
- O potencial de criação de singularidades como o caso de soluções tipo rotunda para demarcar transições da geometria de um arruamento ou de ambiente,
- O potencial para funcionamento coordenado de vários cruzamentos adjacentes, em zonas onde este tipo de regulação permite otimizar o funcionamento da rede viária.

A figura 3.34 apresenta o gráfico que, de uma forma aproximada, apresenta o campo de aplicabilidade das principais tipologias, em função dos níveis de tráfego conflituantes existentes.

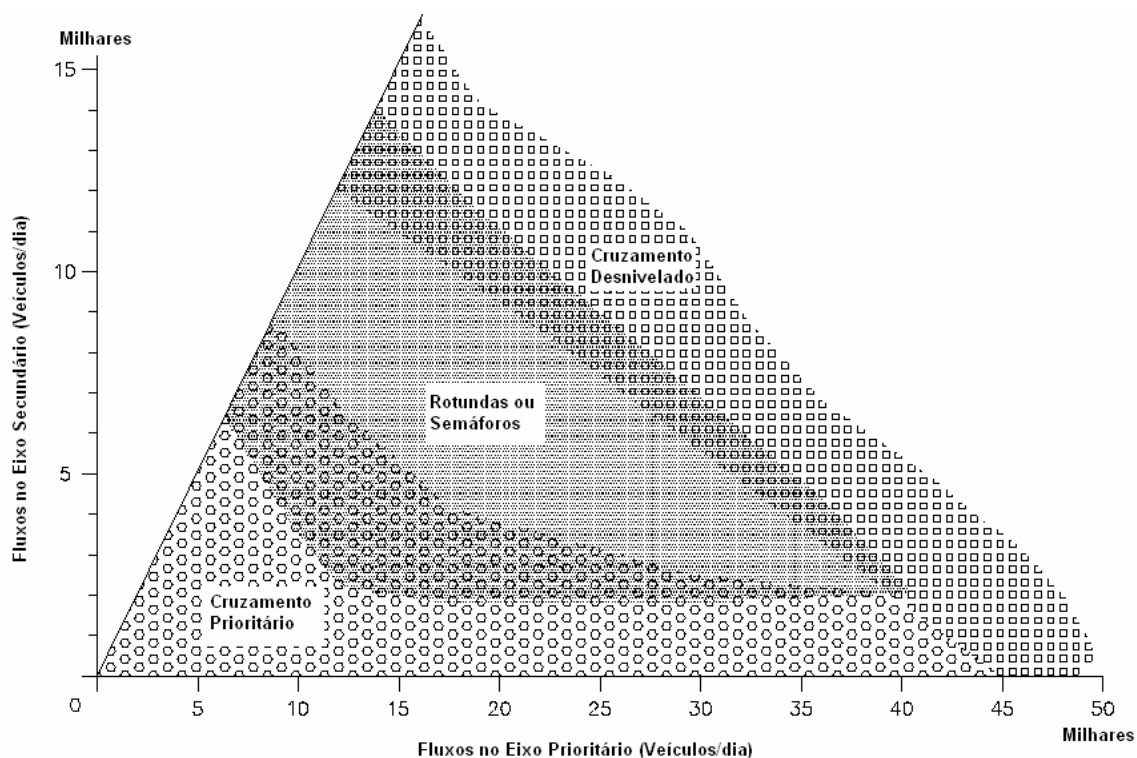


Figura 3.34 – Tipologia dos cruzamentos vs capacidade potencial

Fonte: Adaptado de Seco *et al.* (2006).

### 3.4. Tráfego de procura

Num estudo de tráfego, a avaliação dos movimentos que se produzem e a determinação do número de veículos que passam por cada via num determinado período de tempo são das primeiras etapas a realizar. As contagens de tráfego permitem conhecer aspectos importantes da procura de tráfego, como a intensidade e composição do mesmo. Permitem determinar as características físicas das vias e cruzamentos em função das necessidades do tráfego, decidir entre o estabelecimento de sinalização fixa ou automática e permitem atribuir tráfego a vias que se encontram ainda em fase de projecto, entre outros.

Dos dados das contagens de uma via, convenientemente elaborados, pode-se obter o TMDA (Tráfego médio diário anual), as intensidades horárias, a composição do tráfego, a distribuição por sentidos, os movimentos de circulação e a intensidade de tráfego de peões.

A experiência demonstra que as características do tráfego são distintas para as vias urbanas e suburbanas das estradas em meio rural. Nas primeiras, os ciclos anual e diário são mais uniformes, as intersecções estão mais próximas e em geral são mais complicadas, a saturação é mais frequente e a distribuição por sentidos quase sempre é mais equilibrada.

Por outro lado, os objectivos das contagens são diferentes, geralmente na cidade interessam mais os valores da intensidade do tráfego em hora de ponta que a intensidade média diária.

No entanto, também interessa conhecer em cada cidade a maneira global da intensidade de circulação e a sua evolução no tempo, o que pode ter aplicações concretas no planeamento da rede viária, nos programas de pavimentação e iluminação e nos projectos de sinalização.

A uniformidade característica dos ciclos de tráfego urbano permite simplificar os planos de contagens, que podem reduzir-se a estações de contagens durante 24 ou 48 horas e a muito poucas estações de controlo permanente. Uma vez que numa cidade é normal a intensidade de tráfego aos domingos e dias festivos ser sempre inferior ao normal, as estimativas de tráfego podem reduzir-se aos dias laborais (Valdes, 1988).

### **3.4.1 Recolha de dados de tráfego**

#### **3.4.1.1 Disponibilidade de dados existentes**

Em estudos de tráfego é fundamental dispor-se da máxima informação possível, obtida com base numa eficiente recolha de dados. Apesar de existirem mais e melhores meios de recolha de dados de tráfego, esta tarefa continua a exigir uma significativa mobilização de recursos materiais e humanos, o que requer precaução para não duplicar a informação já existente. É por isso muito importante, uma preparação bastante cuidada na sua organização, de forma a obter-se a melhor informação possível com o menor custo possível.

Uma etapa indispensável na recolha de dados, que condicionará as restantes fases do estudo e determinará o êxito desta tarefa, é uma adequada definição de objectivos. Nesta etapa é muito importante analisar a informação existente, identificando as falhas que são necessárias ultrapassar e determinando a dimensão da amostra e as variáveis a medir.

#### **3.4.1.2 Definição das variáveis a medir**

Depois de estabelecidos os objectivos e conhecidos os dados existentes, a etapa seguinte passa pela caracterização das variáveis a medir. Nesta tarefa, em princípio, deve ser escolhido o menor número de variáveis possível, de forma a minimizar os custos e a compatibilizar o volume de informação disponível com os prazos e recursos disponíveis para analisar.

#### **3.4.1.3 Métodos, técnicas e equipamentos de recolha**

Segundo Andrade (2000), dependendo das variáveis a medir, existem várias possibilidades para realizar a sua medição, os métodos manuais, são os mais simples e directos, enquanto os métodos automáticos necessitam de equipamento específico. Cada um deles deve ser avaliado, em função das suas vantagens e desvantagens, para que se encontre a melhor solução em cada situação.

Relativamente às contagens de tráfego manuais são realizadas directamente no local por observadores. Trata-se de uma técnica simples, que não exige a colocação em funcionamento de qualquer equipamento de medida e tem a vantagem de ser possível completar a informação recolhida com dados como a ocupação do veículo e a trajectória efectuada pelo mesmo. Tem como principal desvantagem o facto de não ser aconselhável para elevados volumes de tráfego ou grandes períodos de observação. Para evitar a fadiga ou perda de concentração é geralmente recomendado que as contagens sejam feitas apenas em 80% de cada período de agregação (4 em 5 minutos ou 12 em 15 minutos) multiplicando-se os valores registados por 1,20 para se obterem os valores finais. Segundo

Valdes (1988), se o número de veículos for superior a 2.000 veículos/hora, torna-se difícil realizar contagens manuais prolongadas, pois requer um elevado nível de atenção, sendo aconselhável, se for preciso classificar os veículos, não passar de 800 veículos/hora por observador.

No que se refere a contagens automáticas requerem a instalação de equipamento de medida no terreno, o que pode obrigar à interrupção da circulação e são especialmente recomendados para períodos longos de observação, que justifiquem o custo da sua aquisição, instalação e manutenção (Andrade, 2000). Têm como principal vantagem terem resultados precisos e fáceis de tratar, e desvantagem o facto de não serem capazes de seguir a trajectória dos veículos. Destes sistemas destacam-se:

- Tubo pneumático – as rodas dos veículos fazem pressão num tubo de borracha colocado sobre o pavimento accionando um sinal eléctrico. A sua principal vantagem é o baixo custo de utilização, e as desvantagens são os problemas de fixação do tubo e a menor precisão dos resultados.
- Espira de indução ou electromagnética– é provavelmente o mais utilizado, consistindo na criação de um campo electromagnético com a passagem de um veículo sobre uma espira eléctrica enterrada a pouca profundidade no pavimento. Uma das suas vantagens é poder classificar os veículos e medir velocidades desde que existam um par de espiras.
- Sensor cerâmico piezoelectrico – o peso do veículo ao passar pelo contador constituído por material cerâmico cria um campo eléctrico proporcional à pressão exercida.
- Sensor magnético – a passagem do veículo sobre uma placa magnética produz uma deformação no campo magnético que pode ser medida.
- Sensor de infravermelhos – a passagem do veículo interrompe a radiação electromagnética, sendo detectado por uma célula, permitindo a contagem do veículo.
- Sensor de fibra óptica – a carga suportada pelo sensor traduz-se numa sucessão de intensidades ópticas máximas e mínimas que correspondem ao peso das rodas. O tipo de veículo é caracterizado por esses valores que dependem do peso, tempo e pressão dos pneus.

Além destes métodos existe também a possibilidade de efectuar contagens de tráfego através de imagens vídeo. Neste método são gravadas imagens das correntes de tráfego em análise para posteriormente serem analisadas em gabinete. Este método tem como principal vantagem o facto de permitir, em qualquer altura, a revisão das imagens para esclarecer qualquer situação duvidosa ou obter dados complementares. Além disso, permite extrair os dados manualmente preenchendo um impresso próprio, tal como nas contagens manuais, ou recorrer a um software apropriado que permita extrair os dados automaticamente (Andrade, 2000).

#### **3.4.1.4 Definição da amostra**

No caso da área em estudo ser relativamente grande de tal forma que se torne impossível efectuar a recolha de dados relativa ao universo, é necessário recorrer a amostragem. Segundo Costa (2006), a amostra deve ser um conjunto de unidades que representem satisfatoriamente a população, de modo que seja possível obter conclusões a partir da informação recolhida neste conjunto. Na selecção da

amostra considera-se que todos os indivíduos com idênticas propriedades têm igual probabilidade de integrarem a amostra.

As principais técnicas de amostragem são a amostragem simples, sistemática, estratificada e a amostragem agrupada.

Relativamente à primeira, trata-se de um método simples que consiste em associar um número a cada elemento da população, sendo a amostra constituída por elementos seleccionados aleatoriamente. A principal desvantagem deste método é a possibilidade de não incluir unidades que tem interesse em serem inseridas na amostra, apesar das suas características minoritárias. Além disto, este método não é possível de ser aplicado sempre que a selecção da amostra se faça no momento das observações, como acontece no estudo do comportamento de veículos que passam em determinada secção da estrada, limitando-se a situações em que a selecção da amostra se possa fazer antes da campanha de recolha.

Relativamente à amostragem sistemática, numera-se ordenadamente a população, passando a amostra a incluir todos os indivíduos da população numerados com  $n$ -ésimas. Uma das vantagens deste método é ser um método simples que não exige pessoal especializado. A sua principal desvantagem é o facto de após seleccionada a primeira unidade, os elementos da população terem diferentes probabilidades de serem seleccionados, podendo falsear os resultados.

No que diz respeito à amostragem estratificada, trata-se de um método que divide a população em grupos homogéneos, seleccionando-se os elementos de cada grupo a incluir na amostra de acordo com os seguintes critérios:

- i. Definir o número de elementos de cada grupo correspondente ao peso do grupo na população e aplicar a técnica de amostragem aleatória simples,
- ii. Retirar aleatoriamente de cada grupo o mesmo número de elementos e ponderar os resultados de acordo com o peso de cada grupo.

Uma das vantagens deste método é a possibilidade de assegurar na amostra a representação dos grupos minoritários com interesse na análise a efectuar.

No caso da amostragem agrupada, a população é dividida em grupos, sendo a amostra constituída pelos elementos de um destes grupos. É o que acontece no estudo da geração de viagens quando se selecciona, ao acaso, um conjunto de ruas, efectuando-se o inquérito a todos os moradores que vivam nestas ruas consideradas representativas do universo. A vantagem deste método é proporcionar uma maior facilidade na recolha de dados, tendo, contudo, a desvantagem de poder falsear os resultados pelo facto da amostra não ser representativa da população.

No que diz respeito ao tamanho da amostra deve fixar-se o número de elementos que a compõem de forma a não haver desperdício de recursos, nem inviabilizar a possibilidade de serem obtidas conclusões credíveis (Costa, 2006). O seu tamanho depende da dispersão dos dados, da precisão pretendida para os resultados e do nível de confiança (ou nível de risco) pretendido.

### 3.4.1.5 Medição dos volumes de tráfego

Em todos os estudos de tráfego realizados em fase de planeamento, projecto, exploração, manutenção das infra-estruturas viárias, segurança rodoviária ou impactos ambientais é necessário efectuar contagens de tráfego.

Durante a fase de contagens de tráfego é necessário ter em atenção que os volumes de tráfego medidos nem sempre correspondem ao valor da procura, pois muitas vezes as vias estão sujeitas a estrangulamentos que limitam a passagem dos veículos. Tal problema, nem sempre fácil de detectar, conduz frequentemente a falsos resultados. Em certas situações dá-se mesmo o congestionamento total do troço da via, onde os veículos são imobilizados não passando assim na secção de contagem, não significando obviamente que não haja procura.

A figura 3.35 representa uma via com 2 ramos de entrada consecutivos e 2 ramos de saída, onde se apresenta os valores das capacidades dos troços, a procura e os volumes medidos.

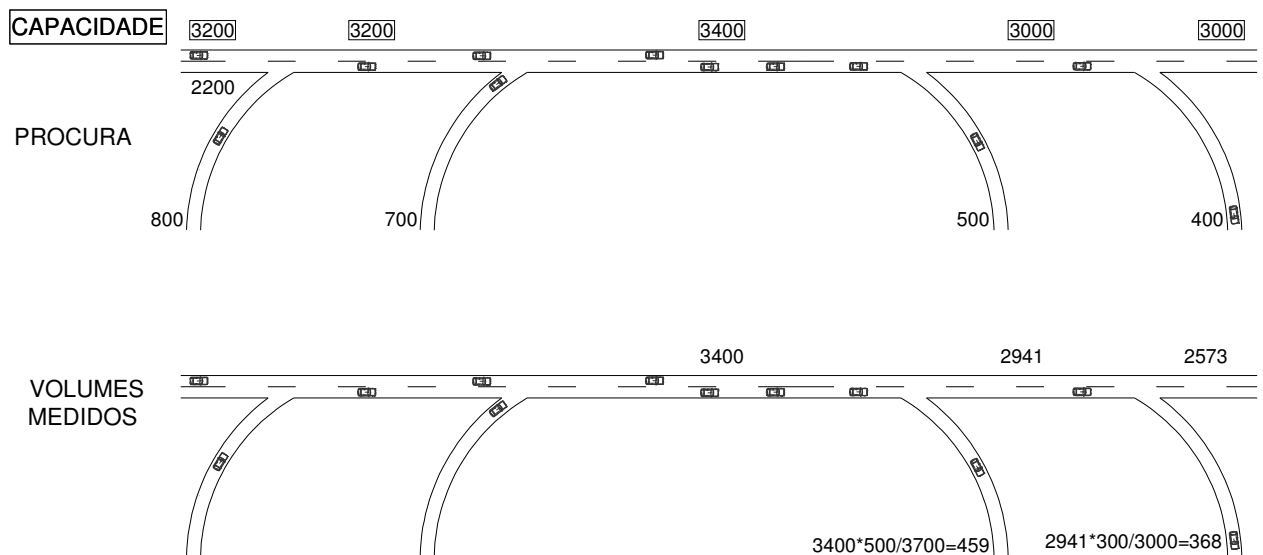


Figura 3.35 – Representação da capacidade, procura e volumes medidos de uma auto-estrada

Fonte: Adaptado de Roess (2004) e Costa (2006)

Observando os dados da figura 3.35, verifica-se que a procura no tramo central da via ( $2200+800+700=3700$ ) ultrapassa o valor da capacidade (3400), que corresponderá ao máximo valor do débito que pode ser obtido por contagem neste local. Nas secções de montante ocorre congestionamento devido ao excesso de procura, e nas de jusante os valores encontrados não são os correspondentes à respectiva procura. Assim, os valores contados resultam de uma proporcionalidade directa, tendo em conta que na realidade não passam 3700 veíc/h mas sim 3400 veíc/h. Isto é, na primeira rampa de saída apenas serão contados 459 veíc/h apesar da procura ser 500 veíc/h, porque parte dos veículos estão retidos a montante (Roess, 2004 e Costa, 2006).

Geralmente este problema pode ser corrigido somando ou subtraindo a variação dos comprimentos da fila de espera observados no início e fim de cada período de contagem do volume de tráfego. Assim, por exemplo, se num período de 15 minutos foram contados 60 veículos e os comprimentos da fila de espera eram 5 e 7 veículos, no início e fim desse período, respectivamente, o valor do volume corrigido será de  $60-5+7=62$  veículos.



A medição dos volumes de tráfego requer a recolha precisa das seguintes informações:

- Duração do período de contagem, (¼ h, ½ h, 1h, 1 dia, 1 ano)
- Espaço ocupado, (1 via, faixa de rodagem)
- Composição do tráfego, (veículos ligeiros, veículos pesados, bicicletas)
- Tipo de movimento, (em frente, mudança de direcção)
- Afectação das vias (exclusiva, partilhada)
- Ocupação dos veículos se for exigida a contagem de passageiros.

### 3.4.1.6 Métodos de medição do débito, velocidade e concentração

#### 3.4.1.6.1 Medição num local fixo ao longo do tempo

A figura 3.36 representa as trajectórias dos veículos que compõem uma corrente de tráfego num diagrama espaço-tempo.

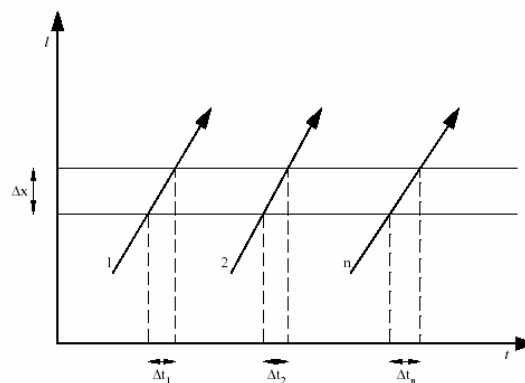


Figura 3.36 – Observações num local fixo ao longo do tempo

Fonte: Costa (2006)

O débito de tráfego ( $q$ ) é dado pelo quociente entre o número de veículos que passam na secção  $\Delta x$ , ( $n$ ) e o tempo  $T$ , como apresentado na expressão 3.67 (Costa, 2006).

$$q = \frac{n}{T} \quad (3.67)$$

A concentração  $k$  durante o tempo  $T$ , é dada pela expressão 3.68 que representa o quociente entre o número médio de veículos presentes em  $\Delta x$  ( $u$ ) e o comprimento ( $\Delta x$ ).

$$k = \frac{u}{\Delta x} \quad (3.68)$$

Considerando que o número médio de veículos em  $\Delta x$ , corresponde à concentração, esta pode também ser determinada através da expressão 3.69 ou 3.70, em que  $u_i$  corresponde à velocidade do veículo  $i$  e  $T$  ao tempo de observação.

$$k = \frac{\sum t_i}{T} \times \frac{1}{\Delta x} \quad (3.69)$$

$$k = \frac{1}{\frac{u_i}{T}} \quad (3.70)$$

A velocidade média no espaço determina-se recorrendo à relação fundamental das correntes de tráfego, dada pela expressão 3.71.

$$u_s = \frac{q}{k} \quad (3.71)$$

Assim, a velocidade média no espaço é a média harmónica das velocidades individuais dada pela expressão 3.72, e a velocidade média no tempo é calculada pela expressão 3.73.

$$u_s = \frac{n}{\sum \frac{1}{u_i}} \quad (3.72)$$

$$u_t = \frac{\sum u_i}{n} \quad (3.73)$$

#### 3.4.1.6.2 Medição num instante fixo ao longo do espaço

Considerando um troço de estrada de comprimento  $L$ , onde estão presentes  $n$  veículos no intervalo de tempo  $\Delta t$ , a concentração e a velocidade média no espaço são dadas pelas expressões 3.74 e 3.75, respectivamente. A figura 3.37 representa este método de medição (Costa, 2006).

$$k = \frac{n}{L} \quad (3.74)$$

$$u_s = \frac{\sum u_i}{n} \quad (3.75)$$

onde  $u_i$  é dado por:  $u_i = \frac{\Delta x_i}{\Delta t}$ .

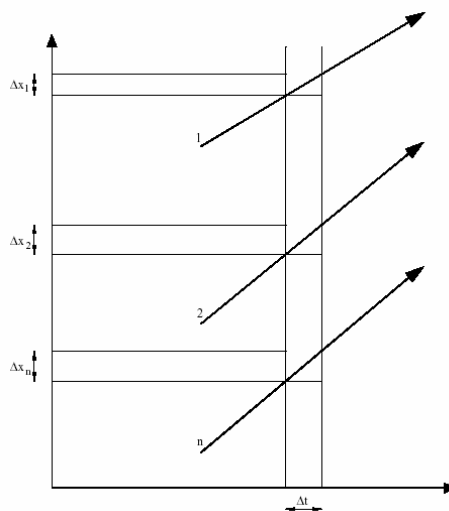


Figura 3.37 – Medição num instante fixo ao longo do tempo

Fonte: Costa (2006)

Relativamente ao débito pode ser determinado pelas expressões 3.76 e 3.77.

$$q = \frac{n}{T} = \frac{n \times u_s}{L} \quad (3.76)$$

$$q = \frac{\sum u_i}{L} \quad (3.77)$$

onde  $u_s$  é dado por:  $u_s = \frac{\sum u_i}{n}$

#### 3.4.1.6.3 Método do Observador Móvel

Este método foi especialmente concebido para analisar estradas de dois sentidos de circulação (Costa, 2006). Consiste em percorrer o segmento de estrada em estudo, em ambos os sentidos de circulação, com um veículo-teste, anotando:

- i. No sentido da corrente de tráfego em análise
  - $n_s$  – número de veículos ultrapassados
  - $n_f$  – número de veículos que ultrapassam
  - $t_w$  – tempo de percurso no sentido de ida
- ii. No sentido contrário ao da corrente de tráfego em análise
  - $n_a$  – número de veículos que se cruzam com o veículo-teste
  - $t_a$  – tempo de percurso no sentido de volta

Este método é repetidamente utilizado, pois permite obter bastante informação de uma forma simples e rápida, com poucos recursos materiais e humanos.

Considerando que se mantém constante o número de veículos que passam no segmento em estudo, durante o tempo de percurso para ambos os sentidos ( $t_w + t_a$ ), o seu valor é dado pelas expressões 3.78 e 3.79.

$$n_f - n_s + n_a \quad (3.78)$$

$$n_w = n_f - n_s \quad (3.79)$$

A variável  $n_w$  representa a diferença de andamento entre o veículo-teste e os veículos da corrente de tráfego, sendo o seu valor positivo se o veículo-teste se desloca com uma velocidade inferior aos veículos da corrente de tráfego e negativo no caso contrário.

O débito da corrente de tráfego em estudo é dado pela expressão 3.80.

$$q = \frac{n_a + n_w}{t_a + t_w} \quad (3.80)$$

A velocidade média no espaço é dada pela expressão 3.81.

$$u_s = \frac{L}{T} \quad (3.81)$$

em que:

L – extensão do segmento de estrada em análise

T – tempo médio de percurso, dado por  $T = t_w - \frac{n_w}{q} = \frac{n_a}{q} - t_a$

A concentração pode ser obtida, recorrendo à equação fundamental, dividindo o débito  $q$  pela velocidade média no espaço  $u_s$ .

Para obter dados mais fiáveis, deve efectuar-se uma série de corridas de ida e volta, dependendo o seu número da variabilidade de condições de escoamento que for encontrada, normalmente entre 6 a 12 corridas. A partir dos dados obtidos nas várias corridas determina-se os valores médios de cada variável registada para chegar aos valores finais das variáveis macroscópicas  $q$ ,  $u_s$  e  $k$ .

Os segmentos de via onde este método é aplicado devem possuir características físicas e de tráfego homogéneas. Tal significa que o segmento deve ser interrompido quando haja, por exemplo, uma variação no número de vias da estrada ou um cruzamento que assinala condições distintas de tráfego antes e depois dele.

Uma vez que este método foi concebido especialmente para estradas de duas vias, para poder aplica-lo em estradas de sentido único é necessário recorrer a um novo procedimento, ajustado para este tipo de vias. Tal procedimento consiste em fazer dois conjuntos de corridas no sentido do movimento a velocidades significativamente diferentes, obtendo dois valores de  $t_w$  e  $n_w$ , o que permitirá calcular o débito  $q$  e o tempo médio de percurso  $T$  a partir das expressões seguintes. Para obter dados mais fiáveis devem ser feitas várias corridas em cada um dos conjuntos (Costa, 2006).

$$T = t_{w1} - \frac{n_{w1}}{q} \quad (3.82)$$

$$T = t_{w2} - \frac{n_{w2}}{q} \quad (3.83)$$

Uma outra forma de determinar o débito e tempo de percurso será através da definição da recta que melhor se ajusta a um conjunto de pontos representativos das corridas marcados num sistema de eixos,  $q$  em que o eixo das ordenadas representa  $n_w/t_w$  e o das abcissas  $L/t_w$ .

Atendendo às expressões 3.82 e 3.83, esta recta tem por expressão geral a expressão 3.84.

$$\frac{n_w}{t_w} = q - \frac{q}{u_s} \frac{L}{t_w} \quad (3.84)$$

Assim, os valores de  $q$  e  $u_s$  que resultam da intersecção da recta, dada pela expressão 3.84, com os eixos das ordenadas e abcissas, respectivamente, são obtidos pelas expressões 3.85 e 3.86.

$$\frac{n_w}{t_w} = 0 \quad \frac{L}{t_w} = u_s \quad (3.85)$$

$$\frac{L}{t_w} = 0 \quad \frac{n_w}{t_w} = q \quad (3.86)$$

O anexo 3 detalha um exemplo de aplicação da metodologia atrás apresentada.

### 3.4.2 Matriz de Origem/Destino em Intersecções

No estudo de intersecções é imprescindível conhecer os débitos correspondentes aos movimentos possíveis, isto é, conhecer a repartição direccional do tráfego na intersecção, que geralmente é apresentada sob a forma de uma matriz Origem/destino (matriz O/D).

Para isso é necessário utilizar um método de contagem que permita conhecer a trajectória dos veículos. O método mais utilizado é geralmente o das matrículas, onde os observadores registam as matrículas dos veículos que posteriormente são analisadas identificando os pares de matrículas iguais, fazendo corresponder a cada par uma determinada viagem com uma certa origem e destino. Para evitar possíveis enganar, neste método é usual medir o tempo em intervalos de 5 minutos, aproximadamente, pois assim é possível detectar certos enganar como o cruzamento de matrículas não iguais mas semelhantes (Andrade, 2000).

#### 3.4.2.1 Formulação geral

Segundo Costa (2006), considerando uma intersecção com  $n$  ramos de entrada, designando-se por  $q_{ij}$  o débito da corrente de tráfego que se dirige de  $i$  para  $j$  e  $Q_i$  e  $Q_j$  os débitos totais com origem e destino, respectivamente, no ramo  $i$  e  $j$ , dados pelas expressões 3.87 e 3.88, o número total de correntes de tráfego (variáveis) é dado por  $n^2 + 2n$  em que  $n^2$  corresponde ao total dos  $q_{ij}$  e  $2n$  aos  $Q_i$  e  $Q_j$ .

$$Q_i = \sum_j q_{ij} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (3.87)$$

$$Q'_j = \sum_i q_{ij} \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (3.88)$$

Entre estas variáveis existem  $2n$  equações de ligação independentes do tipo indicado pelas expressões 3.87 e 3.88.

Resulta assim, um sistema indeterminado de  $2n$  equações com  $(n^2+2n)$  incógnitas, pelo que para a sua resolução é necessário conhecer  $n^2$  variáveis independentes.

Entre estas podem distinguir-se os  $q_{ij}$  chamados débitos interiores, e os  $Q_j$  e  $Q'_j$ , débitos exteriores, que em geral são mais fáceis de medir do que aqueles pois não exigem o seguimento da trajectória dos veículos.

Atendendo que  $\sum_i Q_i = \sum_j Q'_j$ , o número de débitos exteriores independentes é  $(2n-1)$ . Sendo estes

mais fáceis de medir, é normal começar primeiro por estes, reduzindo-se o problema em saber quais os débitos interiores independentes que é necessário medir e cujo número é dado pela expressão 3.89.

$$n^2 - (2n - 1) = n^2 - 2n + 1 = (n - 1)(n - 1) \quad (3.89)$$

Admitindo que não são possíveis os movimentos de inversão de marcha no interior da intersecção,  $q_{ii}=0$ , o problema adquire a forma seguinte:

Nº de correntes de tráfego –  $n(n-1)+2n$

Nº de equações –  $2n$

Nº de variáveis a medir –  $n(n-1)$

Nº de débitos exteriores –  $2n-1$

Nº de débitos interiores –  $n^2-3n+1$

Na organização do processo de medição, pode aplicar-se as seguintes regras:

- i. São permitidos movimentos de inversão de marcha
  - medir os  $(2n-1)$  débitos exteriores
  - medir os  $(n-1)$  débitos interiores em  $(n-1)$  ramos
- ii. Não são permitidos movimentos de inversão de marcha
  - medir os  $(2n-1)$  débitos exteriores
  - medir os  $(n-2)$  débitos interiores em  $(n-2)$  ramos
  - medir os  $(n-3)$  débitos interiores em, apenas, um dos outros dois ramos

Assim, por exemplo, no caso de intersecções com 3 ramos em que não existem movimentos de inversão de marcha existem 12 correntes de tráfego, 6 equações, 6 variáveis a medir, 5 débitos exteriores e 1 débito interior. No caso de intersecções com 4 ramos, onde existem todos os movimentos excepto os de inversão de marcha, existem 20 correntes de tráfego, 8 equações, 12 variáveis a medir, 7 débitos exteriores e 5 débitos interiores.

### **3.4.2.2 Intersecções interligadas**

Caso se pretenda apenas conhecer o funcionamento de cada uma das intersecções, o estudo é realizado separadamente, tal como descrito anteriormente. Pelo contrário, se o objectivo é conhecer o funcionamento das intersecções conjuntamente, deverá estudar-se o cruzamento equivalente. Este terá  $n_1+n_2-2$  ramos de entrada, no caso de se tratar da união de duas intersecções com  $n_1$  e  $n_2$  ramos de entrada, respectivamente (Andrade, 2000 e Costa, 2006).

Como exemplo, considere-se a união de 2 intersecções com 4 e 3 ramos de entrada. A intersecção equivalente, que permitirá estudar os movimentos envolvidos em ambas intersecções, possui 5 ramos de entrada ( $n$ ), dados pela expressão anterior ( $4+3-2=5$  ramos). Admitindo que não pode haver movimentos de inversão de marcha identifica-se o problema:

Nº de correntes de tráfego –  $n(n-1) + 2n = 5(5-1) + 2 \times 5 = 30$

Nº de equações –  $2n = 2 \times 5 = 10$

Nº de variáveis a medir –  $n(n-1) = 5(5-1) = 20$

Nº de débitos exteriores –  $2n-1 = 2 \times 5-1 = 9$

Nº de débitos interiores –  $n^2-3n+1 = 5^2-3 \times 5+1 = 11$

Nesta situação é mais vantajoso, na utilização do método de registo das matrículas, considerar 8 débitos exteriores e 12 débitos interiores em vez de 9 e 11, respectivamente, pois facilitam a análise. Como se pode ver pela matriz seguinte, se for necessário apenas um observador por cada saída e entrada, para proceder à contagem e registo das matrículas, desta forma, serão apenas necessários 8 observadores.

	1	2	3	4	5	6
1	0					
2		0	$q_{23}$	$q_{24}$	$q_{25}$	$Q_2$
3		$q_{32}$	0	$q_{34}$	$q_{35}$	$Q_3$
4		$q_{42}$	$q_{43}$	0	$q_{45}$	$Q_4$
5		$q_{52}$	$q_{53}$	$q_{54}$	0	$Q_5$
$\Sigma$		$Q'_2$	$Q'_3$	$Q'_4$	$Q'_5$	

Figura 3.38 – Matriz O/D em intersecções

Os restantes valores são determinados a partir de um sistema de 10 incógnitas e 10 equações, dadas pelo somatório das linhas e colunas.

### 3.4.2.3 Rotundas

Em rotundas pode ser aplicada a metodologia anterior, considerando no entanto que existe movimentos de inversão de marcha. No caso de uma rotunda de 4 ramos tem-se:

Nº de correntes de tráfego –  $n(n-1) + 2n = 4(4-1) + 2 \times 4 = 24$

Nº de equações –  $2n = 2 \times 4 = 8$

Nº de variáveis a medir –  $n^2 = 4^2 = 16$  (existe movimento de inversão de marcha)

Nº de débitos exteriores –  $2n - 1 = 2 \times 4 - 1 = 7$

Nº de débitos interiores –  $n^2 - 2n + 1 = 4^2 - 2 \times 4 + 1 = 9$  (existe movimento de inversão de marcha)

A matriz direccional de tráfego é apresentada na figura 3.39. Os valores de  $q_{ij}$  são determinados pela confrontação das matrículas registadas, os  $Q$  e  $Q'$  são obtidos por contagem e registo das matrículas excepto  $Q_1$  que é obtido por contagem.

	1	2	3	4	5
1					$Q_1$
2		$q_{22}$	$q_{23}$	$q_{24}$	$Q_2$
3		$q_{32}$	$q_{33}$	$q_{34}$	$Q_3$
4		$q_{42}$	$q_{43}$	$q_{44}$	$Q_4$
$\Sigma$		$Q'_2$	$Q'_3$	$Q'_4$	

$$\begin{cases} q_{11} + q_{12} + q_{13} + q_{14} = Q_1 \\ q_{21} + q_{22} + q_{23} + q_{24} = Q_2 \\ q_{31} + q_{32} + q_{33} + q_{34} = Q_3 \\ q_{41} + q_{42} + q_{43} + q_{44} = Q_4 \\ q_{11} + q_{21} + q_{31} + q_{41} = Q'_1 \\ q_{12} + q_{22} + q_{32} + q_{42} = Q'_2 \\ q_{13} + q_{23} + q_{33} + q_{43} = Q'_3 \\ q_{14} + q_{24} + q_{34} + q_{44} = Q'_4 \end{cases}$$

Figura 3.39 – Matriz O/D em rotundas e sistema de equações respectivo

O sistema de 8 equações e 8 incógnitas representado, permite determinar as restantes incógnitas. As incógnitas sublinhadas a vermelho são calculadas directamente, pois as restantes incógnitas da equação são conhecidas pela operação de contagem efectuada. As sublinhadas a azul, são determinadas posteriormente, pois para as determinar é necessário conhecer os valores das anteriores (Andrade, 2000, e Costa, 2006).

### 3.5. Previsões de tráfego

A estimativa do número de viagens realizadas, numa determinada área em estudo, e a sua distribuição são etapas fundamentais num processo de análise e planeamento do tráfego. Este tipo de problemas têm sido resolvidos recorrendo a extrapolações de situações existentes ou através de modelos matemáticos que permitem representar de forma simplificada a realidade. A utilização de modelos implica, em primeiro lugar, a verificação de que representam adequadamente as situações existentes. É necessário que as variáveis do modelo reflectam as mudanças que ocorrem durante o período de previsão, mas antes de mais, é fundamental garantir que as relações estabelecidas no modelo sejam estáveis ao longo do tempo.

Os estudos de geração de tráfego podem estar intrinsecamente ligados aos domicílios, porque está comprovado que a maior parte dos deslocamentos que se produzem numa área urbana tem origem e destino nas habitações das pessoas que as realizam (Mello, 1979 e TRB, 1998).

Evidentemente há viagens que não estão ligadas às habitações, como são o caso de viagens realizadas por uma pessoa que sai de casa para o trabalho e a partir daí realiza outros deslocamentos. Quando se realiza um estudo de transportes numa área urbana, interessa conhecer não só o número de viagens que têm origem ou destino em cada zona, o que corresponde a estudos de geração e atracção, mas também como se distribuem em cada zona, estudos de distribuição de viagens (TRB, 1998).

#### 3.5.1. Geração, atracção e distribuição do tráfego

O número de viagens geradas ou atraídas numa determinada zona de tráfego é função das características intrínsecas da zona, tornando, assim, indispensável a elaboração de um zonamento baseado num critério de homogeneidade da área em análise (Mello, 1979 e TRB, 1998).

Segundo TRB, 1998, e Carneiro, 2005, dentre os inúmeros factores que afectam a geração de viagens podem ser destacados os seguintes:

- i. Localização da zona de tráfego em estudo em relação às áreas centrais. Dependendo da forma de ocupação espacial da área urbana, pode acontecer um aumento ou diminuição do número de viagens geradas na zona em estudo;
- ii. Padrões de uso do solo. As zonas de tráfego onde existe grande número de equipamentos: escolas, comércio ou serviços, entre outros, podem gerar menor número de tráfego que aquelas com menor grau de intensidade de actividade, pelo facto dos habitantes poderem satisfazer as suas necessidades dentro da própria zona;
- iii. Características dos sistemas de transporte. A existência de boas condições de tráfego pode incentivar a realização de maior número de viagens, assim como uma rede de transportes públicos que permita a coordenação entre diversos modos de transporte poderá implicar uma diminuição no uso de transporte individual;



- iv. Características socioeconómicas da população, tais como: níveis de rendimento, densidade populacional, tamanho da população economicamente activa, grau de motorização e composição das famílias poderão constituir elementos que afectam a geração de viagens.

### **3.5.1.1. Geração e atracção de viagens**

O estudo de geração de viagens numa determinada zona urbana exige partir do conhecimento da situação actualmente existente. Para começar será necessário conhecer as condições futuras do planeamento urbanístico da cidade, especialmente no que se refere ao uso do solo. Por último, devem aplicar-se a esta situação futura índices de geração de viagens, obtidos em parte pela análise da situação existente, e em parte por analogia com situações conhecidas em outras zonas urbanas de características similares à estudada (Mello, 1979). O importante é afastar as variáveis que condicionam a geração de viagens e aplicar índices unitários adequados.

Numa determinada zona, a geração de viagens baseada essencialmente em viagens domiciliares, está condicionada por uma série de variáveis, nem sempre independentes, que convém analisar em separado e que fundamentalmente são de carácter socioeconómico, de localização e de acessibilidade aos meios de transporte (Ward *et al.*, 2007). O número de variáveis pode ser muito grande e muitas estão relacionadas entre si. Entre as mais importantes podem citar-se as seguintes:

- Nível de motorização; quando se alcançam níveis elevados de motorização, as habitações que dispõem de veículo próprio geram mais viagens que as que não possuem veículos;
- Nível de rendimento; o nível de rendimento e o grau de motorização não são variáveis independentes, pois um maior nível de rendimento pressupõe um aumento no nível de motorização das famílias. No entanto, independentemente da família dispor ou não de veículo próprio, o aumento do nível de rendimento permite um aumento do número de viagens;
- Nível profissional; esta variável geralmente ligada ao nível económico é difícil de estimar para ter em conta nos estudos de geração de viagens;
- Distância ao centro; esta variável pode estar ligada à densidade populacional e às facilidades em utilizar transportes públicos. Em vários estudos conclui-se que a distância ao centro provoca um aumento considerável no número de viagens;
- Densidade populacional; à medida que aumenta a densidade pode ser mais fácil dispor de transportes públicos adequados, e mais difícil utilizar o automóvel. Além disso, aumenta o número de viagens a pé e de curta distância;
- Disponibilidade de meios de transporte; a facilidade e comodidade de acesso a transportes públicos são variáveis que condicionam a geração das viagens, sendo o tempo de percurso entre o domicílio e as paragens dos transportes públicos, uma das formas de considerar este factor;
- População activa, a percentagem de indivíduos activos na população é um factor importante, pois estes são responsáveis pelo maior número de viagens geradas;
- Composição da família, o número de indivíduos por família e a sua composição é um factor importante, na medida em que cada indivíduo gera em função da sua idade e actividade um determinado número de viagens.

O processo que se segue inicia-se mediante a identificação das variáveis que têm um efeito significativo na geração de viagens, e termina elaborando modelos matemáticos que permitam ter em conta o efeito conjunto das variáveis seleccionadas, considerando que este assunto está muito ligado aos costumes e a factores sociológicos e psicológicos que não se conhecem exactamente. O número actual de viagens geradas ou atraídas numa zona de tráfego pode ser determinada através de uma pesquisa de origem-destino. O planeamento exige o conhecimento deste dado no futuro, sendo para isso necessário recorrer a métodos de previsão, (Mello, 1979 e Carneiro, 2005). Cada método possui características que o tornam mais interessante em determinadas situações que noutras, sendo que a aplicação de um ou outro processo depende, fundamentalmente, dos elementos disponíveis quando da realização do estudo.

#### a) Modelos de previsão

Estes modelos procuram relacionar a procura por transportes a variáveis explicativas dessa procura. No caso deve-se relacionar o número de viagens geradas ( $Y$ ) a variáveis explicativas ( $x_i$ ), como se apresenta na expressão 3.90.

$$Y = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (3.90)$$

As variáveis explicativas e independentes poderão variar de zona para zona de tráfego e entre elas destacam-se: o rendimento, a população, o número de automóveis ou outra variável que possa explicar a geração de viagens.

#### b) Factores de crescimento

O número de viagens geradas no futuro é determinado pela simples aplicação de um factor de crescimento aos dados presentes. Assim, o tráfego futuro ( $T_f$ ) será igual ao tráfego actual ( $T_a$ ), multiplicado pelo factor de crescimento ( $F_c$ ), podendo o factor de crescimento ser determinado em função da população, número de carros particulares, rendimento ou outras variáveis significativas e que possam explicar as viagens, como apresentado na expressão 3.91.

$$T_f = F_c \times T_a \quad (3.91)$$

O factor de crescimento pode ser determinado a partir da expressão 3.92.

$$F_c = \frac{l' M' V'}{l M V} \quad (3.92)$$

em que:

$\frac{l'}{l}$  – relação entre a população futura e presente na zona de tráfego

$\frac{M'}{M}$  – relação entre a densidade futura e presente de carros na zona de tráfego

$\frac{V'}{V}$  - relação entre a utilização futura e presente de carros, considerando viagens para ou da zona de tráfego

O uso de factores de crescimento para extrapolar o desenvolvimento do tráfego, embora seja um procedimento bastante simples, deve ser encarado com restrições, principalmente em regiões em desenvolvimento ou em locais onde serão realizadas grandes modificações nos sistemas de transporte. No caso da implementação de um eficiente sistema de transportes públicos, a procura

pode-se alterar profundamente, não sendo possível ser detectada pela simples utilização de um factor de crescimento.

### **c) Relação tráfego/ uso do solo**

Os padrões de viagem modificam-se em função da actividade desenvolvida, sendo por isso bastante comum relacionar o tráfego gerado ao uso do solo (TRB, 1998 e Ward *et al.*, 2007). Assim, a região em estudo deve ser subdividida em diferentes zonas, função do uso do solo de cada zona. A região em estudo fica assim dividida em áreas de geração que devem ser classificadas de acordo com a actividade principal nelas desenvolvidas: áreas residenciais, áreas comerciais, áreas industriais, áreas de recreação, áreas utilizadas para vias e terminais de transporte e áreas com outros usos (TRB, 1998).

Neste processo, tem-se por objectivo determinar o número de viagens por dia e por unidade de área para cada tipo de uso do solo.

De acordo com Ward *et al.* (2007), uma alta densidade habitacional com usos do solo mistos permitem menor dependência automóvel e menor número de viagens. Uma maior densidade de emprego e uma rede de transportes públicos eficiente permitem aumentar o número de utilizadores deste modo de transporte e diminuir o número de viagens geradas.

### **d) Análise de categorias**

Este processo baseia-se na hipótese de que a taxa de geração de viagens para diferentes categorias familiares permanece constante no futuro. As taxas são determinadas para diferentes modos de transporte, carros particulares, táxis e transporte colectivo, e para seis diferentes finalidades de viagem: trabalho, negócios, educação, compras, social e viagens independentes da habitação (Mello, 1979).

São consideradas quatro hipóteses de análise:

- i) A residência é considerada a unidade básica no processo de geração. Cada residência é considerada uma unidade independente, porque a maior parte das viagens iniciam ou terminam neste local;
- ii) As viagens geradas por uma residência dependem das características da família e da sua localização em relação aos equipamentos tais como lazer, comércio, trabalho, escolas, entre outros;
- iii) As taxas de geração de viagens não se modificam no tempo;
- iv) As famílias devem ser agrupadas em função do rendimento disponível, do número de veículos que possuem e da estrutura familiar, considerando o número de residentes empregados e o número de adultos desempregados.

O anexo 4 apresenta um exemplo de aplicação desta metodologia, que permite esclarecer o procedimento acima descrito.

O TRB, 1998, apresenta uma metodologia que permite avaliar o número de viagens geradas, numa determinada área, com base em dois conjuntos de variáveis que descrevam os agregados familiares. Normalmente estas variáveis são o número de pessoas que compõem o agregado familiar e o seu rendimento mensal ou o número de automóveis existentes na família. A primeira variável obtém-se facilmente recorrendo aos censos e a segunda através de estatísticas ou de inquéritos à população

da área em estudo. Através desta metodologia é possível determinar o número de viagens diárias geradas pelos agregados familiares e obter uma percentagem do número de veículos em circulação no período de hora de ponta, em cada zona em estudo.

### **3.5.1.2. Pólos Geradores de tráfego**

#### **3.5.1.2.1. Conceitos de Pólo Gerador de Tráfego**

O adensamento das áreas centrais das cidades, a ocupação da periferia e o crescimento dos níveis de motorização, aumentam consideravelmente o número de deslocações motorizadas causando impactos no sistema viário. O problema agrava-se quando nas áreas urbanas se instalam complexos de grande porte, denominados de Pólos Geradores de Tráfego, tais como universidades, estádios, ginásios de desporto, centros de convenções, feiras, escritórios, Shoppings, hipermercados, entre outros. Estes complexos criam um aumento significativo nas deslocações e causam frequentemente impactos indesejáveis na fluidez e na segurança do trânsito (Denatran, 2001).

Na tabela 3.50 são apresentados conceitos das principais referências bibliográficas sobre Pólos Geradores de Tráfego, as quais incluem estudos da Companhia de Engenharia de Tráfego de São Paulo (CET, 1983), no Brasil, de Grandó, 1986, do Departamento Nacional de Trânsito no Brasil (Denatran, 2001), de Portugal e Goldner, 2003, e da Rede Ibero-americana de Estudos de Pólos Geradores de Viagens, 2005.

#### **3.5.1.2.2. Impactos causados pelos Pólos Geradores de Tráfego**

A implantação de Pólos Geradores de Tráfego provoca, geralmente, impactos negativos na fluidez da circulação viária urbana requerendo uma análise sistemática que leve em conta, simultaneamente, os efeitos indesejáveis na mobilidade e acessibilidade de pessoas e veículos, e o aumento da procura de estacionamento na sua área de influência.

Os impactos sobre a circulação ocorrem quando o volume de tráfego nas vias adjacentes e de acesso ao Pólo Gerador de Tráfego aumenta de um modo significativo devido ao acréscimo de viagens gerado pelo empreendimento. Normalmente, os principais impactos negativos são a redução dos níveis de serviço e segurança nas vias situadas na área de influência do empreendimento (Denatran, 2001). Esta situação pode resultar das seguintes ocorrências:

- i. Congestionamentos, provocando o aumento do tempo de deslocamento e conseqüentemente o aumento dos custos operacionais dos veículos utilizados;
- ii. Conflitos entre o tráfego de passagem e o que se destina ao empreendimento, dificultando frequentemente o acesso às áreas internas destinadas à circulação e ao estacionamento, com implicações nos padrões de acessibilidade da área de influência imediata do empreendimento;
- iii. Uso irregular da via pública para estacionamento pelos veículos que não tem possibilidade de estacionar no interior do empreendimento, frequentemente devido ao número insuficiente de lugares para estacionamento, restringindo assim a capacidade da via, afectando a fluidez do tráfego;

- iv. Utilização indevida de espaços nas vias de acesso ao empreendimento devido à paragem de veículos para carga e descarga de mercadorias, e embarque e desembarque de passageiros, frequentemente por falta de áreas previstas em projecto para este efeito;
- v. Deterioração das condições ambientais da área de influência do empreendimento devido ao aumento dos níveis de poluição, da redução do conforto durante os deslocamentos e do número de acidentes, comprometendo a qualidade de vida dos cidadãos.

Tabela 3.50 – Conceitos de Pólo Gerador de tráfego

Fonte	Conceitos de Pólo Gerador de Tráfego	Impactos considerados
GET - SP (1983)	Empreendimentos de grande porte que atraem ou produzem grande número de viagens, causando reflexos negativos na circulação do tráfego que os rodeia, podendo prejudicar a acessibilidade de toda a região ou agravar as condições de segurança de veículos e peões.	Circulação Acessibilidade Segurança
Grando (1986)	Empreendimentos que, mediante a oferta de bens e/ou serviços, geram ou atraem um grande número de viagens, causando reflexos na circulação do tráfego que os rodeia, tanto em termos de acessibilidade e fluidez do tráfego, podendo repercutir em toda a região, quanto em termos da segurança de veículos e peões.	Circulação de tráfego Acessibilidade Fluidez do tráfego Segurança
Denatran (2001)	Empreendimentos de grande porte que atraem ou produzem grande número de viagens, causando reflexos negativos na circulação viária que os rodeia, e em alguns casos, prejudicando a acessibilidade da região, além de agravar as condições de segurança de veículos e peões.	Circulação viária Acessibilidade Segurança
Portugal e Goldner (2003)	Locais ou instalações de distintas naturezas que desenvolvem actividades de porte e escala capazes de produzir um contingente significativo de viagens.	Produção de viagens
Rede Ibero-Americana de Transportes (2005)	Equipamentos potenciais geradores de impactos nos sistemas viários e de transportes (congestionamentos, acidentes e naturais repercussões no ambiente) como também no desenvolvimento socioeconómico e na qualidade de vida da população.  São locais ou instalações de distintas naturezas que têm em comum o desenvolvimento de actividades num porte e escala capazes de exercer grande atratividade sobre a população, produzir um contingente significativo de viagens, necessitar de grandes espaços para estacionamento, carga e descarga e embarque e desembarque, promovendo, conseqüentemente, potenciais impactos.	Circulação de tráfego Acessibilidade Fluidez do tráfego Segurança Impactos ambientais Impactos socioeconómicos

Fontes: Adaptado de Kneib e Silva (2005) e Tolfo (2006).

### 3.5.1.2.3. Caracterização de Pólos Geradores de Tráfego

A classificação dos Pólos Geradores de Tráfego é normalmente da responsabilidade do poder municipal que deve estabelecer os parâmetros mais adequados para classificar este tipo de empreendimento e avaliar os seus impactos. Esta classificação é baseada, geralmente, na área construída e no número de lugares de estacionamento, o que permite estimar a geração de viagens causada exclusivamente pelo empreendimento (Tolfo, 2006).

Assim, como exemplos, apresenta-se a definição de pólos geradores de tráfego propostas por 3 concelhos brasileiros, Curitiba, São Paulo e Belo Horizonte.

Relativamente ao primeiro, o Município de Curitiba, define pólo gerador de tráfego como todo o empreendimento que apresenta uma área de construção igual ou superior a 5000 m<sup>2</sup>.

No segundo, São Paulo, utiliza-se como parâmetro de análise o número de lugares exigidos para estacionamento. Assim, todo o empreendimento com mais de 80 lugares nas “Áreas Especiais de Tráfego”, áreas que já apresentam saturação da capacidade viária, ou 200 ou mais lugares nas demais áreas da cidade, é classificado como Pólo Gerador de Tráfego. Além destes parâmetros, a tabela 3.51, apresenta outros parâmetros previstos por este município para classificar Pólos Geradores de Tráfego (Denatran, 2001).

Tabela 3.51– Parâmetros caracterizadores de Pólos Geradores de Tráfego

Actividade	Área útil* (m <sup>2</sup> )	Capacidade
Habitação		500 veículos
Prestação de serviço de saúde	7500	
Prestação de serviços de educação	2500	
Locais de reunião		500 pessoas
Actividades e serviços públicos de carácter especial		
Actividades temporárias		
Prática de exercício físico ou desporto	2500	
* Área útil: área total construída menos as áreas de garagens, coberturas e reservatórios de água		

Fonte: Denatran (2001).

Por fim, no município de Belo Horizonte, Pólos Geradores de Tráfego são definidos como:

- Empreendimentos de uso não residencial, no qual a área edificada seja superior a 6000m<sup>2</sup>;
- Empreendimentos de uso residencial que tenham mais de 150 unidades;
- Empreendimentos de uso misto em que o somatório da razão entre o número de unidades residenciais e 150 e da razão entre a área da parte da edificação destinada a uso não residencial e 6000 m<sup>2</sup> seja igual ou superior a 1;
- Autódromos, hipódromos e estádios desportivos;
- Centrais rodoviárias, ferroviárias e aeroportos;

Como se pode constatar pelo que foi referido, cada um dos municípios estipula, de acordo com as suas características, parâmetros de definição de pólos geradores de tráfego.

#### **3.5.1.2.4. Estudos de impacto dos Pólos Geradores de Tráfego**

Cada município deve verificar quais os parâmetros a ter em conta, na elaboração de um estudo de impacto de pólos geradores de tráfego, segundo as características locais. Apesar disso, qualquer que seja a sua estruturação, os estudos de pólos geradores de tráfego devem ser desenvolvidos permitindo fazer uma análise aos impactos sobre as vias de acesso e adjacentes ao empreendimento. Esta análise deve permitir identificar as ocorrências de congestionamento e de pontos críticos de circulação e segurança viárias, resultantes da redução na capacidade de circulação ou no défice existente entre oferta e procura de lugares de estacionamento.

Um estudo de impacto de pólos geradores de tráfego deve, também, analisar o projecto arquitectónico do empreendimento no que diz respeito às características geométricas e de localização dos acessos, vias internas de circulação, raios horizontais e inclinações de rampas e acessos. Deve também ser analisado o dimensionamento do estacionamento, verificando a suficiência de lugares, e os lugares de carga e descarga (Denatran, 2001). Assim, o estudo deve contemplar:

- i. Delimitação e descrição da área de influência directa e indirecta do empreendimento;
- ii. Identificação e descrição das vias principais de acesso e adjacentes ao empreendimento;
- iii. Caracterização do uso e ocupação do solo na envolvente do empreendimento;
- iv. Dimensionamento e distribuição de vagas de estacionamento;
- v. Dimensionamento e distribuição de áreas de carga e descarga;

#### **3.5.1.2.5. Análise dos estudos de Impacto**

Segundo Denatran, 2001 a análise de um estudo de impacto de um pólo gerador de tráfego, na circulação viária, deve sempre ter em conta que os objectivos fundamentais desse estudo são:

- i. Garantir a melhor inserção possível do empreendimento proposto no sistema viário da sua área de influência imediata;
- ii. Viabilizar os espaços necessários para estacionamento de veículos, para carga e descarga de mercadorias, assim como para embarque e desembarque de passageiros, eliminando as interferências no sistema viário;
- iii. Reduzir ao máximo os impactos negativos provocados pelo empreendimento no tráfego pertencente à sua área de influência, por meio de intervenções nos sistemas viário e de circulação, tais como alargamento de via, implantação de sinalização horizontal, vertical ou luminosa, entre outras;
- iv. Criar espaços seguros para a circulação de peões dentro e fora do empreendimento.

As análises de impacto de pólos geradores de tráfego no sistema viário devem, também, recorrer a contagens classificadas de veículos, análises de capacidade e nível de serviço, técnicas de avaliação de acidentes e de adequação da geometria viária, entre outros (Denatran, 2001).

#### **3.5.1.2.6. Exemplificação de medidas mitigadoras**

Os altos níveis de congestionamento e degradação da qualidade de vida, gerado pelo desenvolvimento das cidades e pela implantação dos pólos geradores de tráfego são decorrentes da

escassez de medidas adequadas para a redução dos impactos negativos gerados. Estas medidas podem ser de duas categorias, relacionadas com o uso do solo e relacionadas com o sistema de transportes. As medidas relacionadas com o uso do solo são mais eficientes na redução do impacto na área que envolve o empreendimento, enquanto as relacionadas com os transportes, apresentam maior eficiência na redução dos impactos específicos no local do empreendimento (Giustina e Cybis, 2003).

No que diz respeito às primeiras, podem ser subdivididas em medidas relacionadas com o planeamento do uso do solo e medidas relacionadas com o controle do crescimento urbano.

Relativamente às medidas relacionadas com o sistema de transportes, podem ser implementadas no interior ou exterior do empreendimento (Denatran, 2001). As medidas a implementar no interior podem ser:

- Adequação dos acessos de veículos e peões;
- Aumento e redistribuição dos lugares de estacionamento;
- Redimensionamento e redistribuição de áreas de carga e descarga;
- Redimensionamento e mudanças de localização de áreas de embarque e desembarque de veículos privados;
- Redimensionamento e mudanças de localização das paragens de táxis;
- Adequação de acessos específicos para veículos de emergência e de serviços;
- Medidas para a garantia de acessibilidade aos portadores de deficiência física;

No que concerne às medidas externas ao empreendimento, recorre-se à adequação do sistema viário realizando a:

- Elaboração e implementação de um plano de circulação;
- Implementação de novas vias;
- Alargamento de vias existentes;
- Implantação de obras de arte (passagens desniveladas);
- Implementação de alterações geométricas em vias públicas;
- Colocação de sinalização semafórica;
- Tratamento viário para facilitar a circulação de peões, ciclistas e portadores de deficiências físicas;
- Adequação dos serviços de transporte público;
- Medidas especiais para prevenção de acidentes de trânsito;
- Acções complementares ou de monitorização do tráfego.

### **3.5.1.3. Distribuição de viagens**

A distribuição de viagens relaciona o número de viagens com origem em cada zona da área em estudo, com as outras zonas dessa área, procurando determinar a distribuição das viagens nas células de uma matriz Origem/Destino (Ortúzar, 2000 *apud* Carneiro, 2005). O somatório do total de viagens distribuídas deverá ser igual ao somatório do número de viagens geradas por cada área (TRB, 1998).



Um dos modelos mais usados na distribuição de viagens é o modelo gravitacional, que é uma analogia à lei da gravidade de Newton. Este modelo baseia-se na suposição de que o número de viagens entre zonas é directamente proporcional à geração de viagens de cada zona, e inversamente proporcional à distância entre elas, relacionada com o custo generalizado ou tempo da viagem (TRB, 1998). Zonas de maior actividade tendem a gerar e atrair maior número de viagens, logo maiores fluxos de tráfego, enquanto as zonas de menor actividade tendem a gerar menor número de viagens. Segundo TRB (1998), o modelo gravitacional para distribuição de viagens é definido pela expressão 3.95.

$$T_{ij} = P_i \left( \frac{A_j \times F_{ij} \times K_{ij}}{\sum_{k=1}^{\text{Zonas}} (A_k \times F_{ik} \times K_{ik})} \right) \quad (3.95)$$

Em que:

$T_{ij}$  – número de viagens entre a zona i e j;

$P_i$  – número de viagens geradas na zona i;

$A_j$  – número de viagens atraídas na zona j;

$F_{ij}$  – Factor de fricção relacionado a distancia entre as zonas i e j,

$K_{ij}$  – Factor de ajustamento devido à distribuição de viagens entre i e j;

O factor de fricção devido à distância entre as zonas ( $F_{ij}$ ) é dado pela expressão 3.96.

$$F_{ij} = a \times t_{ij}^b \times e^{-c \times t_{ij}} \quad (3.96)$$

Em que:

$F_{ij}$  – factor de fricção entre as zonas i e j;

a, b e c – coeficientes que variam com o tipo de viagem;

$t_{ij}$  – tempo de viagem entre as zonas i e j;

O factor de fricção  $F_{ij}$  é inversamente proporcional ao tempo de viagem entre as zonas i e j, e representa o comportamento dos condutores em relação à percepção da distância entre as duas zonas. O factor de ajustamento  $K_{ij}$  diz respeito a factores socioeconómicos, tornando o modelo de gravidade mais próximo das características reais das viagens.

## 4. PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

O pavimento é uma estrutura constituída por um sistema formado por várias camadas de espessura finita, apoiadas na fundação de terreno compactado e de terreno natural (Pereira e Miranda, 1999).

Para que o funcionamento dos pavimentos rodoviários seja adequado, é necessário que este se encontre correctamente dimensionado. Para tal, o estudo das causas de ruína e do bom funcionamento do pavimento, aliado à realização de ensaios preliminares e de estudos da composição do tráfego, prevê e evita os insucessos verificados nesta área.

Os estudos de tráfego permitem determinar quais as solicitações a que uma determinada via estará sujeita, definindo quais os níveis de serviço, segurança e comodidade que a mesma deve satisfazer. No que se refere à durabilidade do pavimento dessa via, característica intrinsecamente ligada às anteriores, pois uma fraca qualidade do pavimento implica uma redução nos níveis de serviço, segurança e comodidade da mesma, será determinada através de um correcto dimensionamento do pavimento.

É frequente observar-se estradas com camadas betuminosas de elevada espessura, em que o solo de fundação apresenta elevada capacidade de carga e o tráfego é reduzido. Tal facto conduz a um desperdício de material e de dinheiro.

A construção de pavimentos que garantam a regularidade da superfície de rolamento e resistência à acção de desgaste dos veículos, bem como a distribuição uniforme das cargas sobre o solo de fundação e pavimento, aliado à necessidade de optimização da razão “qualidade/investimento”, torna-se imperativo. Por esse motivo, surge a necessidade de utilização de diferentes métodos de dimensionamento de pavimentos, que permitam aumentar o tempo de vida dos novos e a durabilidade dos pavimentos existentes, bem como reduzir os investimentos efectuados.

### 4.1. Pavimentos flexíveis

A composição de um pavimento flexível pode ser muito diversa, em função da intensidade do tráfego, da capacidade de suporte do solo de fundação e das características dos materiais disponíveis, que por sua vez dependem das condições climáticas. A tabela 4.1 apresenta o tipo de constituição de pavimentos flexíveis.

Quando o tráfego é pouco agressivo e se dispõe de materiais granulares de boa qualidade e a baixo custo, pode-se optar por pavimentos onde é preponderante a componente granular. No entanto, caso o tráfego seja intenso e o solo de fundação tenha uma reduzida capacidade de suporte, é necessário dimensionar um pavimento, onde as camadas betuminosas possuem uma espessura total significativa, independentemente, de na região existir materiais granulares de boa qualidade e a custo favorável.

Tabela 4.1 – Camadas constituintes de um pavimento flexível

Camadas	Constituição	Espessuras tipo*
Camada de desgaste	Constituída por material betuminoso com agregados de alta resistência (com dimensões geralmente reduzidas – diâmetro médio de 3 a 4 cm), Muitas vezes é utilizado um betão betuminoso com “betumes modificados”, em que se recorre a polímeros, o que beneficia as características de adesão e de resistência global.	4 -6 cm
Camada de regularização	Constituída por mistura betuminosa à semelhança da primeira, no entanto com materiais mais pobres (quer no betume quer nos agregados).	5-12 cm
Camada de base	Deve ser constituída por material granular bem compactado, como pedra britada, seixo ou escória de granulometria adequada com pouca percentagem de finos (o aumento de finos diminui a permeabilidade e, conseqüentemente, a capacidade de carga). No caso de uma base betuminosa, esta deve ser composta por macadame betuminoso, com uma espessura recomendável de 9 a 15 cm.	15-30 cm
Camada de sub-base	Constituída por material granular do tipo <i>tout venant</i> ou com recomposição em central;	15-20 cm
* Estes valores são apenas indicativos, podendo o dimensionamento de um determinado pavimento (com uma determinada fundação, tráfego previsto e condições climáticas) ter valores diferentes dos apresentados.		

Fonte: Adaptado de Pereira, 2002; Branco *et al*, 2006

A construção do pavimento por camadas permite colocar materiais mais nobres (com maior capacidade de carga e regularização) à superfície, e em profundidade colocar sucessivamente materiais menos nobres, devido ao efeito de degradação de cargas que ocorre. Consegue-se, deste modo, reduzir nos custos, não comprometendo contudo a qualidade exigida.

As diferentes camadas envolvidas na construção de um pavimento possuem características distintas, consoante as cargas a que estão sujeitas. De seguida, faz-se uma breve abordagem às características de cada camada.

#### i. Camada de desgaste

Sofre a acção directa do clima, nomeadamente variações de temperatura e presença de água. A acção do tráfego é outra das acções que se verifica sobre esta camada. Este último, para além de exercer pressões verticais de contacto, exerce também tensões tangenciais (travagem, aceleração e força centrífuga).

Os objectivos desta camada são suportar, redistribuir e transferir para as camadas inferiores as tensões induzidas pelos rodados dos veículos. Deve ainda, constituir uma superfície regular de forma a garantir aos utentes, conforto; com rugosidade adequada, que permita índices elevados de segurança e elevada resistência ao desgaste para impedir o arranque e polimento dos agregados. Quanto à função estrutural, a camada de desgaste protege as camadas inferiores das acções do clima (temperatura e água) devido às suas características de impermeabilização e contribui para a resistência global do pavimento.

**ii. Camada de regularização**

As principais funções são suportar, redistribuir e transferir para as camadas inferiores as tensões transmitidas ao nível da camada de desgaste; a superfície deve ser regular, desempenada para garantir a boa execução da camada de desgaste.

Tem também por objectivo regularizar a camada inferior, e resistir aos esforços de tracção. A resistência a estes esforços só é possível pelo facto de possuir uma maior espessura e módulo de elasticidade do que a camada de desgaste, e por estar colada a esta devido a uma rega de colagem composta por betume fluidificado.

**iii. Camadas de base e sub-base**

Têm como função, a distribuição dos esforços provocados pelas cargas aplicadas à superfície, isto é, provocar a degradação das cargas, para que os esforços que se fazem sentir no solo de fundação se coadunem com a sua resistência.

Deverá constituir suporte regular e resistente para a camada de desgaste, de modo a repartir os esforços verticais devido às cargas, diminuindo assim, as tensões sobre o solo de fundação. Uma vez que os esforços instalados no solo de fundação são inferiores aos valores da sua resistência, evita-se a ocorrência de assentamentos diferenciais ou mesmo a rotura.

A utilização da camada de sub-base visa o aumento da capacidade de suporte do pavimento. A qualidade desta camada pode ser inferior à qualidade da base, uma vez que está submetida a tensões menores. Visto que se trata da camada que constitui a transição entre solo de fundação e camada de base, pode-se afirmar, que uma das suas principais funções é assegurar a homogeneização das propriedades do solo de fundação, e permitir que este suporte as cargas aplicadas por veículos em circulação na fase de construção.

Deverá ter uma granulometria que lhe permita permeabilidade adequada para se opor à estagnação da água e evitar que as águas ascensionais ou águas capilares atinjam as camadas nobres do pavimento.

**iv. Solo de fundação**

É um dos elementos mais importantes na construção de um pavimento, já que suportará as restantes camadas, determinando a qualidade e características das mesmas. Para um correcto dimensionamento, amostras do solo de fundação são ensaiadas laboratorialmente e os seus resultados estudados.

São variadíssimas as condições que fazem variar as características dum solo de fundação. Entre elas, destacam-se as mais importantes:

- a. Elevada percentagem de finos – redução da permeabilidade e conseqüente redução da resistência mecânica;
- b. Amostras do solo de fundação recolhidas na Primavera – as características do solo variam consoante a estação do ano em que se fazem as tomas (Primavera ou Outono). Na Primavera, a resistência do solo é mais baixa que no Outono, devido à precipitação ocorrida durante o Inverno;

- c. Compactação deficiente – uma fraca resistência é sinónimo de má compactação;
- d. Má qualidade dos solos – os solos podem ser de má qualidade por natureza (por exemplo solos de aluvião).

Após uma rápida caracterização das camadas de um pavimento, pode-se afirmar que, quando dimensionado e executado eficazmente, pode suportar as cargas aplicadas, bem como garantir a comodidade, segurança e durabilidade exigidas nesta crescente exigência da melhoria da qualidade de serviço.

Quando a qualidade destas camadas começa a ser duvidosa, a qualidade do pavimento em geral, pode estar ameaçada. Por exemplo, a formação de fendas e conseqüente aumento da deformabilidade do pavimento, levam à ponderação da sua reabilitação ou mesmo substituição. No entanto, é de salientar, que esta reabilitação só será efectuada se verificarem determinados níveis de degradação.

## 4.2 Evolução da qualidade dos Pavimentos Flexíveis

### 4.2.1 Patologias

Os pavimentos rodoviários, logo após a sua construção, começam a ser submetidos a acções diversas, que continuamente, contribuem para a redução progressiva da sua qualidade inicial, ou seja para a sua degradação (Pereira e Santos, 2002).

A degradação pode ser do tipo estrutural ou funcional, sendo um fenómeno inerente a qualquer pavimento (Yoder e Witczak, 1975 *apud* Alves, 2007).

A degradação do tipo estrutural está relacionada com o colapso da estrutura do pavimento ou com a fadiga de um ou mais componentes de tal ordem que o pavimento se torna incapaz de suportar as cargas impostas (Yoder e Witczak, 1975 *apud* Alves, 2007). A degradação do tipo funcional acontece quando o pavimento perde a capacidade de proporcionar uma circulação suficientemente segura e cómoda, associada à degradação das características superficiais, mais especificamente, da camada de desgaste (Pinto, 2003).

O processo de evolução das degradações de um pavimento apoia-se no “princípio da cadeia das conseqüências”, em que uma degradação não evolui isoladamente no tempo, dando origem a outras degradações, ou seja, inicia-se uma actividade em ciclo, onde as diferentes degradações interferem mutuamente (Pereira e Miranda, 1999).

As manifestações de degradação mais frequentes nos pavimentos flexíveis, que conduzem à sua ruína, são o fendilhamento, as deformações, as desagregações e o movimento de materiais, cujos principais tipos e causas se encontram na tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Principais manifestações de degradação em pavimentos flexíveis

Manifestação	Designação	Causas	Descrição
Fendilhamento	Fadiga	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fadiga das camadas betuminosas,</li> <li>- Falta de capacidade de suporte das camadas granulares e do solo de fundação,</li> <li>- Qualidade deficiente dos materiais da camada de superfície</li> </ul>	Fendas irregulares localizadas na zona de passagem dos rodados dos veículos, geralmente iniciadas na direcção longitudinal, progredindo na direcção transversal e noutras direcções irregulares; podem ser isoladas e ramificadas, consoante a menor ou maior fase de desenvolvimento respectivamente;
	Fenda longitudinal	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deficiência da junta longitudinal de construção,</li> <li>- Drenagem deficiente, originando diferencial de capacidade de suporte junto à berma</li> <li>- Misturas betuminosas muito rígidas originando abertura de fendas por retracção.</li> </ul>	Fendas paralelas ao eixo da estrada, localizadas geralmente ao longo da zona de passagem dos veículos e por vezes junto ao eixo;
	Fenda Transversal	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deficiência da junta transversal de construção,</li> <li>- Retracção térmica da camada de desgaste,</li> <li>- Capacidade de suporte diferencial da fundação.</li> </ul>	Sensivelmente perpendiculares ao eixo da estrada, isoladas ou com um espaçamento variável, abrangendo parte ou toda a largura da faixa de rodagem;
	Pele de crocodilo	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evolução das fendas ramificadas;</li> <li>- Fadiga das camadas betuminosas,</li> <li>- Falta de capacidade de suporte das camadas granulares e do solo de fundação,</li> <li>- Qualidade deficiente dos materiais da camada de superfície</li> </ul>	Formam entre si uma malha de dimensão variável, localizada inicialmente na zona de passagem dos rodados dos veículos abrangendo progressivamente toda a largura da via de tráfego;
Deformações	Abatimento de Longitudinal	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Redução da capacidade de suporte das camadas granulares e do solo de fundação, relacionada com a entrada de água através da berma ou da interface berma-pavimento.</li> <li>- Redução da capacidade de suporte por infiltração de água até às camadas inferiores devido a problemas de construção da camada superficial de desgaste</li> </ul>	Abatimento de Berma – pode localizar-se ao longo do pavimento junto à berma ou ao longo do eixo da faixa de rodagem; Abatimento de Eixo – ocorre quando existe um fendilhamento ao longo do eixo;
	Deformações localizadas	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Falta de capacidade do solo de fundação,</li> <li>- Contaminação localizada das camadas granulares</li> <li>- Capacidade deficiente em zonas pontuais do pavimento, em particular das camadas granulares.</li> </ul>	Alterações de nível do pavimento, formando depressões ou alteamentos, podendo surgir isoladamente em diferentes pontos do pavimento;
	Ondulação	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deficiências na distribuição do ligante no caso de camadas de desgaste constituídas por revestimento superficial,</li> <li>- Arrastamento da mistura, por excessiva deformação no caso das camadas de betão betuminoso, devido à acção do tráfego;</li> <li>- Deformação da fundação.</li> </ul>	Deformação transversal que se repete com uma determinada frequência ao longo do pavimento;
	Rodeiras	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Compactação insuficiente das camadas em geral,</li> <li>- Capacidade deficiente das camadas granulares e da fundação, com ocorrência de deformações permanentes (rodeiras de grande raio)</li> <li>- Presença de misturas betuminosas com reduzida resistência à deformação plástica (rodeiras de pequeno raio)</li> </ul>	Deformações transversais localizadas ao longo da zona de passagem dos rodados dos veículos, podendo ser de grande ou de pequeno raio;
Desagregações	Desagregação o superficial	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Qualidade dos materiais utilizados na camada de desgaste</li> <li>- Deficiências de fabrico e execução das misturas</li> <li>- Camadas estruturais de reduzidas compacidade</li> <li>- Agressividade do tráfego ou do clima</li> </ul>	Arranque de uma das fracções do agregado, geralmente a mais grossa ou perda do masticque (finos, filer e ligante betuminoso).
	Pelada	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Espessura reduzida da camada de desgaste,</li> <li>- Deficiente ligação entre camada de desgaste e a camada betuminosa seguinte</li> <li>- Falta de estabilidade da camada de desgaste.</li> </ul>	Desprendimento em forma de placa, da camada de desgaste, relativamente à camada inferior;
	Ninhos (covas)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evolução de outras degradações, em particular do fendilhamento,</li> <li>- Deficiente qualidade dos materiais da camada de desgaste</li> <li>- Zona localizada com deficiente capacidade de suporte.</li> </ul>	Cavidades de forma arredondada localizadas na camada de desgaste, podendo progredir para as camadas inferiores;
	Polimento dos agregados	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Agressividade do tráfego</li> <li>- Condições climáticas</li> </ul>	Desgaste por abrasão, geralmente da fracção grossa do agregado, conferindo à superfície do pavimento um aspecto polido e brilhante.
Movimento de materiais	Exsudação	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Excesso de ligante (consequente envolvimento dos agregados grossos e redução da macrotextura),</li> <li>- Contaminação por rega de colagem excessiva,</li> <li>- Ligante de reduzida viscosidade</li> <li>- Mistura betuminosa de reduzida estabilidade submetida a tráfego intenso e temperaturas elevadas.</li> </ul>	Migração à superfície do ligante betuminoso na camada de desgaste, em particular na zona de passagem dos rodados dos veículos, conferindo-lhe um aspecto negro e brilhante;
	Subida (ou bombagem) de finos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Drenagem deficiente do pavimento, que promove a ascensão da água através do solo de fundação, das camadas granulares e das camadas betuminosas fendilhadas, arrastando os finos</li> <li>- Circulação da água infiltrada nas camadas granulares através das fendas e expulsa através destas devido à passagem dos veículos.</li> </ul>	Manchas de cor esbranquiçada, devidas à presença de finos, provenientes das camadas granulares e do solo de fundação, inicialmente junto às fendas, evoluindo para toda a superfície da camada de desgaste;

Fonte: Adaptado de Alves (2007)

Do ponto de vista estrutural os mecanismos considerados preponderantes para o dimensionamento são o fendilhamento por fadiga, o devido às acções térmicas (geralmente as de baixa temperatura), e a formação de rodeiras.

Dadas as condições climáticas de Portugal, o fendilhamento devido às acções térmicas não é considerado significativo. Este fendilhamento é causado por temperaturas muito baixas que conduzem à contracção da mistura betuminosa e ao endurecimento do ligante betuminoso. Este problema é geralmente ultrapassado pela escolha de um adequado tipo de betume.

Para fazer face aos problemas relacionados com o envelhecimento do betume e sensibilidade à água, utilizam-se materiais betuminosos e agregados pouco sensíveis à água e à oxidação provocada pelo ar e efeitos solares.

### **4.2.2 Observação de pavimentos**

A avaliação da qualidade dos pavimentos rodoviários compreende um conjunto de actividades que permite conhecer o estado do pavimento num determinado instante, designada em geral como a qualidade residual do pavimento. Esta pode ser o factor chave da melhoria tecnológica em todas as seguintes fases da gestão rodoviária. A ineficácia desta fase pode comprometer a viabilidade de qualquer sistema de gestão, o qual permanecerá apenas como uma realização informática, sem utilidade na rentabilização dos recursos e uma melhoria da qualidade rodoviária.

O processo de avaliação é efectuado em duas fases, sendo a primeira a observação de pavimentos ou auscultação e a segunda o tratamento dos dados obtidos.

A avaliação de pavimentos tem como principais objectivos, permitir a programação das acções de observação, fornecer dados para a melhoria das técnicas de construção e manutenção, verificar e aperfeiçoar os métodos de dimensionamento e fornecer dados para o desenvolvimento de modelos de previsão do comportamento dos pavimentos.

A avaliação da qualidade global dos pavimentos consiste numa avaliação estrutural e numa avaliação funcional. A primeira define o nível de desempenho mecânico do pavimento tendo como objectivo definir a qualidade do pavimento, tendo por base as exigências dos utentes da estrada quanto ao conforto e segurança de circulação.

De acordo com os diferentes tipos de pavimentos é necessário definir parâmetros, designados mais especificamente por “parâmetros de estado”, que caracterizam o estado do pavimento, estrutural e funcional num determinado instante.

Assim, define-se uma metodologia de observação, devendo os dados necessários à avaliação dos pavimentos ser recolhidos periodicamente ao longo da sua vida.

Existem diversos tipos de parâmetros de estado sendo estes relacionados com factores, tais como: tipo de utilização, capacidade financeira, equipamentos de medidas existentes ou disponíveis. Os mais correntemente utilizados são:

- Capacidade estrutural;
- Estado superficial;
- Regularidade longitudinal;
- Atrito transversal.

A caracterização da capacidade estrutural do conjunto “pavimento-solo de fundação” baseia-se, geralmente, na observação da deformação vertical da superfície do pavimento, considerada como resposta do pavimento quando este é submetido à aplicação de uma carga em determinadas condições.

O estado superficial dos pavimentos é dos parâmetros de mais difícil observação quer ao nível da fiabilidade dos resultados quer ao nível da rapidez de execução. No entanto, esta observação é imprescindível em qualquer sistema de gestão ou método de avaliação da qualidade estrutural e funcional.

As degradações podem ser observadas essencialmente por dois métodos: a observação visual, registando o estado observado em diferentes suportes para posterior tratamento, e a observação através de equipamento de tipo vídeo ou fotográfico. Hoje existem também algumas tentativas de utilizar raios laser para detectar as degradações, em particular o fendilhamento.

Para a observação da irregularidade longitudinal podem ser utilizados vários equipamentos e várias metodologias devendo estes ser abordados em dois níveis: primeiro ao nível do princípio e da técnica adoptada para observar o perfil, depois ao nível dos “cálculos” dos índices de regularidade do perfil medido.

A observação da irregularidade transversal consiste na obtenção do perfil transversal do pavimento numa determinada época. Para esta são utilizados equipamentos de referência geométrica simples ou equipamentos com tecnologia laser ou de ultra-sons. O atrito transversal é de grande importância para os pavimentos rodoviários, sendo medido com equipamentos que utilizam pneus fazendo um certo ângulo com a direcção de deslocamento do veículo de ensaio.

### **4.2.3 Técnicas de conservação**

A conservação do pavimento realiza-se ao longo da sua vida, tendo por objectivo a manutenção das suas características estruturais e funcionais. Deve-se adoptar a melhor estratégia no sentido de minimizar os custos globais e colher o máximo de benefícios. As estratégias disponíveis para a conservação do pavimento são:

- *Corrente* → caracteriza-se por acções periódicas e não-periódicas, com pequenos intervalos entre si, centrando a sua acção sobre o pavimento e sistemas auxiliares (sinalização, drenagem, taludes).
- *Periódica* → caracteriza-se por acções periódicas devidamente programadas, centrando a sua acção sobre a reabilitação do pavimento e sistemas relacionados (drenagem).



## 4.3 Dimensionamento de pavimentos flexíveis

### 4.3.1 Métodos de dimensionamento

Com o decorrer dos anos verificou-se a necessidade de utilizar métodos de dimensionamento dos pavimentos, evitando assim estradas com espessuras insuficientes ou exageradamente grandes para a capacidade de suporte dos solos, evitando assim investimentos na construção de pavimentos superiores ao necessário.

Estes métodos têm vindo a sofrer evoluções, acompanhando os avanços técnicos e atendendo, cada vez mais, às exigências dos utentes.

Através do aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento tornou-se possível analisar eficazmente o custo do ciclo de vida dos pavimentos, melhorar a eficácia dos sistemas de gestão e, produzir soluções rentáveis que contribuem para minimizar os danos causados no ambiente.

O dimensionamento de pavimentos consiste na definição da geometria e da constituição dos pavimentos a partir do estudo do comportamento dos materiais quando sujeitos à acção do tráfego e do clima, devendo este assegurar um bom comportamento estrutural e funcional. O comportamento estrutural está relacionado com a capacidade que o conjunto das diversas camadas tem para resistir às cargas aplicadas pelos veículos e às acções climáticas, sem sofrer degradações que ponham em risco a funcionalidade do pavimento. O comportamento funcional está relacionado com as características de segurança e conforto da superfície da camada de desgaste do pavimento.

Para um bom dimensionamento é fundamental conhecer-se o seu modo de funcionamento, a sua evolução ao longo do tempo, o modo de qualificar e quantificar as acções externas, as propriedades dos materiais, assim como os esforços na estrutura resultante da aplicação das acções.

A figura 4.1 apresenta um diagrama com a metodologia a seguir no dimensionamento de pavimentos rodoviários.

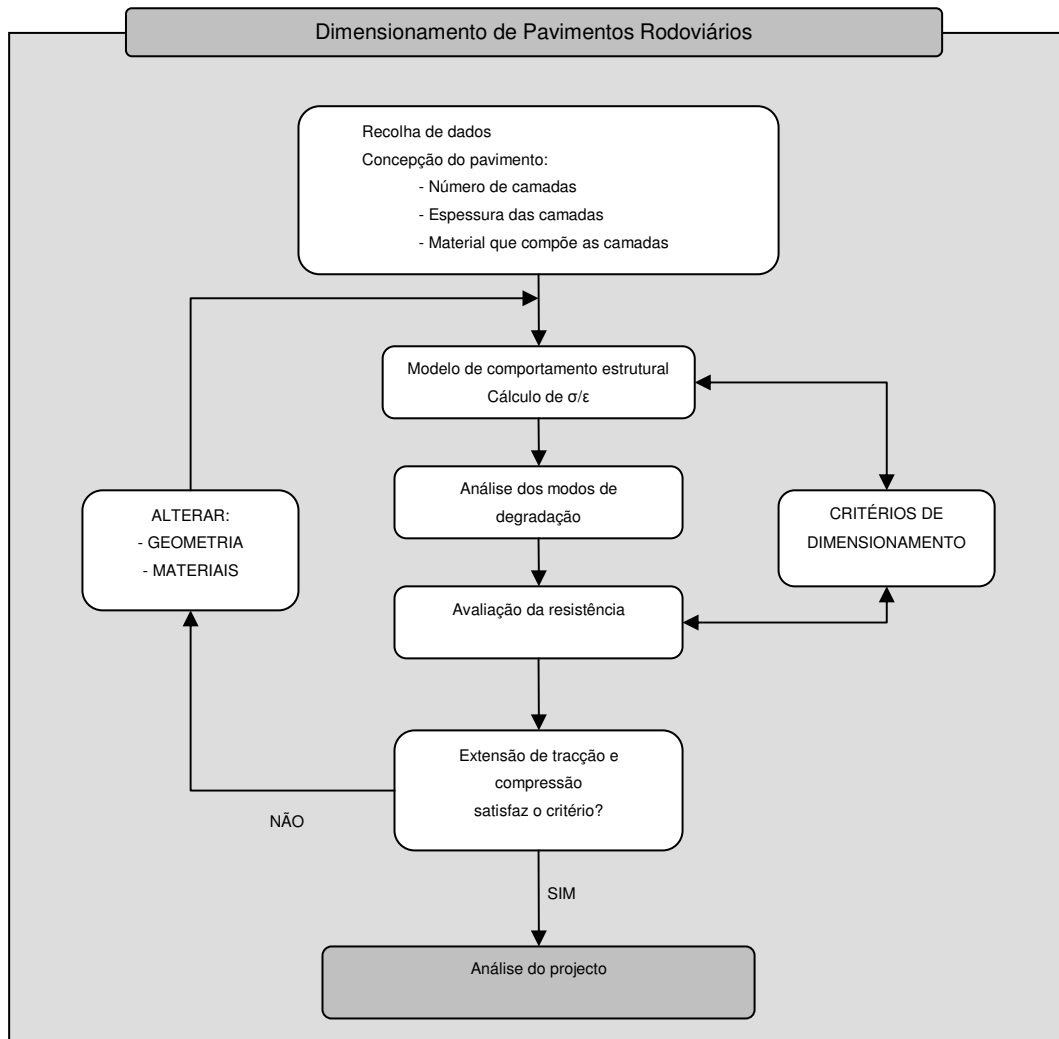


Figura 4.1 – Diagrama da metodologia aplicada no dimensionamento de Pavimentos rodoviários

Hoje, para o dimensionamento de pavimentos são considerados dois mecanismos de deterioração: o fendilhamento por fadiga e a deformação permanente no solo de fundação, embora estes nem sempre sejam os principais responsáveis pela ruína dos pavimentos.

Inicialmente os métodos de dimensionamento baseavam-se apenas em ensaios físicos, mais tarde começariam a ser realizados ensaios mecânicos de resistência, destacando-se o método do CBR na determinação da capacidade de suporte da fundação.

Posteriormente ocorreu a passagem dos métodos designados de empíricos para os métodos empírico-mecanicistas.

Os critérios de dimensionamento dos métodos empírico-mecanicistas têm por base o controlo das extensões admissíveis de tracção horizontal (na base das camadas betuminosas) e um valor admissível da extensão de compressão vertical (no topo do solo de fundação), de acordo com o tráfego acumulado, sendo estes os critérios que determinam se um pavimento está ou não bem dimensionado.

### **A. Métodos Empíricos**

Estes métodos eram baseados apenas em ensaios físicos e o pavimento era dimensionado sem o conhecimento das propriedades mecânicas da camada de fundação, mas apenas em função do tipo de solo de fundação.

Os primeiros métodos empíricos foram utilizados no California Highway Department ficando este conhecido como o método CBR (Califórnia Bearing Ratio). Bastante utilizado nos Estados Unidos durante a 2ª Guerra Mundial, hoje é um dos métodos mais conhecidos e divulgados, ainda utilizado para o dimensionamento de estradas de pouca relevância.

A aplicação deste método permite obter a espessura requerida sobre um material com determinado valor de CBR, para uma determinada carga por roda. O método do CBR admite implicitamente que a distribuição de tensões no pavimento é independente dos materiais das várias camadas, resultando que a espessura duma camada não depende das propriedades das camadas adjacentes.

No entanto, este tipo de métodos tem certas limitações. Uma delas deve-se ao facto das equações de dimensionamento propostas apenas deverem ser aplicadas em locais onde se verificam as mesmas condições climáticas e o mesmo tipo de materiais que estiveram na base das medições realizadas. Se as condições forem diferentes das que conduziram à obtenção das equações utilizadas pelo método de dimensionamento, devem ser realizadas várias modificações baseadas no comportamento de pavimentos ou na experiência.

### **B. Métodos Empírico-Mecanicistas**

Com o aumento do volume e da velocidade de circulação de tráfego, os pavimentos passaram a ser dimensionados tendo em conta critérios para controlar o fendilhamento por fadiga e o aparecimento de deformações permanentes. Começaram também a ser exigidos critérios de conforto de circulação para além da prevenção de ruptura por corte dos materiais de pavimentação.

Surgiram então os métodos empírico-mecanicistas de dimensionamento de pavimentos, sendo estes baseados nas propriedades mecânicas dos materiais e no seu comportamento em serviço, para obtenção de uma estrutura de pavimento que seja capaz de suportar, durante a vida de projecto, as acções previstas que lhe são aplicadas.

A utilização corrente dos métodos empírico-mecanicistas suporta-se em programas de cálculo automático. As instituições de investigação têm desenvolvido alguns desses programas de dimensionamento, sendo de destacar o programa ALIZE, desenvolvido pelo LCPC. Dos programas mais utilizados para realizar a análise estrutural, ou seja estabelecer o estado de tensão-deformação, destaca-se o programa ELSYM5 desenvolvido pela University of Califórnia at Berkeley. Este é um programa que permite a análise de pavimentos até cinco camadas de comportamento elástico linear, podendo ser solicitados até 10 configurações de carga. Outros exemplos de programas do mesmo tipo também utilizados são os desenvolvidos pelas empresas petrolíferas SHELL e ESSO, respectivamente o programa BISAR e o programa MOEBIUS.

### 4.3.2 Caracterização das Principais Acções

As acções fundamentais a considerar no dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis são o tráfego e as que decorrem por acção dos agentes climatéricos. Dos quais se destacam a temperatura nas misturas betuminosas, que depende de agentes como a temperatura do ar, a radiação solar e a velocidade do vento à superfície do pavimento; e a variação do teor em água das camadas não tratadas do pavimento e do solo de fundação, devido à acção da pluviosidade. De salientar, no entanto, que a variação do teor em água é praticamente inexistente se o sistema de drenagem da estrada estiver a funcionar convenientemente e se não estiverem fendilhadas as camadas betuminosas do pavimento.

A metodologia de cálculo abordada neste capítulo aplica-se a pavimentos do tipo flexível, uma vez que estes são os mais usados na rede rodoviária nacional.

#### 4.3.2.1. Tráfego

A composição do tráfego actuante é um dos factores fundamentais no dimensionamento de pavimentos, uma vez que apenas os veículos pesados são considerados no dimensionamento dado que os restantes têm um efeito desprezível. A tabela 4.3 apresenta a classificação dos veículos motorizados de acordo com as categorias apresentadas pela EP.

Tabela 4.3 – Classificação dos veículos motorizados segundo a EP

Classe	Descrição
C	Motociclos com ou sem sidecar — motociclos com duas ou três rodas (veículos com motor de cilindrada superior a 50 cm <sup>3</sup> ).
D	Automóveis ligeiros de passageiros com ou sem reboque com peso bruto inferior a 3500 kg)e lotação inferior a 9 lugares, incluindo motorista.
E	Automóveis ligeiros de mercadorias com ou sem reboque com peso bruto inferior a 3500 kg.
Ligeiros	Categorias c + d + e
F	Camiões – automóveis pesados de mercadorias sem reboque com mais de 3500 kg.
G	Camiões com um ou mais reboques.
H	Tractores com semi-reboque. Tractores com semi-reboque e um ou mais reboques. Tractores com um ou mais reboques.
I	Autocarros e trolleybus.
J	Tractores sem reboque ou semi-reboque.
K	Veículos especiais (cilindros, bulldozers e outras máquinas de terraplanagem, gruas móveis, carros de assalto militar, etc.).
Pesados	Categorias f + h + i + j + k

Fonte: Resolução do Conselho de Ministros n.º 134-A/2004

Os pesos máximos por eixo dos veículos pesados são regularizados pela portaria nº 1092/97, e são correntemente designados por pesos legais por eixo ou eixos legais. Devido à sua grande variedade, no dimensionamento de pavimentos rodoviários, este valor é transformado num número equivalente de eixos simples ou eixos-padrão.

Em Portugal é utilizado habitualmente o eixo-padrão de 80KN para pavimentos flexíveis, pelo facto deste ter sido o eixo utilizado no ensaio AASHO (*American Association of State Highways officials*), ensaio rodoviário à escala real.

A expressão 4.1 apresenta o coeficiente de equivalência entre o dano causado no pavimento, provocado pela passagem de um eixo-padrão de 80KN e o dano provocado por um eixo de peso P.

$$\frac{N_{80}}{n_p} = \left( \frac{P}{80} \right)^4 = f \quad (4.1)$$

Em que:

f – coeficiente de equivalência

$n_p$  – número de eixos de peso P

$N_{80}$  – número de eixos padrão de 80KN

O tráfego de pesados que solicita o pavimento deve estabelecer-se para a vida útil previsível deste. Geralmente, para pavimentos flexíveis, a vida útil considerada, desde o ano de abertura ao tráfego, é de 20 anos.

O número de pesados que solicita a estrada durante a sua vida útil deve determinar-se através dos métodos de previsão de tráfego, sendo normalmente necessário analisar o tráfego na região envolvente da estrada em projecto, avaliando os volumes de tráfego, trajectos efectuados e razões das deslocações (emprego, comércio, indústria, escola, etc.), prever o volume de tráfego que a nova estrada irá atrair e a sua evolução até ao fim da sua vida útil.

A expressão 4.2 permite obter o número total de pesados que solicitam o pavimento durante o número de anos (n) que definem a sua vida útil previsível, quando conhecido o valor do tráfego médio diário anual de pesados no primeiro ano de abertura ao tráfego (TMD1) e a sua evolução previsível definida através de uma taxa de crescimento anual (t).

$$N_{pes} = TMD_1 \frac{(1+t)^n - 1}{t} \times 365 \quad (4.2)$$

Conhecido o tráfego total de pesados,  $N_{pes}$ , que circulará nos dois sentidos durante a vida útil (n anos) deve prever-se a sua repartição pelo número de vias que compuserem a faixa de rodagem, de modo a calcular o tráfego na via que se vai dimensionar, denominada por via de projecto.

A tabela 4.4 apresenta a caracterização do tráfego segundo o MACOPAV (*Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional*), da JAE, actual Estradas de Portugal (EP), onde se define 8 classes de tráfego. Cada classe de tráfego depende do valor do TMD de pesados na via de projecto, no ano de entrada ao serviço, associado a uma taxa de crescimento anual. Cada classe possui um coeficiente de agressividade, que permite a transformação de um conjunto de veículos pesados em eixos-padrão, tornando mais simples a obtenção do número de eixos-padrão necessários ao dimensionamento do pavimento.

Caso a taxa de crescimento médio seja diferente da apresentada na tabela 4.4, a definição da classe obtém-se, calculando os valores acumulados do tráfego para a vida útil e verificando na tabela 4.5 em qual dos grupos se enquadrava.

Finalmente, o número de eixos-padrão de dimensionamento, N80, é obtido através da multiplicação entre o coeficiente de agressividade ( $\alpha$ ), dado pela tabela 4.4, e a expressão 4.1.

Tabela 4.4 – Caracterização do Tráfego segundo o MACOPAV

Classe	(TMDA) <sub>p</sub>	Taxa de Crescimento médio (t)	Pavimentos Flexíveis	
			Coeficiente de agressividade ( $\alpha$ )	N <sub>dim80</sub> (20 anos)
T7	<50		Estudo específico	
T6	50-150	3	2	2×10 <sup>6</sup>
T5	150-300		3	8×10 <sup>6</sup>
T4	300-500	4	4	2×10 <sup>7</sup>
T3	500-800		4,5	4×10 <sup>7</sup>
T2	800-1200	5	5	7×10 <sup>7</sup>
T1	1200-2000		5,5	10 <sup>8</sup>
T0	>2000		Estudo específico	

Fonte: JAE (1995) *apud* Pereira *et al.* (2002)

Tabela 4.5 – Grupos de tráfego definidos pelo valor de pesados acumulados em 20 anos segundo o MACOPAV

Grupo	Nº de pesados em 20 anos na via de projecto
T6	0,5 x 10 <sup>6</sup> – 1,5 x 10 <sup>6</sup>
T5	1,5 x 10 <sup>6</sup> – 2,9 x 10 <sup>6</sup>
T4	3,3 x 10 <sup>6</sup> – 5,4 x 10 <sup>6</sup>
T3	5,4 x 10 <sup>6</sup> – 8,7 x 10 <sup>6</sup>
T2	9,7 x 10 <sup>6</sup> – 14,5 x 10 <sup>6</sup>
T1	14,5 x 10 <sup>6</sup> – 24,1 x 10 <sup>6</sup>

Fonte: JAE (1995) *apud* Pereira *et al.* (2002)

A tabela 4.6 representa a distribuição horária típica do tráfego de pesados, para a rede rodoviária nacional. Nos casos em que existe uma distribuição horária proveniente de estudos de tráfego, na via que se pretende dimensionar, será mais apropriado utiliza-la.

Tabela 4.6 – Valores horários (hora oficial em Portugal Continental) da percentagem do TMD de pesados.

Horas	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
% TMD	1,5	1,5	1,5	1,5	2,9	4,4	5,9	5,9	5,9	5,9	5,9	5,9
Horas	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
% TMD	5,9	5,9	5,9	5,9	5,9	5,9	5,0	3,8	2,6	1,5	1,5	1,5

Fonte: Pereira *et al.* (2002)

#### 4.3.2.2. Temperatura

A temperatura é um factor determinante do dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis, uma vez que o módulo de deformabilidade das camadas betuminosas está intrinsecamente ligado à temperatura de serviço dessas camadas, e estas são determinantes no comportamento de um pavimento flexível.

O método mais expedito para considerar o efeito da temperatura no dimensionamento dos pavimentos é a consideração de uma “temperatura equivalente anual”, que é determinada através das temperaturas médias mensais do pavimento.

Este método considera que o comportamento das diferentes camadas betuminosas quando sujeitas a uma temperatura equivalente anual é semelhante ao comportamento destas camadas no seu ciclo anual de vida. Considera ainda, que a temperatura equivalente anual tem a mesma influencia no pavimento que as diferentes temperaturas registadas nas várias profundidades das suas camadas.

A aplicação de uma temperatura anual equivalente pode, muitas vezes, conduzir a resultados pouco fiáveis, uma vez que se refere a um intervalo de tempo demasiado diferente das variações que na realidade podem ocorrer num pavimento flexível.

Actualmente existe um programa de cálculo automático, o PAVIFLEX 2.0 que se baseia em dois métodos de modelação da temperatura representativa das camadas betuminosas de um pavimento flexível, o PETE (Processo de Temperatura Equivalente) e o PATED (Processo de Distribuição de Temperatura equivalente). (Baptista e Picado-Santos, 1999)

O primeiro admite que a cada hora existe uma mesma temperatura (temperatura equivalente) para toda a espessura das camadas betuminosas, a qual dá origem ao mesmo dano que o conjunto das temperaturas, utilizado no processo PATED, às diferentes profundidades consideradas representativas. Qualquer um dos métodos, especialmente o PATED, pode ter uma maior aproximação ao comportamento real dos pavimentos, permitindo uma maior fiabilidade no processo de dimensionamento.

### 4.3.3 Metodologia de cálculo para dimensionamento de pavimentos novos

Segundo Pereira e Santos (2002), um método de dimensionamento empírico-mecanicista, trata-se de um método iterativo, que compreende os seguintes passos:

- I) Cálculo do número de eixos padrão que o pavimento suporta para o critério de fadiga e para o critério de deformação permanente, através das expressões 4.3 e 4.4, respectivamente.

$$\varepsilon_t = (0,856Vb + 1,08)E_m^{-0,36} N_{80}^{-0,2} \quad (4.3)$$

Em que:

$\varepsilon_t$  – Extensão de tracção admissível

N – número de eixos padrão de 80 KN

Vb – percentagem volumétrica de betume no volume total

$E_m$  – módulo de deformabilidade da mistura betuminosa (em Pa)

$$\varepsilon_z = 1.8 \times 10^{-2} N_{80}^{-0,25} \quad (4.4)$$

Em que:

$\varepsilon_z$  – extensão vertical de compressão admissível no topo do solo de fundação

$N_{80}$  – número de eixos padrão de 80 KN

- II) Determinação das espessuras das camadas e a sua composição, definindo a percentagem volumétrica de betume, Vb, percentagem volumétrica de agregados, Va, o volume de vazios no esqueleto do agregado, VMA, e o tipo de betume utilizado. As estruturas mais comuns na pavimentação rodoviária portuguesa são constituídas por betão betuminoso em camada de desgaste, mistura betuminosa densa ou macadame betuminoso em camada de regularização ou

de base, e agregado britado de granulometria extensa em camada de sub-base. Esta estrutura assenta no solo de fundação, ou no leito do Pavimento, caso exista necessidade de melhorar as características da fundação recorrendo a solos seleccionados.

- III) Definição da temperatura de serviço para o local de dimensionamento, de acordo com o exposto no número anterior, e do número de eixos padrão,  $N_p$ , que vai solicitar o pavimento durante a vida útil considerada. Habitualmente, para pavimentos flexíveis novos admite-se uma vida útil de 20 anos.
- IV) Cálculo da rigidez do betume através da expressão 4.5, adoptando uma velocidade para a corrente de tráfego pesado ( $v_t$ ), que geralmente é de 50km/h, para uma estrada corrente.

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} t_c^{-0,368} 2,718^{-IPen} (Tab - T)^5 \quad (4.5)$$

Em que:

$S_b$  – rigidez do betume (MPa),

$t_c$  – tempo de carregamento (s), dado pela expressão 4.6

$$t_c = \frac{1}{v_t} \quad (4.6)$$

$IPen$  – índice de penetração do betume (obtido pela expressão 4.7)

$$IPen = \frac{20TAB + 500 \log(\text{pen}25) - 1955,55}{TAB - 50 \cdot \log(\text{pen}25) + 120,15} \quad (4.7)$$

$Tab$  – temperatura de amolecimento (°C) pelo método de anel e bola, medida empírica, indirecta, do viscosidade do betume

$\text{pen}25$  – penetração (10-1mm) do betume a 25°C, medida empírica do viscosidade do betume, dado pela expressão 4.7

$T$  – temperatura a que se encontra o material

A expressão 4.7 só é válida para:

- $20^\circ\text{C} \leq (Tab - T) \leq 60^\circ\text{C}$
- $0,01\text{s} \leq t \leq 0,1\text{s}$
- $-1 \leq IPen \leq 1$

Quando se usa a expressão 4.5 no dimensionamento empírico-mecanicista, deve ter-se em conta que a caracterização do betume deve corresponder à situação de serviço. Depois de ter ocorrido um certo endurecimento relacionado com o fabrico e colocação em obra das misturas, o betume adquire diferentes características, podendo adoptar-se nas expressões 4.8 e 4.9, na determinação da sua rigidez (Pereira, 2002).

$$\text{pen}25 = 0,65 \text{pen}25_r \quad (4.8)$$

$$Tab_r = 99,13 - 26,35 \log(\text{pen}25_r) \quad (4.9)$$

O índice “r” está relacionado com o envelhecimento do betume após o fabrico e colocação da mistura em obra.

- V) Determinação do módulo de deformabilidade das misturas betuminosas,  $E_m$ , recorrendo ao método de Shell através das expressões 4.10 e 4.11. Como coeficiente de poisson deve ser considerado o valor 0.35.
- Se  $5 \text{ MPa} \leq S_b \leq 1000 \text{ MPa}$

$$E_m = 10^A \quad (4.10)$$



- Se  $1000 \text{ MPa} \leq S_b \leq 3000 \text{ MPa}$

$$E_m = 10^B \quad (4.11)$$

Em que A e B são dados pelas expressões 4.12 e 4.13.

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log S_b - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot |\log S_b - 8| + S_{m108} \quad (4.12)$$

$$B = (S_{m3109} - S_{m108} - S_{89}) \cdot \frac{\log S_b - 9}{\log 3} + S_{m108} + S_{89} \quad (4.13)$$

Onde:

$S_b$  – rigidez do betume (Pa)

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(S_{m3109} - S_{m108})}{\log 30}$$

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \frac{1,37 \cdot v_b^2 - 1}{1,33 \cdot v_b - 1}$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - v_a)}{v_a + v_b}$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \times 10^{-3} \cdot v_a + 2,35 \times 10^{-4} \cdot v_a^2$$

$V_a$  – cociente do volume de agregado pelo volume total da mistura betuminosa (%)

$V_b$  – cociente do volume de betume pelo volume total da mistura betuminosa (%)

Para valores de  $S_b < 5 \text{ MPa}$ , os materiais têm um comportamento não linear, pelo que o módulo de deformabilidade do betume deveria ser determinado, em cada caso, recorrendo a ensaios apropriados, apesar de habitualmente ser usada a expressão 4.10, pelo facto desta permitir obter valores muito aproximados (Pereira e Santos, 2002).

- VI) Cálculo do módulo de deformabilidade do solo de fundação, recorrendo a uma das seguintes expressões 4.14 ou 4.15. No caso de existir leito de pavimento, este assumirá o papel de solo de fundação, podendo assumir-se que o solo de fundação, possui uma espessura considerada infinita e um módulo de deformabilidade elevado (1000 MPa, por exemplo). Esta alteração permite adaptar a modelação das características mecânicas às reais características de funcionamento, pois a tensão absorvida pelo solo de fundação é bastante atenuada com a aplicação do leito do pavimento (Pereira e Santos, 2002).

Apenas quando as camadas do pavimento situadas acima do solo de fundação têm uma espessura muito reduzida (abaixo de 30 cm), o módulo de deformabilidade deve ser determinado com base na expressão 4.15.

Como coeficiente de poisson deve ser considerado o valor 0,35.

$$E_{sf} = 10 \times CBR \quad (4.14)$$

$$E_{sf} = 17,6 \times CBR^{0,64} \quad (4.15)$$

Em que:

Esf – módulo de deformabilidade do solo de fundação em MPa

CBR – CBR do material que compõe solo em percentagem

A primeira trata-se de uma relação empírica entre o módulo de deformabilidade do solo e o CBR deste, considerando o comportamento linear-elástico dos materiais. A última é mais conservadora que a primeira, sendo por isso mais utilizada no dimensionamento empírico-mecanicista.

- VII) Cálculo do módulo de deformabilidade da sub-base usando a expressão 4.16, que tem como variáveis o módulo de deformabilidade do solo de fundação, calculado na etapa anterior, e a espessura da própria sub-base. Caso esta seja constituída por duas camadas, ou mais, o cálculo deve ser efectuado por etapas, calculando o módulo da primeira camada (junto ao solo de fundação) com base no módulo de deformabilidade do solo de fundação e o da segunda camada com base no módulo de deformabilidade da primeira, e assim sucessivamente. Para as camadas de agregado britado de granulometria extensa, deve ser assumido como coeficiente de Poisson o valor de 0,30.

$$E_{sb} = k \cdot E_{sf} \quad (4.16)$$

Em que:

$$k = 0,2 \times h_g^{0,45}$$

Hg – espessura da camada granular sobre o solo de fundação, em mm

O valor de k não deve ser inferior a 1,5 porque tal significa que não é suficientemente mais resistente que a camada imediatamente abaixo, logo não justifica ser efectuada. Nem deverá ser superior a 4, pois só em condições excepcionalmente controladas seria possível obter uma camada com uma resistência 4 vezes superior à camada imediatamente abaixo.

A tabela 4.7 apresenta valores típicos de módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson de materiais, vulgarmente utilizados em pavimentos rodoviários.

Tabela 4.7 – Valores típicos de módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson

Material	Módulos de deformabilidade típicos (E – MPa)	Coefficientes de Poisson Típicos (V)
Misturas betuminosas	3 000 – 1 500	0,35 – 0,40
Materiais Granulares	50 – 1 500	0,35
Solos	5 – 300	0,40
Betão cimento	30 000 – 70 000	0,20
Materiais tratados com cimento	1 000 – 40 000	0,25

Fonte: Antunes (1993) e Domingos (2007)

- VIII) Com as camadas totalmente caracterizadas mecanicamente e conhecendo as suas espessuras de partida, efectua-se o cálculo do estado de tensão-deformação, usando um programa de cálculo automático, como por exemplo o Alize. Com este cálculo obtém-se as extensões relevantes, a extensão na base das camadas betuminosas  $\epsilon_t$ , no sentido da progressão do tráfego, e a extensão vertical de compressão,  $\epsilon_z$ , no topo do solo de fundação.
- IX) Conhecendo o número de eixos padrão  $N_{80}$  que previsivelmente solicitam a estrutura, e o número de eixos-padrão admissíveis,  $N_a$ , pode obter-se a percentagem de resistência que se gasta, ou seja o dano D, pela expressão 4.17. Quando o valor de D for superior a 100% haverá um

subdimensionamento, quando for inferior a 80% haverá um sobredimensionamento. Em qualquer dos casos deve-se voltar ao passo 2 e alterar a espessura das camadas, tipo de materiais ou de pavimento. Normalmente, altera-se a espessura das camadas que se dimensiona, a camada de regularização e de base, pois as restantes têm regularmente uma espessura fixa. Desta forma, altera-se a temperatura de serviço nas misturas betuminosas, que é diferente para diferentes profundidades. Com este novo valor repete-se os passos 4 e seguintes, até se atingir uma estrutura do pavimento conveniente.

$$D = \frac{N_p}{N_a} \times 100 \quad (4.17)$$

Em que:

$N_p$  – número de eixos-padrão que solicitam a estrutura

$N_a$  – número de eixos-padrão admissíveis

Em síntese, o dimensionamento de pavimentos rodoviários consiste genericamente nas seguintes acções:

- i. Definição das solicitações actuantes do pavimento,
- ii. Adopção de uma estrutura inicial composta por materiais de determinadas características,
- iii. Análise do comportamento da estrutura, usando as propriedades mecânicas dos materiais,
- iv. Comparação das tensões e extensões resultantes da análise estrutural com aquelas que constituem o limite para o qual os materiais ainda podem resistir em condições de segurança
- v. Ajustamento da estrutura adoptada e/ ou usar materiais com outras características até se conseguir um dimensionamento conveniente (Pereira e Santos, 2002).

Neste estudo recorre-se ao programa de cálculo ALIZE, que tem por base os princípios atrás apresentados, para efectuar os cálculos de dimensionamento dos pavimentos rodoviários das vias em estudo.

## 5. ESTUDO DE CASO – INFRA-ESTRUTURA VIÁRIA URBANA DA PÓVOA DE VARZIM

A Póvoa de Varzim sofreu um crescimento assinalável nos últimos anos devido ao aumento substancial da população e ao ritmo acelerado da construção. Tal desenvolvimento teve a sua génese ligada ao mar, fundamentalmente porque esta tem sido ao longo dos tempos a zona balnear e de lazer por excelência do Vale do Ave e do Vale do Cávado, designadamente dos eixos Braga/Barcelos e Guimarães/Famalicão (DGUA, 2001).

O crescimento acelerado teve como principal consequência o aumento global do número de deslocações por habitante, e consequentemente um aumento da circulação motorizada no espaço urbano. A dispersão residencial e a descentralização das actividades provocaram uma utilização crescente, e uma maior dependência do transporte individual, sobretudo quando os transportes públicos existentes são ineficientes. Segundo o Projecto Bolina (2007), na freguesia da Póvoa de Varzim a oferta de transporte colectivo é reduzida, face à população existente, o que reflecte o facto de apenas 8% dos residentes no concelho usarem o transporte público. Esta realidade tem como consequência o aumento exacerbado do número de deslocações em transporte individual, provocando um aumento significativo do número de veículos em circulação na área urbana e agravando as condições de circulação.

Face ao problema apresentado, a Câmara Municipal da Póvoa de Varzim considerou premente efectuar a organização do espaço urbano a nível urbanístico e o decorrente estudo da estruturação da rede viária, o que deu origem à elaboração do Plano de Urbanização por parte do Departamento de Gestão Urbanística e Ambiente (DGUA). Esse plano prevê o aumento da rede viária, e a adaptação de algumas vias existentes, estando fortemente limitado pela elevada consolidação do espaço urbano mais central. Assim, a resolução do problema passou pela criação de vias que se adequem às características de tráfego instalado e ao uso de solo onde a mesma está inserida, bem como pela adopção de medidas que incentivem o uso de transportes públicos, fomentando uma mobilidade sustentável.

As infra-estruturas rodoviárias existentes padecem de um grau elevado de envelhecimento precoce, provocado pelo aumento de tráfego em volume e agressividade, que ultrapassa largamente o previsto em projecto. Tal tem provocado um decréscimo de qualidade da rede, que se reflecte no nível de vidas dos utentes, obrigando a autarquia a fazer investimentos para melhoramento da infra-estrutura viária existente. Esse investimento está condicionado por restrições económicas, impondo a necessidade de optimização na razão “qualidade/investimento”, através de uma gestão eficaz da rede, de forma a manter a qualidade dos pavimentos e o nível de serviço prestado.

Nesse sentido, e no âmbito do estágio realizado pela autora na Divisão de Estudos e Projectos do Departamento de Obras Municipais da Câmara Municipal da Póvoa de Varzim, foi proposta a realização de um estudo que permitisse analisar a rede viária urbana principal da Póvoa de Varzim, no contexto actual e segundo a solução proposta pelo Plano de Urbanização aprovado. Esta análise tem como objectivos principais: (i) a caracterização da estrutura territorial; (ii) a identificação dos pólos geradores de tráfego; (iii) a hierarquização e avaliação da capacidade das vias inseridas na rede viária principal; (iv) a identificação das zonas onde a oferta da infra-estrutura viária é excedentária ou

deficitária, face à procura de tráfego instalado na rede; (v) a definição de um tipo de pavimento standard a adoptar em função da classe hierárquica da via e do tráfego nela instalado. Este último ponto visa otimizar a razão “qualidade/investimento”, através da aplicação de pavimentos adequados a cada via.

O presente capítulo apresenta o estudo da rede viária urbana principal da Póvoa de Varzim, estando estruturado em quatro subcapítulos. O primeiro aborda a caracterização socioeconómica da Póvoa de Varzim, recorrendo aos indicadores demográficos do concelho. Também apresenta a evolução recente da estrutura urbana e da infra-estrutura viária na área em estudo. O segundo procede à identificação da organização espacial do território e à identificação e caracterização das tipologias de usos de solo predominantes, com base nas quais se divide o território em zonas que permitam analisar a estrutura urbana em estudo. O terceiro apresenta a organização actual da rede viária principal e proposta pelo PU, identificando as características físicas e a capacidade de cada via. Também se avalia a procura existente na rede e os respectivos níveis de serviço, bem como as principais disfunções verificadas e as principais condicionantes à mudança física do sistema. Por fim são apresentadas propostas de soluções para o melhoramento do funcionamento da rede, para a resolução de algumas das disfunções identificadas, bem como apresenta as soluções a adoptar em pavimentos standard.

## **5.1. Caracterização socioeconómica**

A área urbana em estudo abrange maioritariamente as freguesias de Argivai, Aver-o-Mar e Póvoa de Varzim. Esta última, sede de concelho, é a que apresenta maior densidade populacional e habitacional. É nesta zona também que se concentra maioritariamente a população com uma média etária elevada, famílias compostas exclusivamente por indivíduos com 65 ou mais anos e famílias unipessoais. Consequentemente, nesta zona regista-se uma maior concentração de indivíduos inactivos, cujo principal meio de subsistência não é o trabalho. A estas características da zona associa-se igualmente o envelhecimento dos edifícios, maior densidade dos mesmos e alojamentos arrendados.

Relativamente à diferenciação socioeconómica da zona urbana pode-se referir que é na freguesia da Póvoa de Varzim que se situa predominantemente a população empregada no sector terciário, de quadros dirigentes, quadros intermédios, quadros intelectuais e científicos e de população residente com elevadas classificações académicas. Neste espaço, os indivíduos residentes têm encargos elevados com a habitação, pagando rendas ou prestações altas pela compra da casa. Residem em alojamentos dotados de boas infra-estruturas e utilizam veículo próprio para efectuar as suas deslocações pendulares diárias. Por oposição ao anteriormente descrito, é na periferia da zona urbana central que se concentra a população que trabalha no sector primário e secundário, população com níveis de qualificação mais baixos e cujas condições de vida e habitabilidade são, em geral, piores (Afonso e Melão, 2007).

### 5.1.1. Indicadores demográficos do concelho

#### 5.1.1.1. População

De acordo com os censos de 2001 (INE, 2002) a população no concelho da Póvoa de Varzim ascende a cerca de 63470 indivíduos, traduzindo um crescimento bastante significativo, cerca de 15%, face ao recenseamento de 1991.

Este crescimento demográfico, como se poderá observar na tabela 5.1, é reflexo do aumento considerável ocorrido na área urbana em estudo, formada maioritariamente pelas freguesias de Aver-o-Mar, Póvoa de Varzim e Argivai.

Tabela 5.1 – Evolução da população nas freguesias urbanas da Póvoa de Varzim

Freguesia	População 1981	População 1991	População 2001	Var 1991-2001
Aver-o-Mar	6142	5107	8962	75,5%
Póvoa de Varzim	23729	23851	27810	16,6%
Argivai	1679	1777	2187	23,1%
Total	31550	30735	38959	26,8%

Fonte: INE (1982, 1992, 2002)

Na figura 5.1 é possível observar a evolução da população nas freguesias acima descritas, nomeadamente na sede de concelho, Póvoa de Varzim e na sua vizinha, Aver-o-Mar, onde o crescimento total foi, em valores absolutos, de 3959 indivíduos e 3855 indivíduos, respectivamente, o que corresponde a aumentos relativos de 16,6% e 75,5% face à população existente em cada uma das freguesias em 1991.

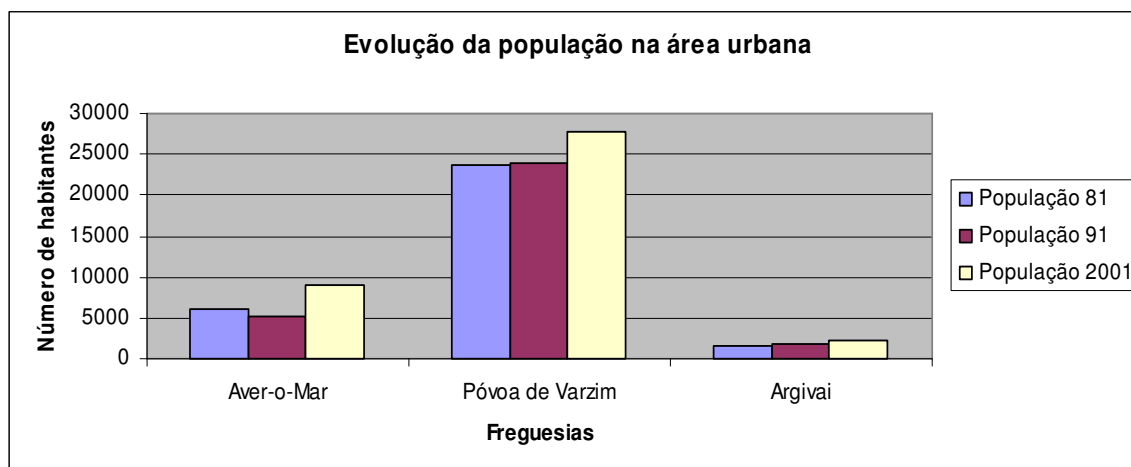


Figura 5.1 – Ilustração da evolução da população nas freguesias urbanas da Póvoa de Varzim

Fonte: INE (1982, 1992, 2002)

A tabela 5.2 apresenta o crescimento populacional entre 1991 e 2001, ocorrido no concelho da Póvoa de Varzim e o saldo natural e migratório responsável por esse crescimento, de acordo com o INE.

Tabela 5.2 - Evolução da população entre 1991 e 2001 no concelho da Póvoa de Varzim

Póvoa de Varzim	Crescimento Populacional		Saldo natural		Saldo Migratório	
	milhares	%	milhares	%	milhares	%
	8,4	15,3	4,0	7,3	4,4	8,0

Fonte: INE (2002)

O estudo sectorial do plano de urbanização da câmara municipal da Póvoa de Varzim, relativo à População, apresenta uma estimativa de aumento da população residente na área urbana de 18,8% para o ano 2011. Com esta taxa de aumento a população residente previsível nesse ano será aproximadamente 46200 indivíduos.

### 5.1.1.2. Edifícios e Alojamentos

O número de alojamentos no concelho da Póvoa de Varzim cresceu 31,5% entre 1991 e 2001. Para este valor muito contribuíram as freguesias que compõem a área urbana em análise, onde o número de alojamentos cresceu 51,5% face aos alojamentos existentes nas mesmas em 1991, como se poderá verificar na tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Evolução dos Alojamentos nas freguesias urbanas da Póvoa de Varzim

Freguesia	Alojamentos 1981	Alojamentos 1991	Alojamentos 2001	Var 1991-2001
Aver-o-Mar	1627	2628	5282	101,0%
Póvoa de Varzim	7491	11438	15985	39,8%
Argivai	416	501	805	60,7%
Total	9534	14567	22072	51,5%

Fonte: INE (1982, 1992, 2002)

A figura 5.2 representa a evolução do número de alojamentos existentes em cada freguesia da área urbana, entre 1981, 1991 e 2001.

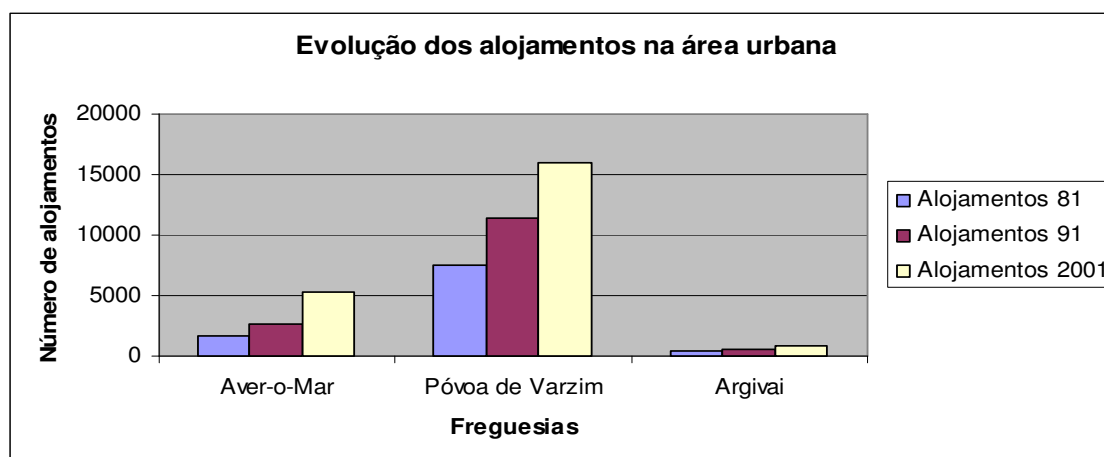


Figura 5.2 – Ilustração da evolução dos Alojamentos na zona urbana da Póvoa de Varzim

Fonte: INE (1982, 1992, 2002)

Relativamente à evolução do número de edifícios ocorrida entre 1991 e 2001 pode-se afirmar que sofreu um aumento aproximado de 17%, como se pode verificar na tabela 5.4 e figura 5.3.

Tabela 5.4 – Evolução dos Edifícios na área em estudo

Freguesia	Edifícios 1981	Edifícios 1991	Edifícios 2001	Var 1991-2001
Aver-o-Mar	1330	1469	2020	37,5%
Póvoa de Varzim	4210	4791	5304	10,7%
Argivai	338	446	532	19,3%
Total	5878	6706	7856	17,1%

Fonte: INE (1982, 1992, 2002)

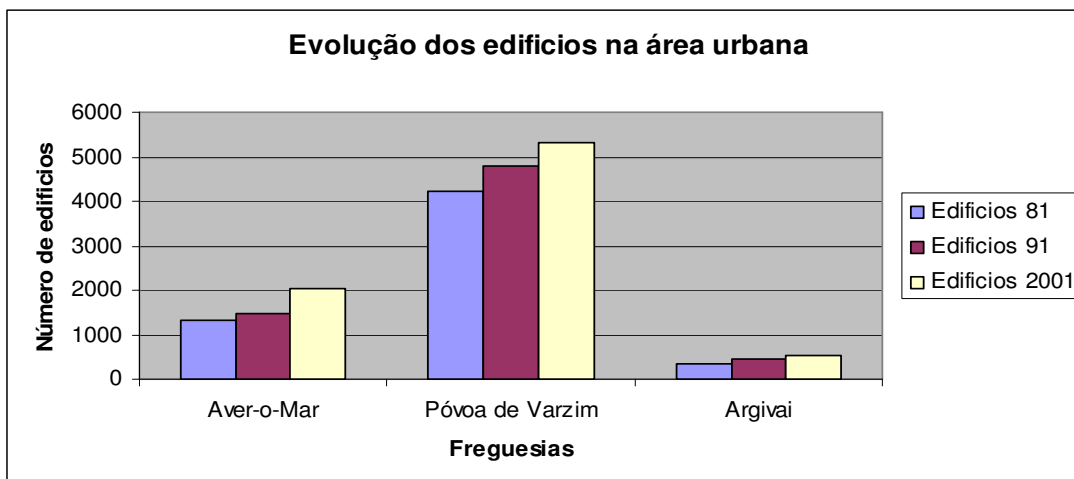


Figura 5.3 – Ilustração da evolução dos edifícios na zona urbana da Póvoa de Varzim

Fonte: INE (1982, 1992, 2002)

Os dados apresentados permitem concluir que na zona urbana em estudo existiam, em média, 2,8 alojamentos por cada edifício no ano de 2001, enquanto em 1991 existiam 2,2 alojamentos por edifício, o que reflecte o aumento do número de habitações em altura. No entanto, este valor não permite verificar qual o crescimento em altura constatado na área urbana da Póvoa de Varzim, pelo facto do número de edifícios apresentado não ter função exclusivamente residencial.

### 5.1.2. Evolução da estrutura urbana e da infra-estrutura viária

Nas últimas duas décadas, a zona urbana em estudo sofreu um crescimento acentuado, quer em população quer em zona edificada, como se constata pelos números apresentados no ponto anterior. Esse crescimento foi bastante evidente nas zonas situadas ao longo da costa norte da zona urbana, onde se situa a freguesia de Aver-o-Mar.

No que diz respeito à rede viária pode-se afirmar que esta seguiu a mesma tendência de evolução anteriormente descrita, com a construção de novos eixos viários, dos quais se destacam o IC1, actual A28, e os seus acessos, quer a sul com entrada em Vila do Conde quer a Norte pela Avenida do Mar, que constitui actualmente a principal entrada de tráfego de longo curso na área urbana. Com a execução destas vias grande parte do tráfego de atravessamento que ocorria na antiga Estrada Nacional 13 foi desviado para a A28. Deste modo, o centro urbano viu melhoradas as condições de circulação do tráfego local e da qualidade ambiental.

Tal crescimento pode ser observado nas figuras 5.4, 5.5 e 5.6 que apresentam a ocupação da zona urbana na década de 1980, na década de 1990 e em 2007.





Figura 5.4 – Estrutura Urbana da Póvoa de Varzim na década de 1980

Fonte: DGUA (2006)

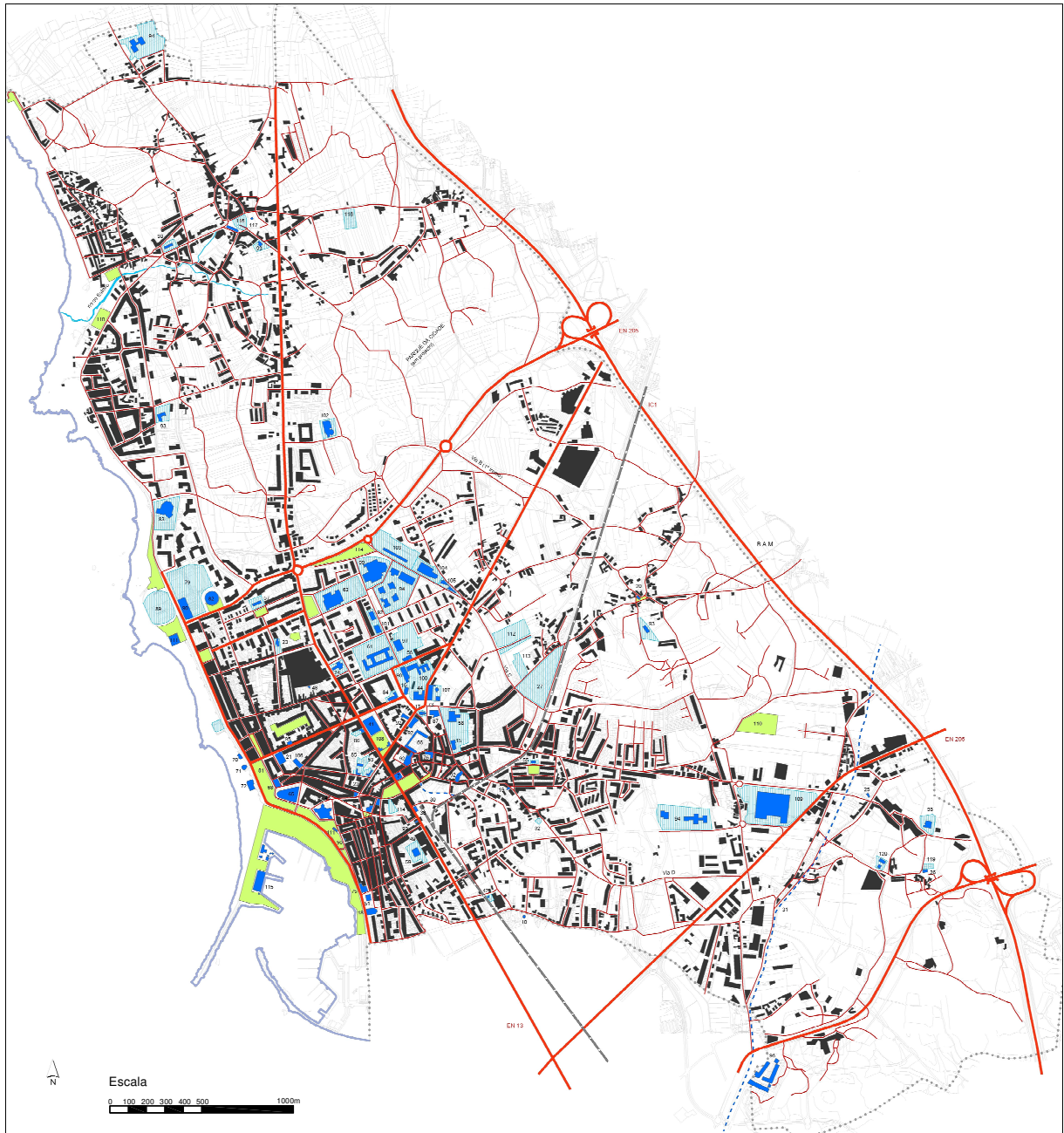


Figura 5.5 – Estrutura Urbana da Póvoa de Varzim na década de 1990

Fonte: DGUA (2006)



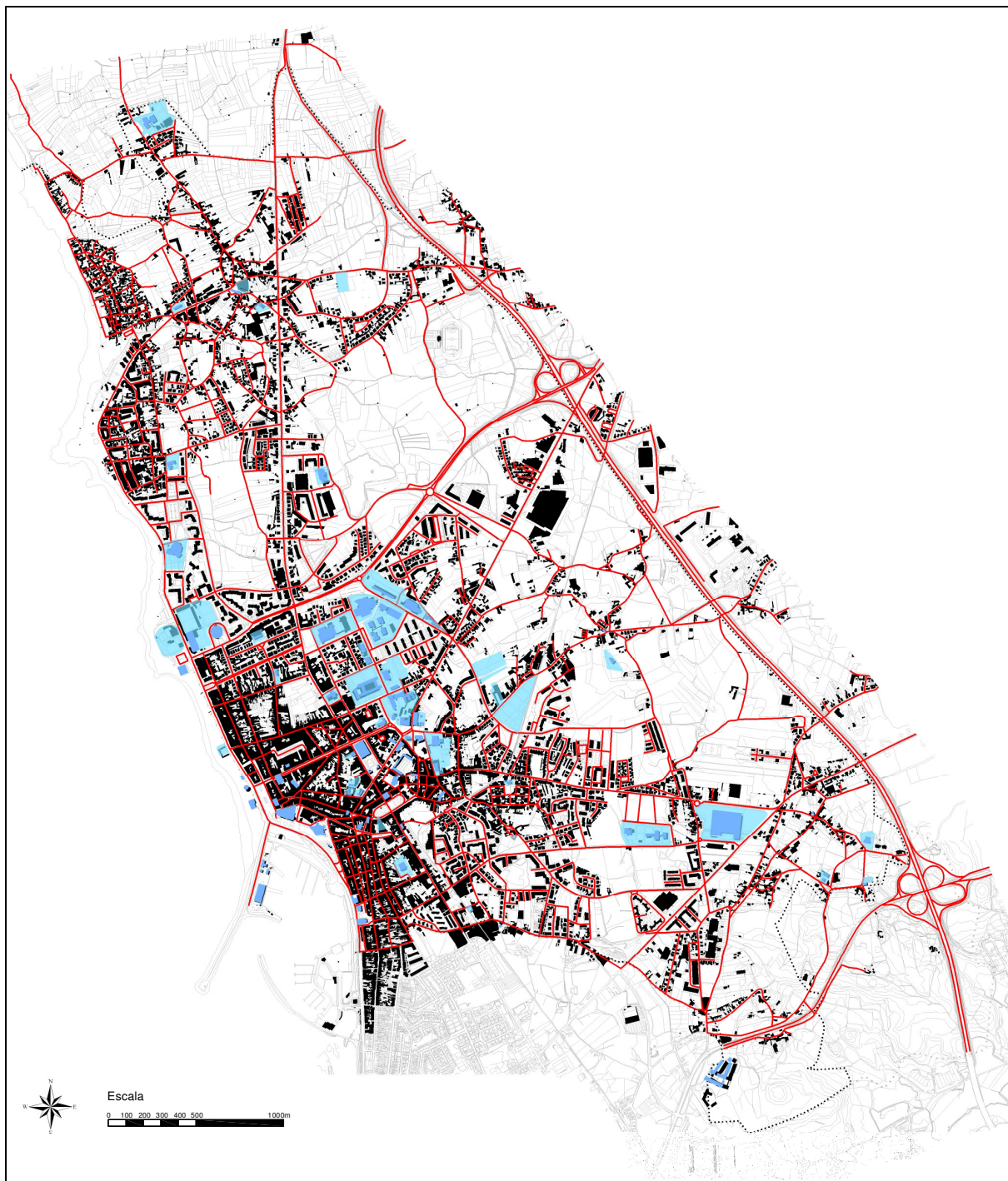


Figura 5.6 – Estrutura Urbana da Póvoa de Varzim em 2007

Fonte: DGUA (2006)

O relatório do Plano de Urbanização da Câmara Municipal da Póvoa de Varzim (DGUA, 2006) menciona que apenas 56,4% dos alojamentos, em 2001, tinham uma ocupação com residência habitual, evidenciando o carácter turístico-balnear da cidade. Tal, permite concluir que apesar da área em estudo estar bastante urbanizada, isso não reflecte, por si só, um aumento significativo das deslocamentos, uma vez que parte dessa ocupação é apenas sazonal, não provocando por isso deslocamentos pendulares diários, que são a principal razão pelo aumento do tráfego urbano.

## 5.2. Estrutura Urbana

### 5.2.1. Identificação da organização espacial do território

Neste ponto procede-se à localização, delimitação e caracterização dos diferentes espaços locais, com especial relevo para os espaços mais nobres ou sensíveis que necessitam de defesa especial, particularmente o centro da cidade da Póvoa de Varzim; mas também os grandes equipamentos ou centros de actividade, como a zona balnear e os equipamentos desportivos e recreativos que a rodeiam. Outro dos objectivos deste ponto, passa por localizar e caracterizar as diferentes actividades económicas e sociais assim como os espaços predominantemente residenciais.

Para cumprir com estes objectivos é necessário dividir o território em zonas onde predomine um determinado uso do solo, que funcione como elemento caracterizador das necessidades de mobilidade dessa zona. Este zonamento resultou de uma divisão inicial da área urbana em 11 partes, conforme é proposto no plano de urbanização (PU) da Póvoa do Varzim. A divisão proposta no PU procurou delimitar as áreas da cidade que possuíssem características morfo-tipológicas idênticas, para que em cada zona existisse uma determinada homogeneidade. Uma vez que em duas das zonas identificadas, Aver-o-Mar e Giesteira, existem duas áreas onde predominam funções distintas, a industrial e a residencial, opta-se neste trabalho por subdividi-las, resultando uma divisão final de treze zonas, cada uma com uma determinada função principal, como evidencia a figura 5.7. Assim, em Aver-o-Mar Nascente e Giesteira Norte, predomina o uso industrial, no Parque da Cidade predomina o lazer, em Barreiros/Moninhas, predominam os equipamentos, no Centro, os bens e serviços, e por fim, existem oito zonas onde predomina o uso residencial, Bairro Sul, Bairro Norte, Agro-Velho, Aver-o-mar Poente, Giesteira Sul, Matriz/Mariadeira, Gandara e Argivai.

### 5.2.2. Identificação e caracterização das tipologias de Usos predominantes

O desenvolvimento da solução a adoptar para a estrutura viária deve estar em harmonia com a tipologia de Usos predominantes na zona em estudo. A cidade da Póvoa de Varzim articula um desenvolvimento reticulado, paralelo à linha da costa, com uma organização do tipo rádio-concêntrico, que converge do exterior para a zona mais central da cidade (DGUA, 2006).

A zona central da cidade, o Centro, é caracterizada por um tecido consolidado, de edificações em banda contínua ao longo dos eixos viários, formando quarteirões de interior privado. Os edifícios são fundamentalmente de habitação unifamiliar de dois a três pisos, onde coexiste a função terciária e equipamentos, sobretudo nos pisos de rés-do-chão.

O Bairro Norte é caracterizado pela sua estrutura ortogonal, formada por eixos viários paralelos e perpendiculares à linha da costa. As habitações, originalmente de 2 e 3 pisos e uso unifamiliar, foram sendo gradualmente substituídas por edifícios multifamiliares de maior altura e densidade.

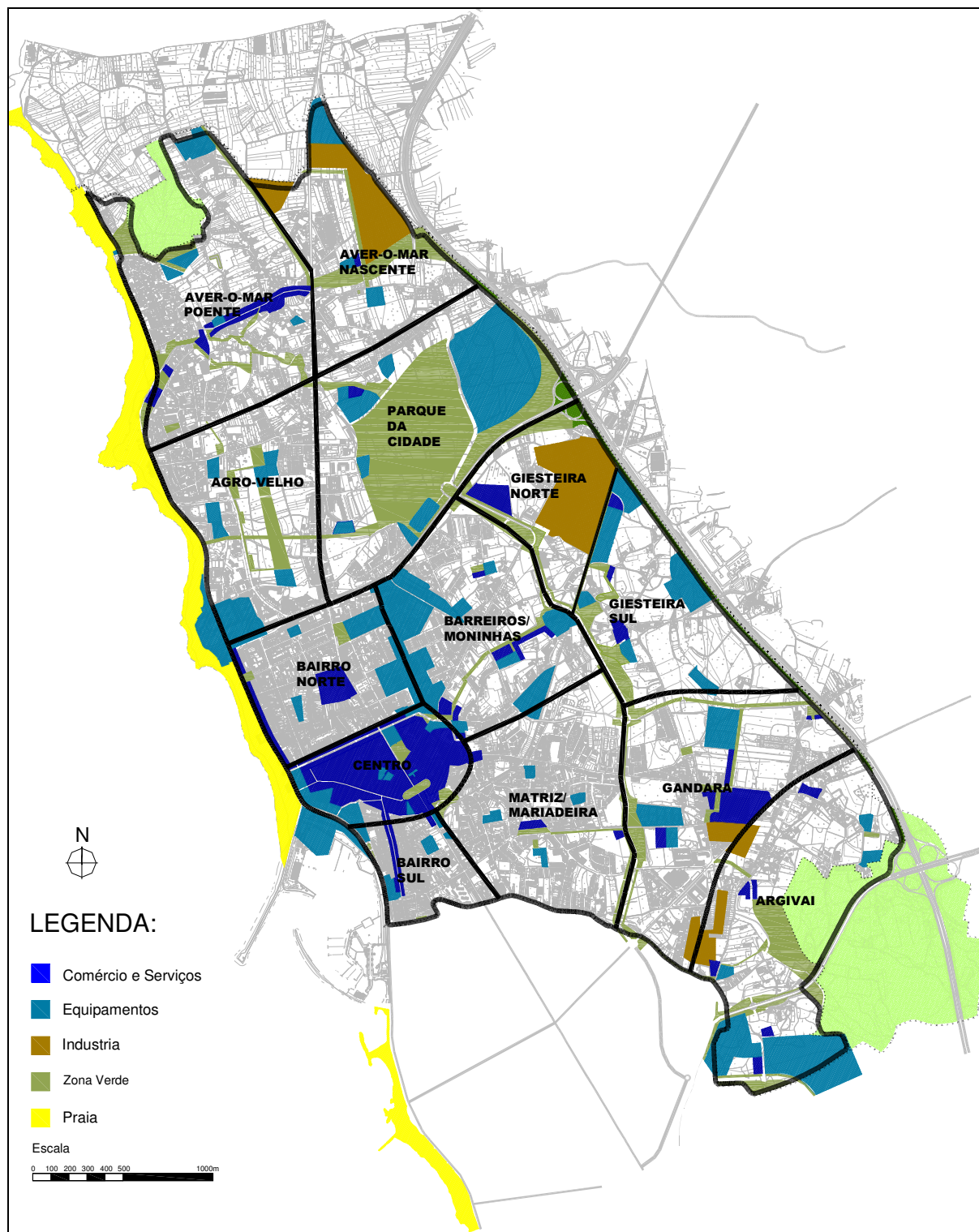


Figura 5.7 – Zonamentos da área urbana da Póvoa de Varzim

No Bairro Sul existe uma estrutura ortogonal bem definida, formada por estreitos eixos viários, paralelos e perpendiculares à linha da costa. Possui, maioritariamente, habitações unifamiliares de 1 e 2 pisos, em banda contínua, formando quarteirões de interior privado. Nesta zona predomina a função residencial que é apoiada por alguns equipamentos e função terciária.

A zona de Barreiros/Moninhas é caracterizada pela concentração de vários equipamentos, sobretudo, na sua parte poente. Nela coexistem várias tipologias, associadas a uma densidade construtiva elevada, com função quase exclusivamente residencial.

Na zona de Matriz/Mariadeira, tal como na anterior, não existe um padrão morfo-tipológico bem definido, pois coexistem diversas tipologias associadas a uma densidade construtiva elevada, com função predominantemente residencial.

A zona de Gandara encontra-se em franca expansão, coexistindo edifícios de habitação unifamiliar de dois pisos e edifícios multifamiliares de 3 a 5 pisos. Predomina a função residencial, apesar da existência da função terciária.

Nas zonas de Giesteira Sul e Argivai predominam os espaços não construídos, com pouca área infra-estruturada e pequenos aglomerados essencialmente habitacionais.

Na Zona do Parque da Cidade predomina a área verde, sendo rodeada por algumas edificações de diferentes tipologias. A poente, junto à EN13, predominam os edifícios mais altos, onde prevalece a função residencial, enquanto na restante área as edificações são predominantemente habitações unifamiliares de 1 e 2 pisos.

Nas partes poente e junto à EN13 da zona Agro-velho predominam os edifícios em altura, com 4 e mais pisos. A sua parte interior encontra-se pouco edificada, existindo, no entanto, alguns aglomerados de habitações unifamiliares com 2 pisos. Junto à zona balnear, na parte poente, identificam-se alguns equipamentos, contudo, a função predominante é a residencial.

Na zona de Aver-o-mar Poente, existem diversas soluções morfo-tipológicas. Em algumas zonas as edificações existentes foram sendo substituídas por edifícios de elevada densidade construtiva o que resultou numa coexistência de loteamentos e edificações de elevada densidade e pequenas moradias unifamiliares de 1 e 2 pisos. Esta zona possui ainda uma área com funções terciárias, sobretudo de apoio à função residencial.

Finalmente, as zonas de Aver-o-mar Nascente e Giesteira Norte possuem áreas predominantemente industriais, apesar de existirem alguns núcleos habitacionais, com cerca de 2 pisos.

Em suma, as zonas mais densamente edificadas são a Matriz/Mariadeira e o Bairro Norte, onde predominam os edifícios em altura, com mais de 4 pisos, enquanto as zonas com menor densidade construtiva são as que se afastam do centro urbano e da zona litoral.

## **5.3. Estrutura Viária**

### ***5.3.1. Identificação da organização funcional actual da rede***

Analisando as características apresentadas por cada uma das vias, tanto ao nível da sua integração no território e das suas características físicas, como do tipo de tráfego que as atravessam, procedeu-se a uma classificação funcional com base nas características base apresentadas no ponto 3.1.1 do capítulo metodológico. O anexo 6 apresenta as características existentes em cada via, assim como a classificação funcional que lhe foi atribuída, com base nessas características, na função que desempenham e na classificação proposta pelo plano de urbanização.

Com base no procedimento anteriormente descrito constata-se que a rede viária da área urbana é actualmente composta por vias de 4 níveis hierárquicos: vias colectoras, vias distribuidoras principais, vias distribuidoras locais e vias de acesso local. A tabela 5.5 apresenta a classificação viária atribuída a cada uma das vias, excepto as vias de acesso local, que compõem a área urbana.

Tabela 5.5 – Classificação funcional das vias principais da rede viária urbana actual

Colectoras	Distribuidoras Principais	Distribuidoras Locais
Ligação norte A28 Ligação sul A28	Rua Almirante Reis Rua Paulo Barreto Praça Marquês de Pombal Rua Gomes de Amorim (antiga EN13) R. da Pedreira (EN206), R. S. Miguel "O Anjo", Avenida do Mar Avenida 25 de Abril R. da Caverneira, Av. dos Descobrimentos, Av. dos Banhos, Av. Mousinho de Albuquerque,	R. Cidade do Porto, R. Bonitos de Amorim, R. Comendador Francisco Quintas, Via General Humberto Delgado, R. D. Maria, R. Almeida Brandão R. Monsenhor Pires Quesado, R. Padre João José Cruz, R. Sacra Família, R. Bocal da Gandara, R. dos Balazeiros R. de Viriato Barbosa, R. de Penalves, R. de São Brás, R. Repatriamento dos Poveiros, R. 27 de Fevereiro, R. da Banda Musical, Av. dos Pescadores, R. Cidade Póvoa de Varzim, R. Eng.º Ezequiel Campos, R. de José André

Apesar das vias correspondentes à EN206 e à antiga EN13, possuem ao longo do seu traçado longitudinal inúmeras intersecções de nível, e acesso a habitações e terrenos marginais, bem como vários atravessamentos pedonais de nível não regulados por sinalização luminosa, pelo facto de se tratarem de vias com alguma importância, são consideradas distribuidoras principais. São maioritariamente estas vias que cruzam a zona urbana, e que além disso, estabelecem ligação com os concelhos vizinhos.

No que diz respeito às vias distribuidoras locais, considera-se que são aquelas que possuem reduzido nível de tráfego de atravessamento, um nível de capacidade moderado, com livre acesso aos terrenos adjacentes, permissão de estacionamento ao longo da via e em espinha, com um número razoável de atravessamentos formais.

Todas as restantes vias pertencentes à rede viária são consideradas de acesso local, uma vez que deve circular exclusivamente tráfego local, ter livre acesso a terrenos adjacentes, estacionamento autorizado quer ao longo da via quer em espinha, e em algumas situações não possuem trajectos pedonais formais, existindo uma partilha entre o automóvel e o peão.



A figura 5.8 identifica as vias classificadas neste estudo como pertencentes à rede viária principal da área urbana da Póvoa de Varzim, e apresenta a classificação funcional actual das mesmas.

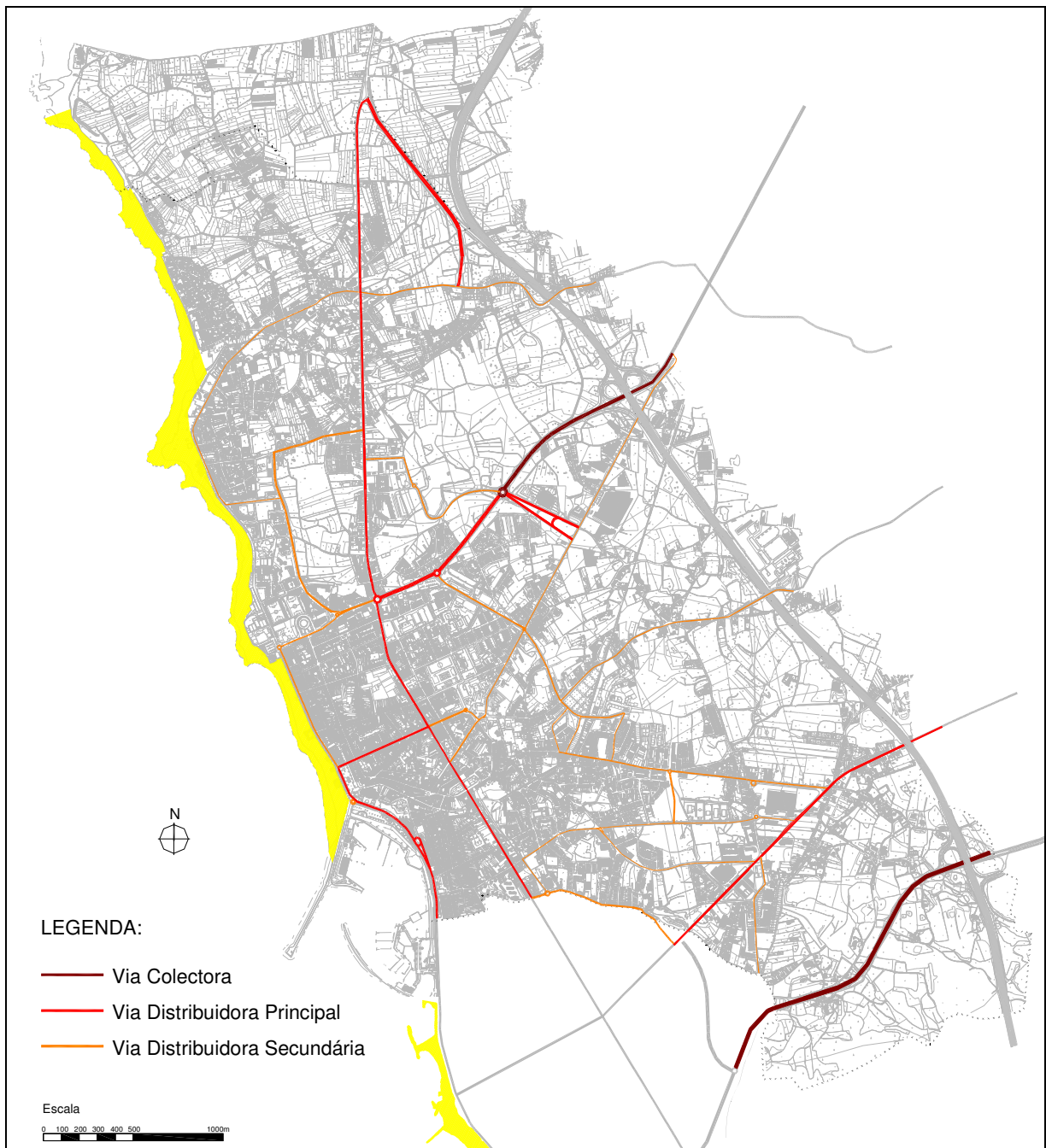


Figura 5.8 - Classificação funcional da rede viária urbana actual

### **5.3.2. Identificação da organização funcional proposto pelo PU**

A rede viária principal da área urbana, proposta pelo Plano de Urbanização, é constituída por vias de 4 níveis hierárquicos: vias colectoras, vias distribuidoras principais, distribuidoras locais e vias de acesso local. Tal classificação é-lhes atribuída em função das características pretendidas para cada uma das vias.



A tabela 5.6 apresenta a classificação viária atribuída a cada uma das vias, excepto as vias de acesso local, que compõem a área urbana.

Tabela 5.6 – Classificação funcional da rede viária urbana Proposta

Colectoras	Distribuidoras Principais	Distribuidoras Locais
Avenida do Mar, Acessos à A28, Rua da estrada nacional 13, Avenida 25 de Abril (em construção),	Rua da Caverneira, Avenida dos Descobrimentos, Avenida dos Banhos, Avenida Mousinho de Albuquerque, Rua Padre João José da Cruz (continuação da Avenida Mousinho de Albuquerque), Parte da Via General Humberto Delgado, Rua da Pedreira, Rua S. Miguel "O Anjo", Rua de Viriato Barbosa (entre a Rua S. Miguel "O Anjo" e a Avenida 25 de Abril), Rua de São Brás, Rua Gomes de Amorim (desde Av. Mousinho de Albuquerque para norte) Av. Marquês de Pombal, Rua Repatriamento dos Poveiros, Rua 27 de Fevereiro, Rua Cidade da Póvoa de Varzim,	Rua Almirante Reis, Rua de Viriato Barbosa (continuação da Avenida 25 de Abril), Rua de Penalves, Rua de Regufe, Rua Mário César Marques, Rua Dr. Flávio Gonçalves, Rua D. Daniel Gomes Junqueira, Rua Sacra Família, Rua Bocal da Gandara, Via General Humberto Delgado (continuação), Rua Bonitos de Amorim, Rua Comendador Francisco Quintas, Rua das Arroteiras, Rua N. S. de Fátima, Rua D. Maria, Rua D. Manuel I, Rua da Banda Musical da Póvoa, Avenida dos Pescadores, Rua Direita, Rua de Vila Beatriz, Rua das Sencadas, Rua da Agra Nova, Rua de José André,

Os eixos viários que necessitam ser construídos, e se encontram apenas propostos no plano, não constam da lista anterior, mas são apresentados na figura 5.9 onde se apresenta a classificação proposta pelo plano de urbanização para as vias urbanas.

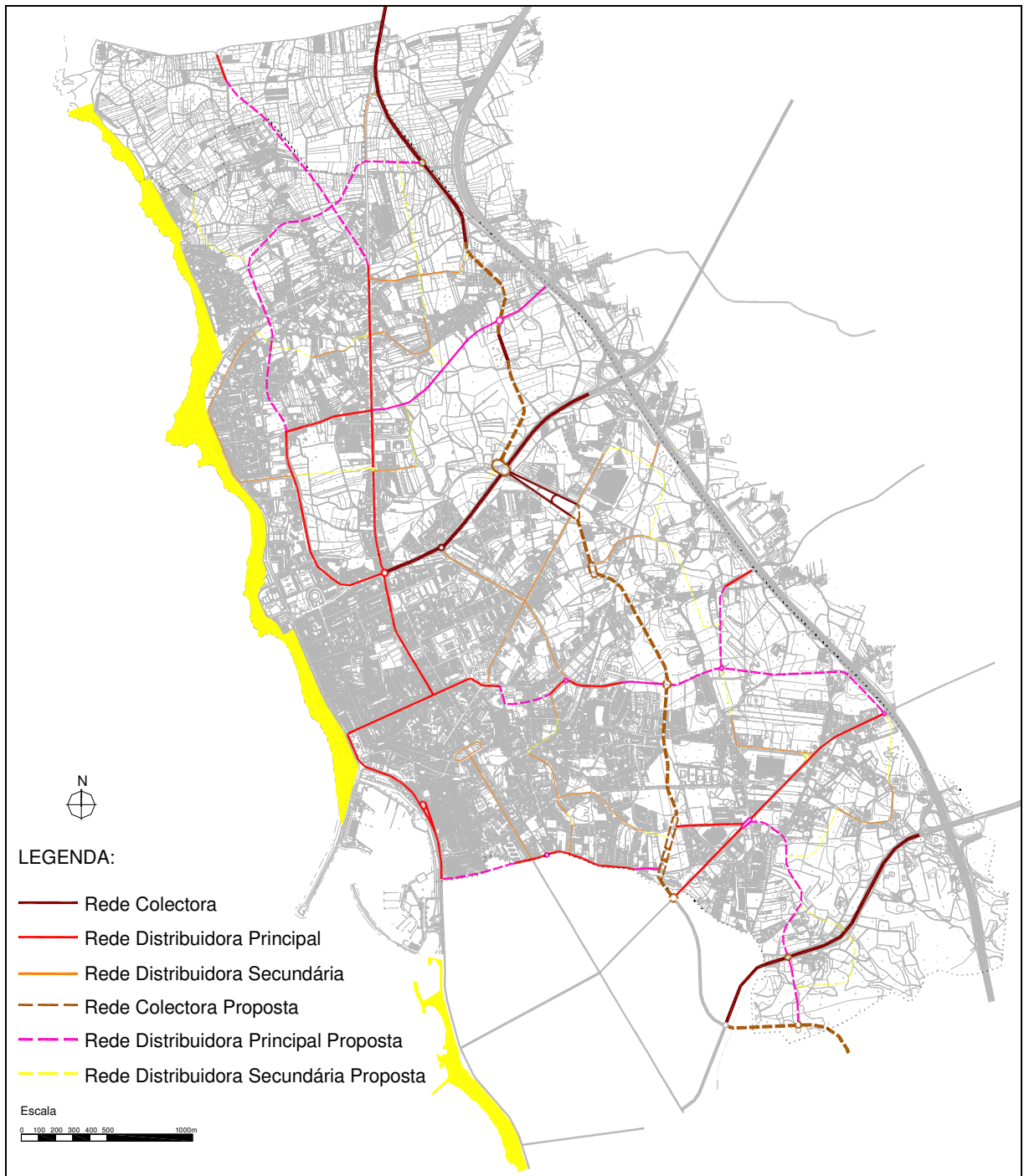


Figura 5.9 - Classificação viária proposta pelo Plano de Urbanização

A tabela 5.7 apresenta resumidamente a classificação das vias, e a sombreado, apenas aquelas que mantêm a sua classificação no contexto actual e futuro, previsto pelo plano de urbanização (PU).

Tabela 5.7 – Classificação das vias da rede viária principal no contexto actual e proposto pelo Plano de Urbanização

	Designação da via	Classificação segundo o presente estudo	Classificação proposta pelo PU
1	Rua da Caverneira	DP	DP
2	Avenida dos Descobrimentos	DP	DP
3	Largo do Passeio Alegre	DP	DP
4	Avenida dos Banhos	DL	A
5	Largo Dr. José Pontes	DL	A
6	Avenida Vasco da Gama	DL	DP
7	Avenida Mousinho de Albuquerque	DP	DP
8	Largo da Misericórdia	DL	DP
9	Largo das Dores	DL	DP
10	Rua Cidade do Porto	DL	A
11	Rua S. Pedro	A	DP
12	Rua Padre João José da Cruz	DL	DP
13	Rua D. Daniel Gomes Junqueira	DL	DL
14	Rua Monsenhor Pires Quesado	DL	A
15	Rua Viana do Castelo	DL	A
16	Via General Humberto Delgado	DL	DP
17	Via General Humberto Delgado (entre R. Padre João José e R. Bonitos Amorim)	DL	DL
18	Rua Almeida Brandão	DL	A
19	Avenida 25 de Abril	DP	C
20	Rua Comendador Francisco Quintas	DL	DL
21	Rua dos Bonitos Amorim	DL	DL
22	Rua Cidade do Porto	DL	A
23	Rua D. Maria	DL	DL
24	Rua da Pedreira (EN206)	DP	DP
25	Rua Sacra Família (entre R. Pedreira e Bocal da Gandara)	DL	DL
26	Rua Sacra Família (entre R. Bocal da Gandra e Avenida 25 de Abril)	DL	A
27	Rua Sacra Família (entre Avenida 25 de Abril e R. D. Daniel Gomes Junqueira)	DL	A
28	Rua Bocal da Gandara	A	DL
29	Rua Bocal da Gandara (cont.)	DL	A
30	Rua dos Balazeiros	DL	A
31	Rua da S. Miguel o Anjo (EN206)	DP	DP
32	Rua de Viriato Barbosa (entre R. São Miguel "O Anjo" e Av. 25 Abril)	DL	DP
33	Rua de Viriato Barbosa (entre Av. 25 Abril e R. de Penalves)	DL	DL
34	Rua de Penalves	DL	DL
35	R. Belarmino Pereira	DL	P
36	Av. 25 de Abril (Via B)	DL	C
37	Rua Dr. Flávio Gonçalves	A	DL
38	Rua Mário César Marques	A	DL
39	Rua de Regufe	A	DL
40	Rua de São Brás	DL	DP
41	Rua da Gandarinha	DL	DP
42	Rua dos Pescadores	A	DP
43	Rua Almirante Reis	DP	DL
44	Rua Paulo Barreto	DP	P
45	Praça Marquês de Pombal	DP	P
46	Rua Gomes de Amorim (entre R. José Ferreira Coelho e limite PU)	DP	DP
47	Avenida do Mar	DP	C
48	Rua Repatriamento dos Poveiros	DL	DP
49	Rua 27 de Fevereiro	DL	DP
50	Rua da Banda Musical	DL	DL
51	Avenida dos Pescadores	DL	DL
52	Rua do Barão de Aver-o-mar	DL	P
53	Avenida N.º Sr.ª das Neves	DL	P
54	Rua de José Ferreira Coelho	DL	P
55	Rua D. Manuel I	A	DL
56	Rua Eng.º Ezequiel Campos	DL	A
57	R. Eng.º Ezequiel Campos (entre D. Manuel I e entroncamento Ezequiel Campos)	DL	DL
58	Rua Cidade da Póvoa de Varzim (entre R. 27 Fevereiro e R. Nova)	DL	DP
59	Rua Cidade da Póvoa de Varzim (entre R. José Oliveira e R. Gomes Amorim)	DL	DP
60	Rua Direita	A	DL
61	Rua de Vila Beatriz	A	DL
62	Rua das Sencadas	DL	A
63	Rua José André	DL	DL
64	Rua da Estrada EN13	DP	C
65	Rua Agra Nova	A	DL
66	Rua das Arroiteiras	A	DL
67	Rua Nossa Senhora de Fátima	A	DL
68	Ramal de Acesso Sul à A28	C	C

Nota: C – via colectora; DP – via distribuidora principal; DL – via distribuidora local; A – via de acesso local; P – Pedonal

### 5.3.3. Identificação das características físicas

A identificação das características físicas das vias é uma etapa fundamental, a ter em conta quer no planeamento quer na gestão da rede viária municipal.

Assim, para a rede viária principal inserida na área urbana, verificou-se os perfis transversais das vias e os espaços canais existentes, bem como o tipo e estado do pavimento. Para tal, procedeu-se ao levantamento em campo da informação apresentada no anexo 7.

Tal informação permite classificar as vias de tráfego, definir a capacidade da rede, e o nível de serviço das vias, definir os espaços canais existentes e identificar as zonas onde é prioritário reabilitar os pavimentos existentes, devido às más condições de conservação dos mesmos.

### 5.3.4. Avaliação da capacidade das vias

A avaliação da capacidade das vias, pertencentes à rede viária principal proposta e actual, é realizada recorrendo a duas metodologias distintas. A primeira análise é efectuada com base na metodologia proposta pela HMSO em “Roads in urban areas” (1966 *apud* Oliveira e Mateus, 1970) cujos parâmetros de análise são o tipo de via e largura de cada via. Esta metodologia apresenta ainda um valor para a capacidade por metro de largura de via. A tabela 5.8 apresenta esta metodologia de análise, onde consta as características das vias e as capacidades de cada uma em função do tipo de via

Tabela 5.8 – Capacidade das vias de tráfego em função das características físicas da via

Largura efectiva da faixa de rodagem, excluindo refúgios e separadores (m)	Faixa de rodagem com 2 vias de tráfego, 1 via por sentido			Faixa de rodagem com 4 vias de tráfego, 2 vias por sentido		Características da via	Observações
	6,00 m	6,50 m	7,00 m	2x6,00m	2x6,50 m		
Capacidade de cada sentido de tráfego (u.v.l./h)	1500	1600	1750	2600	2800	Faixas separadas sem serventias laterais ou paragens e nós desnivelados.	Capacidade de 430uvt/h/m até um máximo de 500uvt/h/m. Velocidade entre 80km/h e 60km/h
	1200	1300	1400	2000	2200	Sem serventias marginais, sem estacionamento e com cruzamentos só com vias de pouco trânsito.	Capacidade de 340uvt/h/m a 400uvt/h/m. Velocidade entre 60km/h e 40km/h
	800	850	900	1500	1600	Proibição de paragem e cruzamentos de grande capacidade.	Capacidade de 260uvt/h/m. Velocidade entre 50km/h e 30km/h
	600	700	750	1200	1350	Muito condicionada por cruzamentos e veículos estacionados.	Capacidade de 210uvt/h/m. Velocidade entre 40km/h e 20km/h
Nota: no caso das faixas de rodagem com 1via para um sentido e 2 vias para o outro os valores devem ser retirados respectivamente de cada uma das colunas respectivas (1 ou 2 vias por sentido).							

Fonte: Adaptado de “Roads in Urban Áreas” - HMSO (1966, *apud* Oliveira e Mateus, 1970)

Com princípios semelhantes, a segunda metodologia usada é a apresentada pela Highways Agency em “*Traffic Capacity of Urban Roads*” (1999) que, além dos parâmetros atrás referidos, define uma classe hierárquica para cada tipo de via urbana. Essas classes são designadas por UAP1, UAP2, UAP3 e UAP4, em que UAP corresponde a “*Urban All-Purpose Road*”, isto é, vias sem uma utilização específica, inseridas em meio urbano com velocidades limite de 65 km/h ou menos para ruas com 1 via em cada sentido e 95km/h para ruas com 2 vias por sentido. As características das vias permitem definir o tipo de via em análise, que por sua vez possibilita a definição da capacidade das vias. A tabela 5.9 apresenta os valores da capacidade das vias segundo esta metodologia de análise.

Tabela 5.9 – Capacidade das vias de tráfego em função das características físicas da via

Largura efectiva da faixa de rodagem, excluindo refúgios e separadores (m)	Faixa de rodagem com 2 vias de tráfego, 1 via por sentido			Faixa de rodagem com 4 vias de tráfego, 2 vias por sentido		Tipo de Via	Características da via
	6,1 m	6,75 m	7,30 m	2x6,75m	2x7,30 m		
Capacidade de cada sentido de tráfego (u.v.l./h)	1020	1320	1590	3350	3600	UAP1	Predominante tráfego de atravessamento, sem serventias laterais nem estacionamento, velocidades entre 70 a 90 km/h.
	1020	1260	1470	2950	3200	UAP2	Limitados os acessos marginais e o estacionamento. Velocidades de 65 km/h.
	900	1110	1300	2300	2600	UAP3	Com acessos marginais permitidos e atravessamento de peões de nível. Velocidades entre 65 e 50 km/h.
	750	900	1140	-	-	UAP4	Predominante tráfego local, incluindo cargas e descargas. Livre acesso marginal. Velocidade limite de 50 km/h.
Nota: no caso das faixas de rodagem com 1via para um sentido e 2 vias para o outro os valores devem ser retirados respectivamente de cada uma das colunas respectivas (1 ou 2 vias por sentido).							

Fonte: Adaptado de “*Traffic Capacity of Urban Roads*” – Highways Agency (1999)

As figuras 5.10 e 5.11 permitem determinar a capacidade das ruas urbanas com 2 vias de tráfego e 1 via por sentido, segundo as metodologias previstas pela HMSO (1966 *apud* Oliveira e Mateus, 1970) e pela Highways Agency (1999). Através dos gráficos pode-se determinar a capacidade das vias em função da sua largura e da sua classe hierárquica.

Da leitura dos gráficos é possível constatar que existe um desfaseamento entre as capacidades propostas pela metodologia HMSO (1966 *apud* Oliveira e Mateus, 1970), sinalizadas a azul, e Highways Agency (1999), apresentadas a laranja.

Para as vias de classe hierárquica mais elevada, e larguras estreitas a primeira metodologia apresenta valores de capacidade mais altos que a metodologia mais recente, enquanto para as vias mais largas os valores da capacidade são mais baixos.

Nas figuras 5.10 e 5.11, que corresponde às capacidades em vias de classificação hierárquica mais baixa, esse desfaseamento é menos evidente, no entanto nas vias de nível hierárquico superior, apresentadas na figura 5.12, existe um desfaseamento na ordem dos 400 uvl/h, para cada sentido.

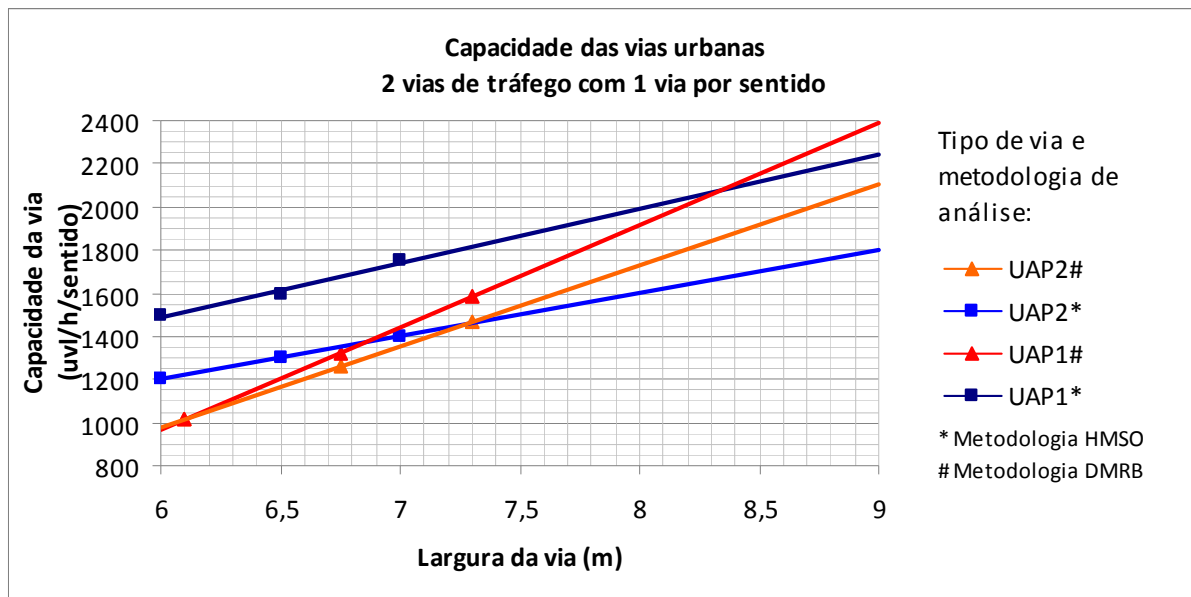


Figura 5.10 – Capacidade das vias urbanas UAP1 e UAP2, com 1 via por sentido

Fonte: Adaptado de HMSO (1966, *apud* Oliveira e Mateus, 1970) e Highways Agency (1999)

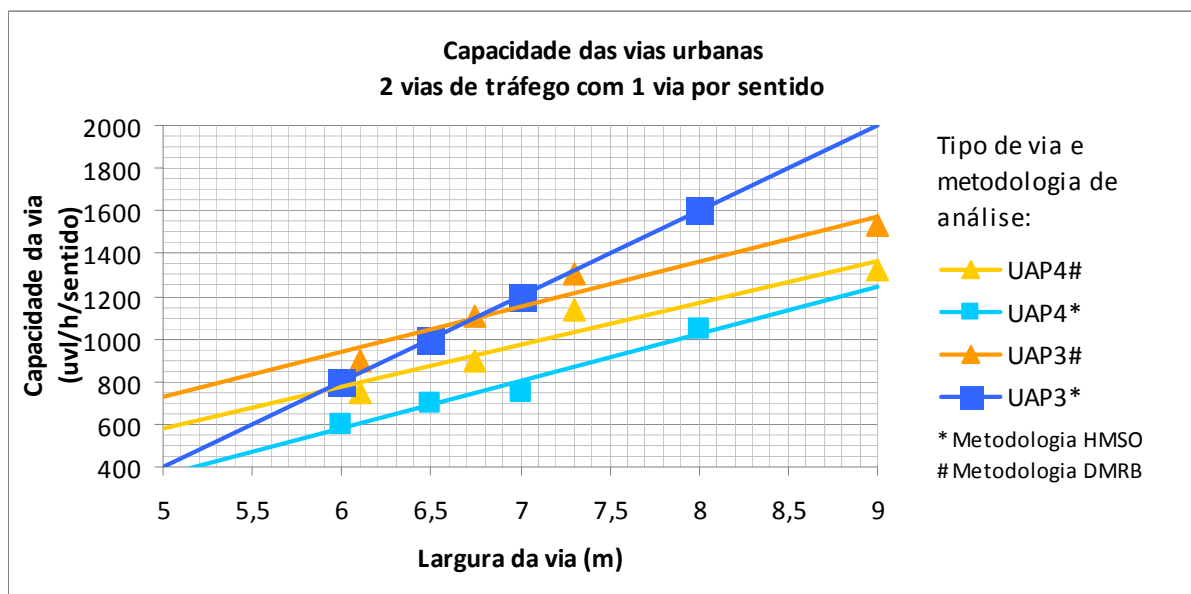


Figura 5.11 – Capacidade das vias urbanas UAP3 e UAP4, com 1 via por sentido

Fonte: Adaptado de HMSO (1966, *apud* Oliveira e Mateus, 1970) e Highways Agency (1999)

A figura 5.12 permite determinar a capacidade das ruas urbanas com 4 vias de tráfego e 2 vias por sentido, segundo as metodologias previstas pela HMSO (1966 *apud* Oliveira e Mateus, 1970) e pela Highways Agency (1999).

Da análise do gráfico constata-se que existe um desfasamento significativo entre os valores propostos pelas duas metodologias, na ordem dos 400 uv/h/sentido.

Este desfasamento pode ser justificado pela evolução das características do tráfego entre 1965 e 1999. Essa evolução é bastante evidente nas características actuais das vias mas principalmente nas características dos automóveis, que além de mais compactos e rápidos permitem maior liberdade de manobra, facilitando a sua circulação em meio urbano, onde a capacidade é afectada pelas várias manobras, de mudança de direcção, mas sobretudo de estacionamento, permitindo um aumento do fluxo possível nas vias.

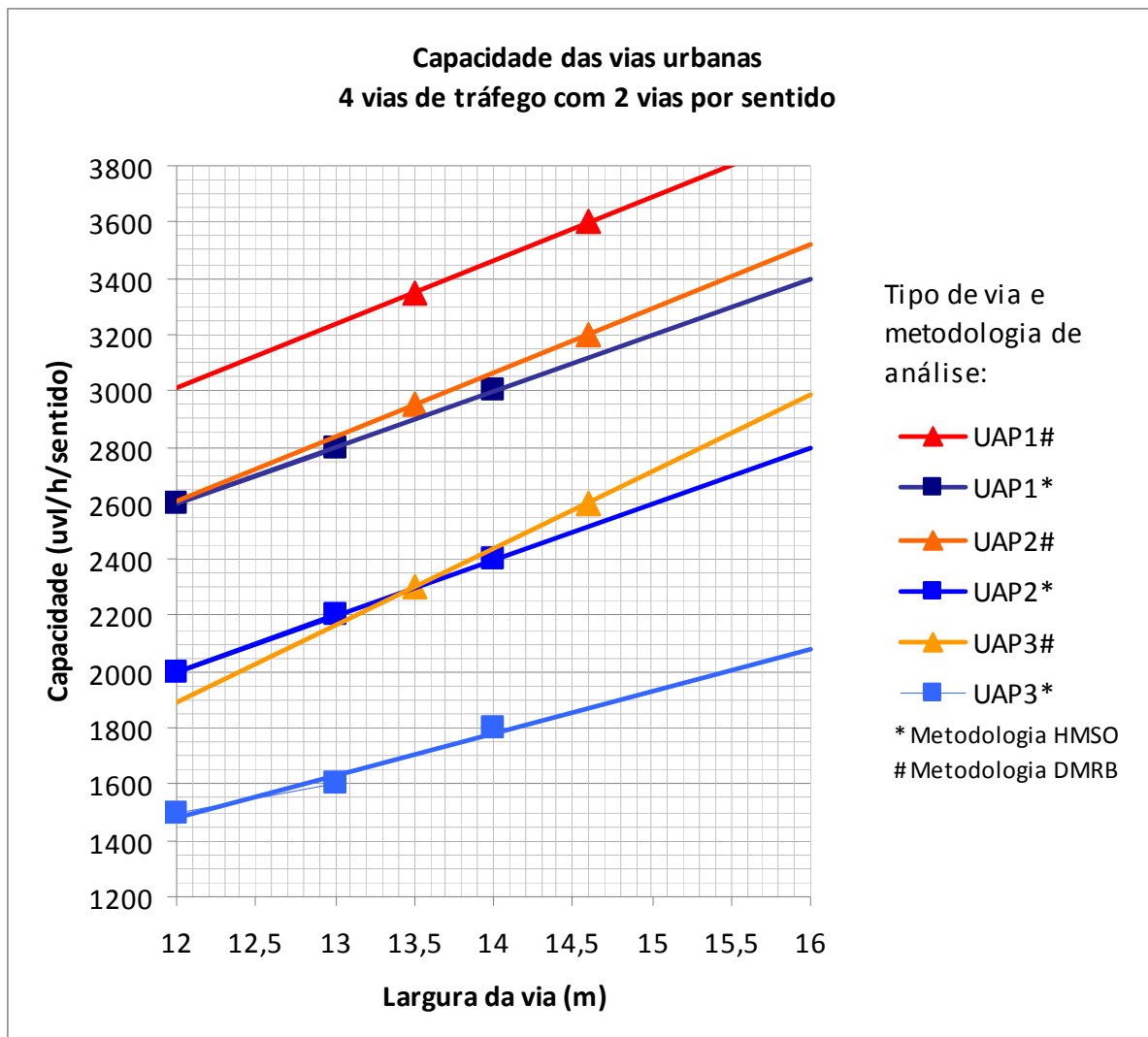


Figura 5.12 – Capacidade das vias urbanas UAP1, UAP2 e UAP3, com 2 vias por sentido

Fonte: Adaptado de HMSO (1966, *apud* Oliveira e Mateus, 1970) e Highways Agency (1999)

Através das duas metodologias é possível determinar as capacidades que as vias oferecem, e que se encontram resumidas nas tabelas 5.10, 5.11, 5.12 e 5.13 e na figura 5.13.

Tabela 5.10 – Capacidade das vias colectoras (UAP1) pertencentes à rede viária principal actual

	Designação da via	Largura efectiva da faixa de rodagem	Capacidade (uvl/h) HMSO	Capacidade (uvl/h) DMRB
1	Av. do Mar (Ramal de acesso à A28)	2x4,00+2x3,70	3300	3700
2	Acesso Sul à A28	8,00	2000	1900

Tabela 5.11 – Capacidade das vias distribuidoras principais (UAP3) da rede viária principal actual

	Designação da via	Largura efectiva da faixa de rodagem	Capacidade (uvl/h) HMSO	Capacidade (uvl/h) DMRB
1	Rua da Caverneira	8,40	1750	1450
2	Rua da Caverneira - continuação	2x3,30+3,30	1800	1620
3	Avenida dos descobrimentos	2x3,30+3,30	1800	1620
4	Largo do Passeio Alegre	7,00	1200	1150
5	Av. Mousinho de Albuquerque	6,00	800	950
6	Avenida 25 de Abril	2x3,60+2x3,60	1850	2550
7	Rua da Pedreira (EN206)	7,00	1200	1150
8	Rua da S. Miguel o Anjo (entre a R. Sacra Família e R. N <sup>a</sup> S <sup>a</sup> Fátima)	6,60	1050	1050
9	Rua da S. Miguel o Anjo (Cont.)	7,00	1200	1150
10	Rua Almirante Reis (entre a Praça do Almada e R. Dr. Leandro Rodrigues)	6,80	1100	1100
11	Rua Paulo Barreto	6,00	800	950
12	Praça Marquês de Pombal	6,80	1100	1100
13	Rua Gomes de Amorim (entre R. Mousinho A. e R. Leonardo Coimbra)	6,60	1050	1050
14	R. Gomes de Amorim (R. Leonardo Coimbra e R. P. António José Campos)	7,00	1200	1150
15	Rua Gomes de Amorim (entre R. P. António José Campos e R. Serpa Pinto)	7,00	1200	1150
16	Rua Gomes de Amorim (entre R. Serpa Pinto e R. José Gomes de Sá)	6,80	1100	1100
17	Rua Gomes de Amorim (entre R. José Gomes de Sá e R. Porto Alexandre)	9,20	2000	1600
18	Rua Gomes de Amorim (entre R. Porto Alexandre e Av. Vasco da Gama)	3,30+2x3,30	1800	1620
19	Rua Gomes de Amorim (entre Av. Vasco da Gama e R. D. Manuel I)	7,40	1350	1250
20	Rua Gomes de Amorim (entre R. D. Manuel I e R. Vila Beatriz)	7,40	1350	1250
21	Rua Gomes de Amorim (entre R. Vila Beatriz e R. José André)	7,60	1450	1250
22	Rua Gomes de Amorim (entre R. José André e limite PU)	7,20	1250	1200
23	Avenida do Mar (entre a R. Gomes de Amorim e a R. D. Maria)	2x3,20+2x3,20	1600	2100
24	Avenida do Mar (entre a R. D. Maria e a Av. 25 Abril)	2x3,20+2x3,20	1600	2100
25	Rua da Estrada EN13	7,40	1350	1250



Tabela 5.12 – Capacidade das vias distribuidoras locais (UAP4) da rede viária principal actual

	Designação da via	Largura faixa de rodagem	Capacidade	Capacidade
			(uvl/h) HMSO	(uvl/h) DMRB
1	Avenida dos Banhos	7,00	800	950
2	Largo Dr. José Pontes	7,00	800	950
3	Av. Vasco da Gama (Entre R. Gomes de Amorim e Rep. dos Poveiros)	3,30+2x3,30*	800	1000
4	Av. Vasco da Gama (Continuação)	8,20	1100	1200
5	Rua cidade do Porto	8,00	1000	1150
6	Rua S. Pedro	7,00	800	950
7	Rua Padre João José da Cruz	7,00	800	950
8	Rua D. Daniel Gomes Junqueira	7,00	800	950
9	Rua Monsenhor Pires Quesado	5,90	600	800
10	Rua Viana do Castelo	8,00	1000	1150
11	Via General Humberto Delgado	8,00	1000	1150
12	Via General Humberto Delgado (entre R.P. João José e Bonitos Amorim)	7,00	800	950
13	Rua Almeida Brandão (entre a Gen. Humberto Delgado e Rua Particular)	5,80	600	800
14	Rua Almeida Brandão (Cont.)	6,20	650	800
15	Rua Comendador Francisco Quintas	6,00	600	800
16	Rua dos Bonitos Amorim	6,00	600	800
17	Rua D. Maria I	7,20	850	1000
18	Rua Sacra Família (entre R. Pedreira e Bocal da Gandara)	8,00	1000	1150
19	Rua Sacra Família (Cont.)	6,40	650	850
20	Rua Bocal da Gandara	7,00	800	950
21	Rua dos Balazeiros	7,00	800	950
22	Rua de Viriato Barbosa (entre R. S. Miguel "O Anjo" e R. de Hugo Manoel)	9,00	1250	1350
23	Rua de Penalves (entre R. Almirante Reis e R. Flávio Gonçalves)	7,80	1000	1150
24	Rua Belarmino Pereira (entre R. Viriato Barbosa e R. Comércio da Póvoa)	7,00	800	950
25	Av. 25 de Abril (entre a R. Sacra Família e a R. Belarmino Pereira)	7,80	1000	1150
26	Rua de São Brás (entre a R. Almirante Reis e linha metro)	7,00	800	950
27	Rua de São Brás (entre linha do metro e R. Regufe)	6,00	600	800
28	Rua de São Brás (Cont.)	8,00	1050	1150
29	Rua da Gandarinha	5,20	500	600
30	R. Repatriamento Poveiros (Av. Vasco da Gama e R. Dr. Nunes Guerreiro)	12,00*	1050	1150
31	R. Repatriam. dos Poveiros (R. Dr. Nunes Guerreiro e Imprensa Regional)	12,00*	1050	1150
32	Rua 27 de Fevereiro (Cont.)	8,00	1050	1150
33	Rua da Banda Musical	7,00	800	950
34	Avenida dos Pescadores (entre R. da Fragosa e R. da Quinta)	7,00	800	950
35	Rua do Barão de Aver-o-mar	6,40	650	850
36	Avenida N <sup>a</sup> Sr. <sup>a</sup> das Neves	9,00	1250	1350
37	R. de José Ferreira Coelho (entre a R. Gomes de Amorim e José Moreira)	5,20	500	600
38	Rua de José Ferreira Coelho (Cont.)	4,80	400	350
39	Rua Eng <sup>o</sup> Ezequiel Campos (entre a Av.do Mar e a R. D. Manuel I)	8,20	1050	1200
40	Rua Eng <sup>o</sup> Ezequiel Campos (cont.)	7,00	800	950
41	Rua Cidade da Póvoa de Varzim (entre R. 27 Fevereiro e R. Nova)	8,00	1050	1150
42	Rua das Sencadas	7,00	800	950
43	Rua Agra Nova	6,00	600	800
44	Rua José André (entre a R. Gomes Amorim e R. Agra Nova)	6,00	600	800
45	Rua José André (cont.)	6,20	650	800

\* Considera-se uma redução de 2 metros na largura efectiva destas vias, devido ao estacionamento lateral indevido, mas frequente

Tabela 5.13 – Capacidade das vias de acesso local (UAP4) da rede viária, que terão funções de distribuição segundo o plano de urbanização

	Designação da via	Largura efectiva da faixa de rodagem	Capacidade (uvl/h) HMSO	Capacidade (uvl/h) DMRB
1	Rua Bocal da Gandara	6,80	750	950
2	Rua Dr. Flávio Gonçalves (entre a antiga linha comboio e R. de Costa Júnior)	7,00	800	950
3	Rua Dr. Flávio Gonçalves (entre R. de Costa Júnior e R. de Penalves)	8,00	1000	1150
4	Rua Mário César Marques	7,00	800	950
5	Rua de Regufe	7,00	800	950
6	Rua dos Pescadores	8,00	1000	1150
7	Rua D. Manuel I	7,00	800	950
8	Rua Direita	5,20	400	600
9	Rua de Vila Beatriz	5,20	400	600
10	Rua Agra Nova	6,00	600	800
11	Rua das Arroteiras	7,00	800	950
12	Rua Nossa Senhora de Fátima	7,00	800	950

Da análise das capacidades das vias propostas pelas duas metodologias, HMSO (1966 *apud* Oliveira e Mateus, 1970) e Highways Agency (1999), verifica-se a existência de vias com capacidades inadequadas para a função que desempenham. Existem várias vias das classes hierárquicas de distribuidora local e principal, que assumem essa classificação devido à sua função e disposição na rede viária. No entanto, devido às suas características, essas vias possuem capacidades inadequadas à função que desempenham. Por essa razão o PU prevê a construção de vias alternativas, já que as anteriores se encontram numa zona urbana bastante consolidada, não sendo possível reabilitar a via, tornando o seu traçado mais adequado à sua função.

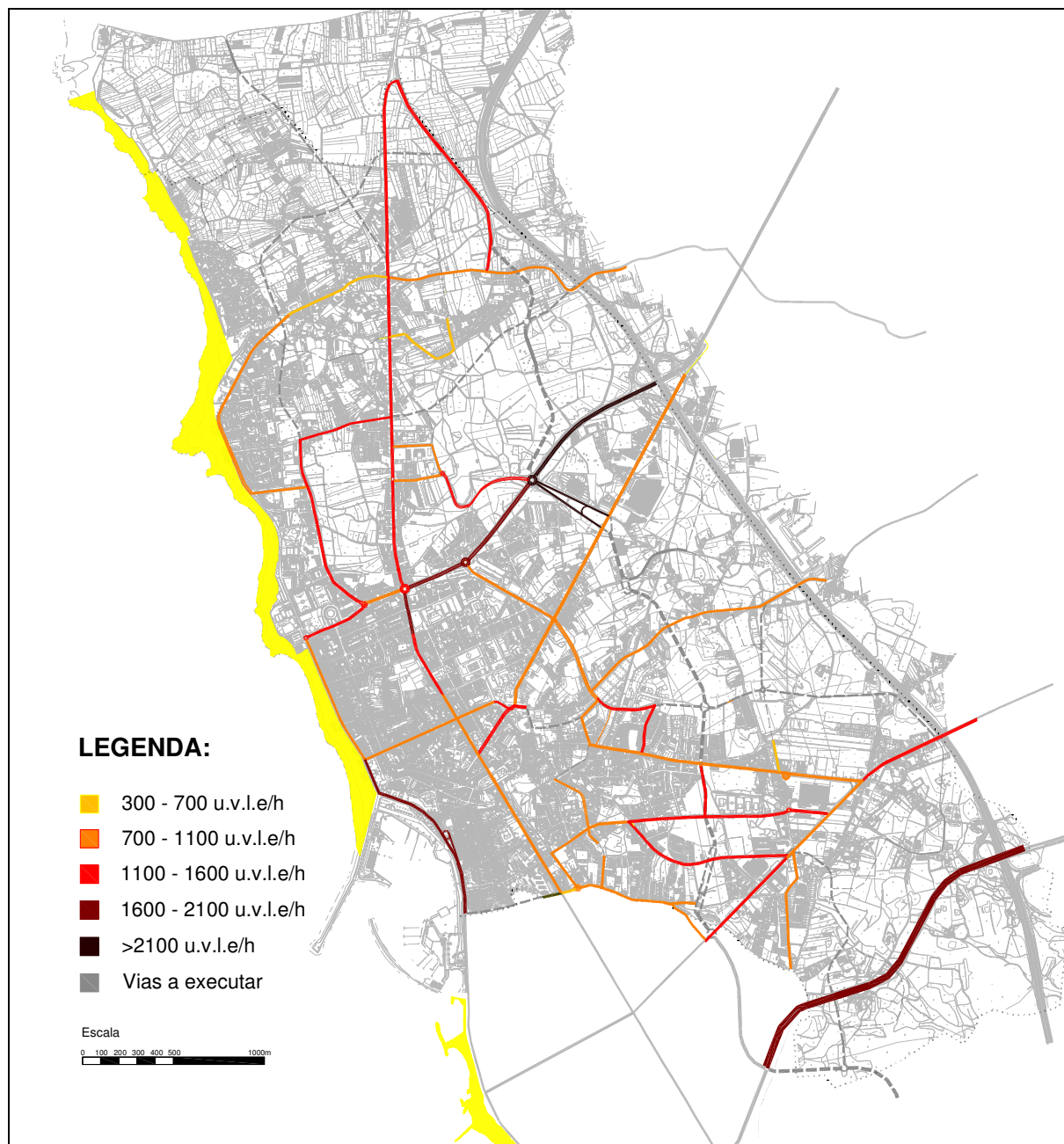


Figura 5.13 – Capacidades de cada via, em unidades de veículos ligeiros

### 5.3.5. Caracterização do tráfego

Tal como se referiu anteriormente, torna-se fundamental efectuar contagens de tráfego na área em estudo, dado ser necessário identificar as zonas onde a oferta da infra-estrutura viária é excedentária ou deficitária, face ao tráfego a que está sujeita. Além disso esta informação é também indispensável para se determinar os níveis de serviço instalados nas vias principais, bem como para definir os tipos de pavimentos a aplicar na rede viária principal. O conhecimento das solicitações actuaes nas diversas vias é uma informação essencial para garantir o correcto dimensionamento das vias em estudo.

As contagens manuais classificadas de tráfego decorreram sem interrupções, nos vários postos de contagem, sendo registado o volume de tráfego por sentido de circulação.

Os operadores registaram todos os veículos motorizados em circulação, no período horário em análise, de acordo com a respectiva categoria.

### **5.3.5.1. Necessidades de mobilidade**

O inquérito à Mobilidade da população Residente da região norte elaborado pelo INE (2001) destaca 3 períodos horários de maior intensidade de tráfego rodoviário na região, que se situam entre as 7 e as 9 horas, entre as 12 e as 14 horas e entre as 17 e as 19 horas. Este estudo indica também que as maiores concentrações horárias de tráfego verificam-se por motivos de trabalho e escola e que as deslocações por motivo de compras e lazer se apresentam distribuídas ao longo do dia.

Na Póvoa de Varzim são realizadas 3,1 deslocações por residente em cada dia útil, sendo que 37% dos residentes realiza pelo menos uma deslocação por dia e 74% das deslocações são motivadas pelos destinos trabalho e escola, evidenciando que as necessidades de mobilidade tem uma forte componente pendular.

O número de deslocações diárias dentro do concelho da Povoia de Varzim é de 142.700, o que corresponde a 85% das deslocações efectuadas. O número de entradas no concelho é de 26.000 e o número de saídas é de 26.100, sendo que 50% destas deslocações são efectuadas de automóvel (Projecto Bolina, 2007).

O Instituto Nacional de Estatística, no seu estudo de mobilidade Casa-trabalho relativo à área metropolitana do Porto (2002), indica que as principais deslocações pendulares do tipo casa-trabalho na Póvoa de Varzim se realizam dentro do próprio concelho, representando cerca de 80% destas deslocações.

Tal estudo, refere também que os concelhos da Póvoa de Varzim e Vila do Conde relacionam-se de forma simétrica, sendo cada um deles a principal origem e o principal destino das viagens casa-trabalho dos trabalhadores do outro concelho. Assim, as deslocações com origem em Vila do Conde representam cerca de 14% das deslocações que entram e saem do concelho da Póvoa de Varzim motivadas pelo trabalho.

A figura 5.14 apresenta os principais fluxos de entrada e saída da área urbana em estudo, com origem e destino nos concelhos vizinhos, nomeadamente Vila do Conde, Porto, Matosinhos, Barcelos, Trofa e Vila Nova de Famalicão. Os fluxos de maior grandeza, representados pelas setas de maior dimensão, correspondem aos pontos de entrada e saída do tráfego de médio e longo curso, com origem ou destino nos concelhos atrás referidos. As vias que permitem a circulação deste tráfego têm particular importância na rede urbana, já que têm como principal função a mobilidade do tráfego que a atravessa, devendo permitir boas condições de fluidez e segurança.

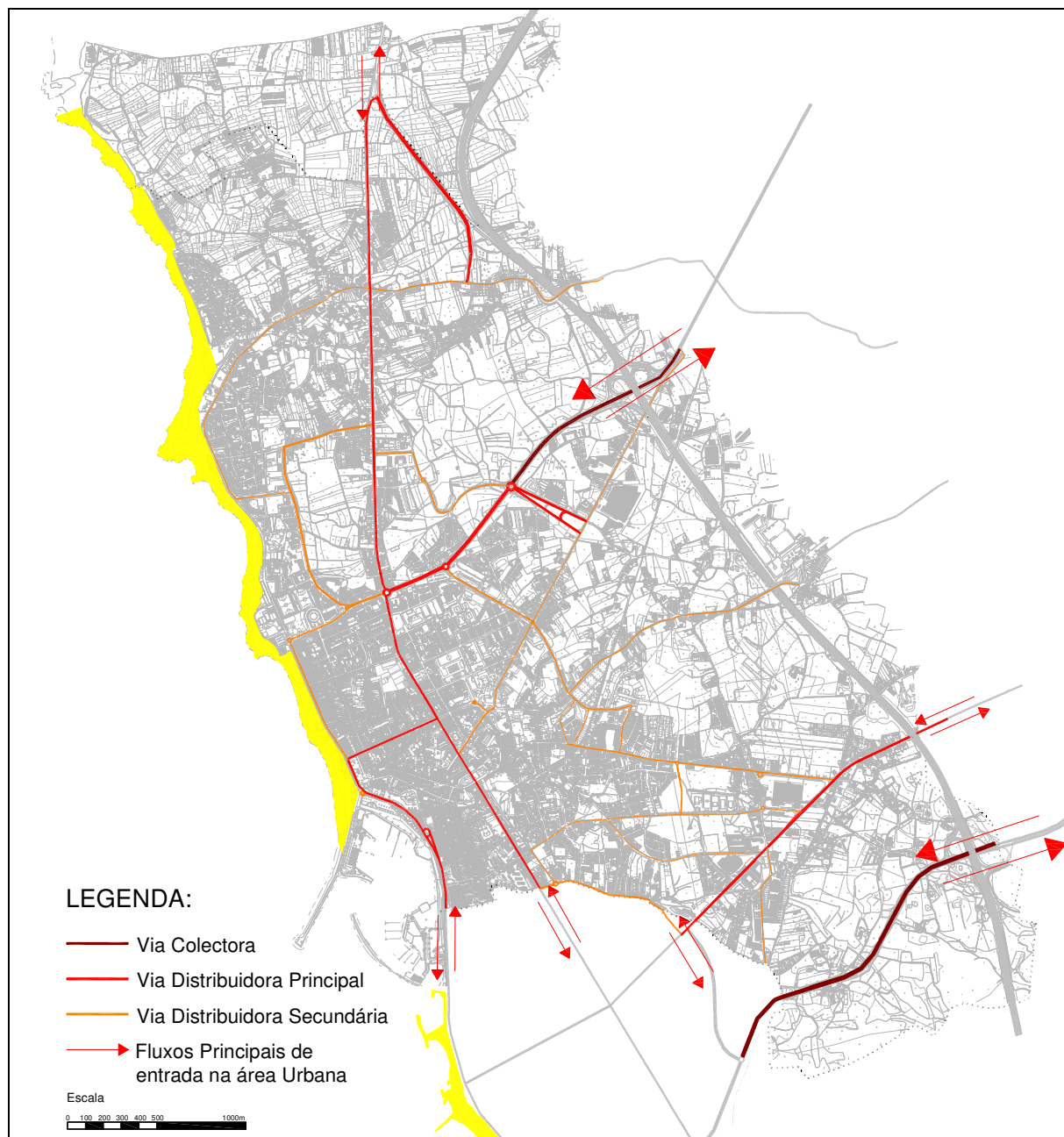


Figura 5.14 – Apresentação dos principais Fluxos de entrada na área urbana

A tabela 5.14 apresenta a capacidade e área útil dos principais equipamentos de bens e serviços existentes na área urbana em estudo, que permitem identifica-los como pólos geradores de tráfego, com base nos parâmetros apresentados na tabela 3.50 do capítulo 3.

Tabela 5.14 – Equipamentos com características de Pólo Gerador de tráfego

Tipo de equipamento	Equipamento	Capacidade / Nº de Utentes	Área Útil Aproximada (m2)
Saúde	Hospital S. Pedro Pescador	1326	1738
	Clipóvoa	-	12500
Educação	Escola Secundária Eça de Queirós	953	26500
	Escola Secundária Rocha Peixoto	937	23600
	Escola EB 2/3 Flávio Gonçalves	1133	25000
	Jardim de Infância MAPADI	60	15600
	Escola EB 2/3 Cego do Maio	1133	26000
	Escola EB 2/3 de A-ver-o-mar	1041	22500
	Escola 1º ciclo Nº1 de A-ver-o-mar	192	2800
	Escola 1º e 2º ciclo Agro-Velho	165	6600
	Escola 1º ciclo Nº3 do Desterro	445	3200
	Escola 1º ciclo Nº6 do Século	373	6200
	Escola 1º ciclo Nº5 de Nova Sintra	253	3800
	Escola 1º ciclo de Argivai	192	5500
Desportivo	Varzim Lazer	-	7200
	Pavilhão Municipal	-	3500
	Estádio do Varzim Sport Club	-	15450
	Campo de treinos do Varzim SC	-	13050
	Campo de Futebol do Argivai	-	5200
	Campo de Futebol do A-ver-o-mar	-	4608
	Estádio Municipal	-	22000
Cultural	Associação cultural da Matriz	-	5200
	Praça de Touros	5691	3557
	Casino	-	5200
	Auditório da Lota	500	1320
	Passerelle do Passeio Alegre	1400	2200
	Sala de Congressos Novotel	650	-

Fonte: Adaptado do Estudo Sectorial de Equipamentos do Plano de Urbanização da P.V. (2002)

Além destes, a figura 5.15 apresenta também a localização de outros pontos de atracção e geração de tráfego, que correspondem aos parques de estacionamento com capacidade superior a 80 lugares, no caso de zonas saturadas, ou superior a 200 lugares nas restantes situações, com base na definição de Pólo Gerador de Tráfego da DENATRAN (2001).

A localização destes pontos de atracção e geração de tráfego permitem antever que nas zonas envolventes, existem volumes de tráfego razoáveis, sendo necessário implementar medidas que mitiguem os impactos causados pelos mesmos.

A figura 5.15 evidencia o adensamento das zonas centrais da área urbana com pólos geradores de tráfego, o que poderá resultar em níveis de saturação elevados das vias mais centrais, onde predominam esses pólos.



O planeamento e a gestão da infra-estrutura viária dessas zonas não pressupõe a construção de vias com elevados níveis de capacidade, que permitam responder de forma eficaz ao volumes de tráfego que as atravessam, ou que a elas afluem, mas antes, implementar uma rede viária que se enquadre com os usos de solo envolvente, dando resposta à procura existente.

Uma das medidas mais importantes é fomentar o uso de transportes colectivos nas zonas mais centrais da cidade, de forma a evitar o seu congestionamento.

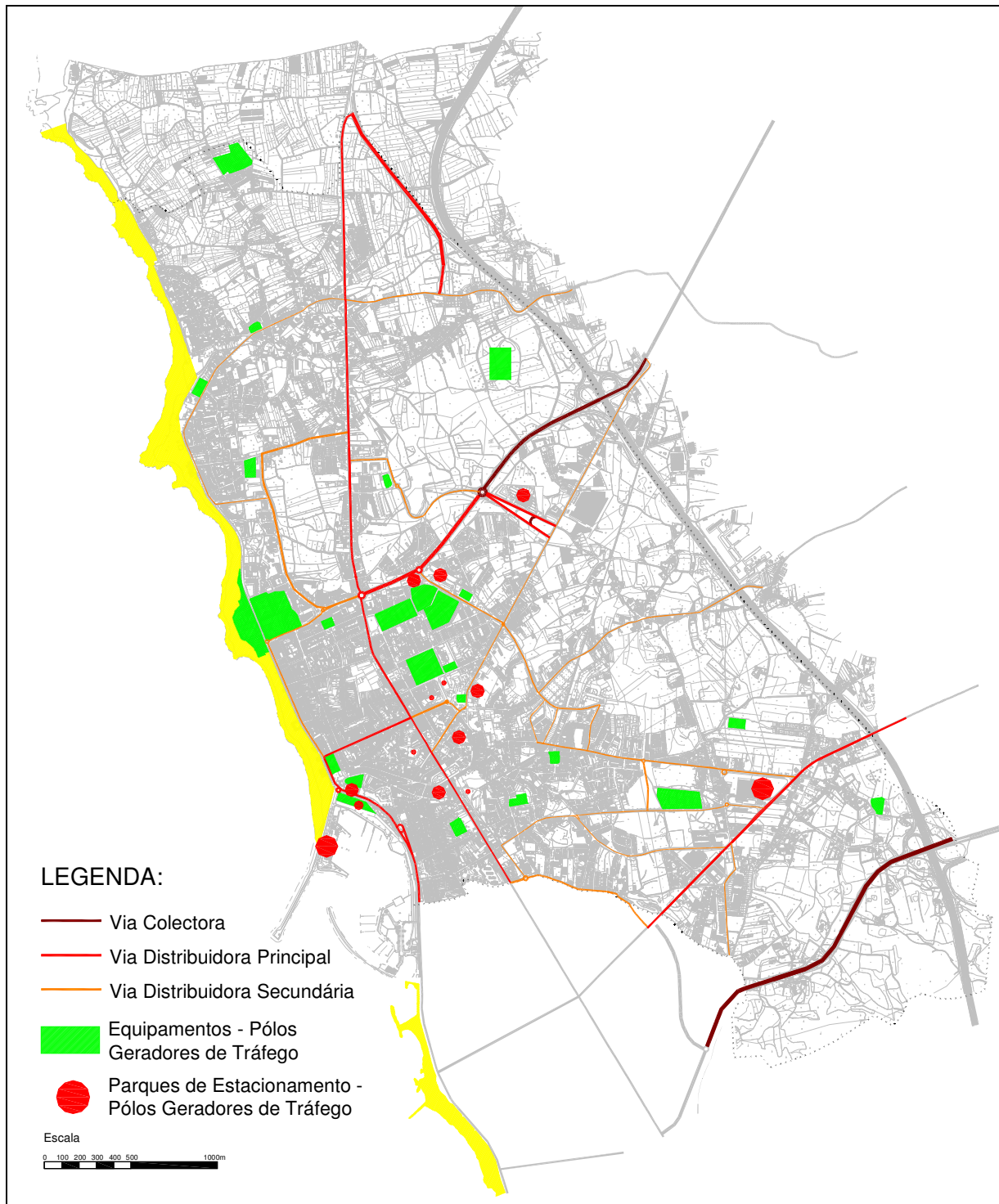


Figura 5.15 – Localização de Pólos geradores de tráfego

### 5.3.5.2. Quantificação da procura existente

#### 5.3.5.2.1. Classificação dos veículos

No âmbito do processo de contagem, os veículos foram classificados nas quatro categorias apresentadas na tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Distribuição dos veículos por categorias

Categoria	Tipo	Descrição
I	Automóveis 	Integra os veículos ligeiros de passageiros com ou sem reboque, incluindo as viaturas do tipo carrinhas, comportando no máximo nove lugares com o motorista. Ou seja, nesta categoria englobaram-se as versões comerciais similares às respectivas versões de passageiros dos automóveis ligeiros.
II	Comerciais ligeiros 	Inclui os veículos ligeiros de mercadorias do tipo furgão e as camionetas (veículos cujo peso bruto não exceda 3500 kg), com ou sem reboque.
III	Comerciais Pesados 	Refere-se aos veículos pesados de transporte de mercadorias cujo peso bruto exceda os 3500 kg, vulgarmente designados por camiões, com ou sem reboque. Foram também incluídos nesta categoria os tractores com ou sem semi-reboque.
IV	Autocarros 	Integra todos os veículos pesados de transporte de passageiros.



Desta classificação, foram excluídos os veículos motorizados de duas rodas pelo facto de não possuírem um volume representativo.

#### **5.3.5.2.2. Homogeneização do tráfego**

Facilmente se percebe que a proporção de tráfego pesado numa corrente de tráfego exerce uma considerável influencia ao nível da sua capacidade. Além disso, são estes veículos a principal solicitação dos pavimentos rodoviários (Costa, 2006). Torna-se, assim, necessário adoptar coeficientes de equivalência para uniformizar as várias classes de veículos em unidades de veículos ligeiros equivalentes.

Neste estudo adoptaram-se os coeficientes de equivalência propostos por Brilon (1992 apud Costa 2006), assim:

Automóveis – 1,00

Comerciais ligeiros – 1,50

Comerciais pesados – 2,00

Autocarros – 2,00

#### **5.3.5.2.3. Postos de contagem**

A caracterização do tráfego, em termos de volumes e composição, foi feita a partir da análise dos resultados observados em 11 postos de contagem instalados estrategicamente ao longo da rede viária em estudo, apresentados na figura 5.16.

A localização dos diferentes postos de contagem foi definida em função da hierarquia das vias e da sua disposição na malha viária. Assim, considerou-se pertinente a instalação dos seguintes postos de contagem:

Posto 1 – EN206, junto ao Hipermercado Feira-Nova,

Posto 2 – Fronteira com Vila do Conde junto ao hipermercado Modelo,

Posto 3 – Rua Almirante Reis (Fronteira com Vila do Conde),

Posto 4 – Rua da Caverneira (Fronteira com Vila do Conde),

Posto 5 – Rua Sacra Família,

Posto 6 – Rua Almeida Brandão,

Posto 7 – Cruzamento Rua D. Maria com Rua Bonitos Amorim,

Posto 8 – Cruzamento da Rua Gomes de Amorim com Avenida do Mar,

Posto 9 – Rua Repatriamento dos Poveiros,

Posto 10 – Cruzamento da Ligação à A28 e da Avenida 25 de Abril,

Posto 11 – Rua Gomes de Amorim (antes da Rua José André).

Nos postos 7, 8 e 10 foram registados os movimentos a partir de imagens vídeo, sendo os dados posteriormente recolhidos da mesma forma que as contagens manuais. Tal permitiu obter informação relativa às vias da Rua Gomes de Amorim, Avenida Vasco da Gama, Avenida do Mar, Ligação à A28, Avenida 25 de Abril, Rua Bonitos de Amorim, Avenida D.Maria e Via General Humberto Delgado.

Desta forma foi possível obter um maior número de informação colmatando a falta de recursos disponíveis para este efeito.

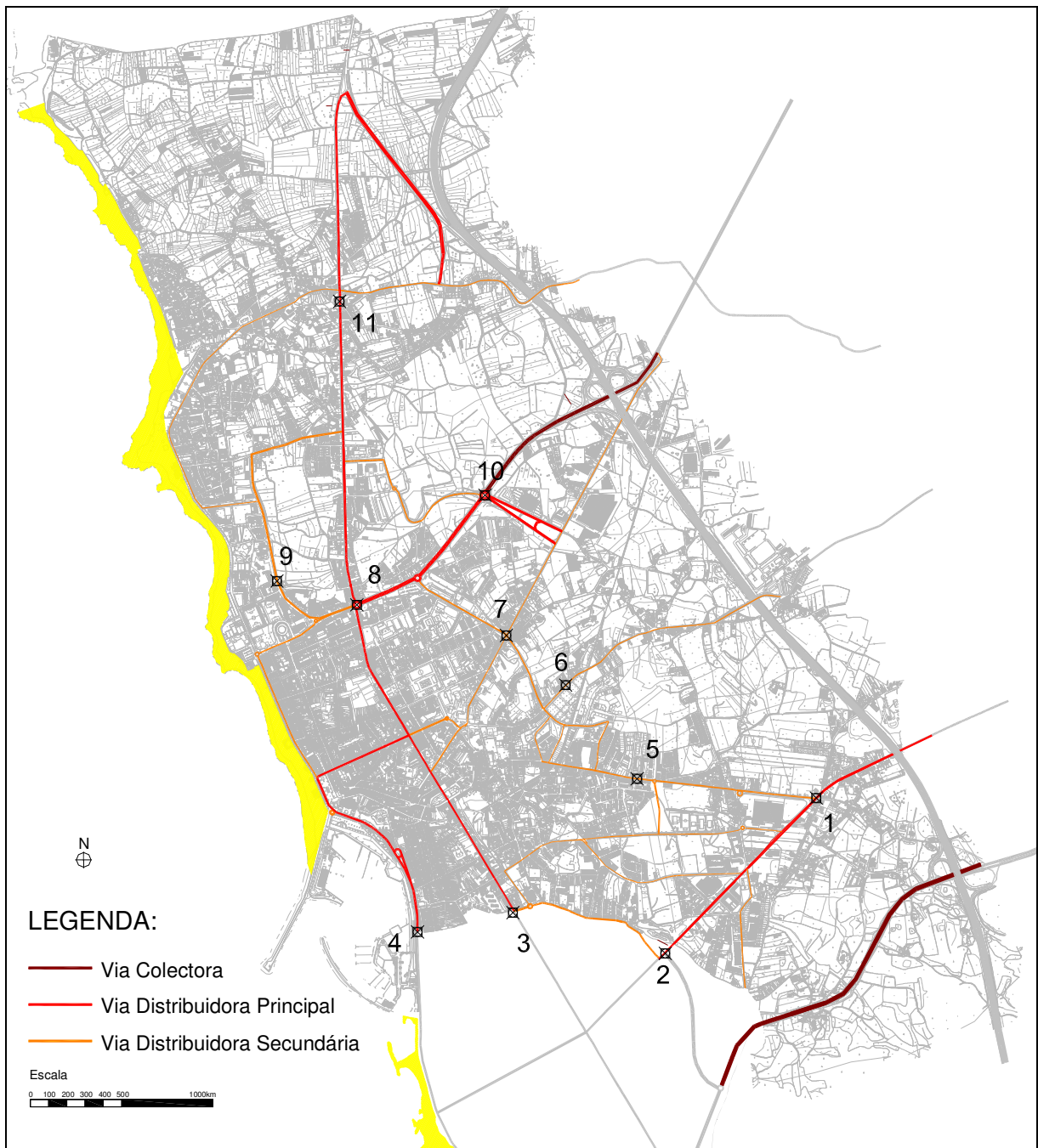


Figura 5.16 – Localização dos postos de contagem

#### **5.3.5.2.4. Caracterização do Tráfego**

A caracterização do tráfego foi feita a partir da análise dos resultados de contagens de tráfego efectuadas em duas fases. Esta divisão revelou-se necessária pelo facto de não existirem dados que permitissem definir a hora de ponta semanal do tráfego. Na área em estudo os únicos postos de controlo do tráfego estavam sob a responsabilidade da Estradas de Portugal. Após contacto com esta entidade concluiu-se que não existiam dados sobre o tráfego na área em estudo já que a Estrada Nacional 13 foi desclassificada, e por esse motivo os postos de contagem foram retirados.

Por conseguinte, inicialmente realizaram-se contagens numa zona da área em estudo considerada como representativa do tráfego da restante rede viária. Ao longo de uma semana (segunda a sexta-feira), considerada como uma semana típica, efectuaram-se três contagens diárias de tráfego, com o objectivo de identificar quando ocorre o pico de tráfego semanal.

Estas decorreram nos dias úteis da semana de 5 a 9 de Março de 2007, por períodos de 15 minutos nos 3 períodos horários correspondentes às horas da ponta da manhã, entre as 07:30 e as 9:30, do almoço, entre as 12:30 e as 14:30 e da tarde entre as 17:30 e as 19:30.

##### **Primeira fase de contagem de tráfego**

O posto de contagem 8 foi considerado ideal para serem efectuadas as contagens iniciais, por ser o mais central da área em estudo, se tratar do cruzamento entre duas vias de grande importância e de permitir obter vários volumes de tráfego em simultâneo através do registo de imagens vídeo, uma vez que possui várias vias de entrada e saída.

Depois de efectuadas todas as contagens, constatou-se, como se pode observar nos gráficos apresentados no anexo 8, que os períodos onde ocorrem, frequentemente, maiores volumes de tráfego são as horas de ponta de tarde de segunda e sexta-feira. Verifica-se, também, que em algumas vias estes valores são ultrapassados em outros períodos horários da semana, sendo, no entanto, essa diferença pouco relevante, o que levou a concluir que as horas de ponta da tarde de sexta e segunda-feira representariam melhor o comportamento do tráfego na restante área em estudo.

##### **Segunda fase de contagem de tráfego**

A segunda fase da contagem de tráfego decorreu nos dias 30 de Março e 2 de Abril de 2007, nos períodos horários correspondentes às horas de ponta da tarde, entre as 17h30 e 19h30.

Depois de efectuadas as contagens nos diversos postos constatou-se que os volumes de tráfego no posto 8 decresceram ligeiramente, comparativamente com as contagens da fase inicial. Verificou-se que tal se deverá ao facto das actividades lectivas se encontrarem interrompidas devido ao período de férias escolares, provocando uma diminuição no tráfego em geral. Assim, para ajustar os valores observados na segunda fase, definiram-se factores que permitissem obter os volumes de tráfego que seriam registados num dia típico. Devido à escassez de recursos não foi possível efectuar estas contagens num dia laboral típico, já que parte dos operadores que efectuaram as contagens se tratavam de alunos do ensino secundário.

Verificaram-se, assim, os volumes de pico observados na primeira e segunda fase, nas seis vias do posto 8, e calculou-se a razão entre eles.

Avenida Vasco da Gama\_Poente-Nascente:  $293/271=1,1$

Avenida Vasco da Gama\_Nascente-Poente:  $225/203=1,1$

EN13\_Norte-Sul:  $265/241=1,1$

EN13\_Sul-Norte:  $252/243=1,0$

Avenida do Mar\_Nascente-Poente= $1,2$

Avenida do Mar\_Poente-Nascente= $0,9$

A média destes valores será 1,1, logo considerou-se que o tráfego de um dia típico terá um acréscimo de 10% comparativamente aos dias em que foram efectuadas as contagens.

Os volumes de tráfego semanal máximos instalados nas vias são apresentados, resumidamente, na tabela 5.16, e na figura 5.17.

Na terceira coluna da tabela apresenta-se o volume de pico de tráfego semanal registado nas vias em cada sentido, e na coluna seguinte aumenta-se 10% a esse valor, devido à diferença constatada relativamente às contagens da primeira fase. Na quinta coluna da tabela efectua-se um arredondamento dos valores para o seguinte múltiplo de 5, e na última apresenta-se o volume em unidades de veículos ligeiros por hora.

Tabela 5.16 – Volumes de tráfego instalado nas vias da rede viária principal

Via	Sentido	Volume no período de 15 min (uvl)	Correcção do Volume de tráfego (uvl)	Arredondamento (uvl)	Débito de tráfego na hora de ponta (uvl/h)
Rua da Caverneira	N-S	194	213	215	860
	S-N	211	232	235	940
EN13 (Rua Almirante Reis)	N-S	158	174	175	700
	S-N	173	190	190	760
EN206	N-P	109	120	120	480
	P-N	173	190	190	760
Fronteira junto Modelo Vila do Conde	N-S	172	189	190	760
	S-N	139	153	155	620
Rua Sacra Família	N-P	194	213	215	860
	P-N	181	199	200	800
Rua Almeida Brandão	N-P	71	78	80	320
	P-N	48	53	55	220
Via General Humberto Delgado	N-S	164	180	180	720
	S-N	167	184	185	740
Rua D. Maria	N-S	207	228	230	920
	S-N	133	146	150	600
Rua Bonitos Amorim (Direcção Modelo)	N-P	149	164	165	660
	P-N	133	146	150	600
Rua Bonitos Amorim (Direcção Hospital)	N-P	162	178	180	720
	P-N	107	118	120	480
Avenida do Mar (Ligação à A28)	N-P	410	451	455	1820
	P-N	369	406	410	1640
Avenida 25 de Abril	N-S	212	233	135	540
	S-N	215	237	240	960
Avenida do Mar	N-P	294	323	325	1300
	P-N	326	359	360	1440
Avenida Vasco da Gama	N-P	203	223	225	900
	P-N	271	298	300	1200
EN13 (Ligação à Avenida do Mar)	N-S	241	265	265	1060
	S-N	243	267	270	1080
EN13 (Antes Cruzamento Rua José André)	N-S	146	161	165	660
	S-N	185	204	205	820
Rua Repatriamento dos Poveiros	N-S	96	106	110	440
	S-N	136	150	150	600

Nota: N-S: Norte-Sul; S-N: Sul-Norte; N-P: Nascente-Poente; P-N: Poente-Nascente

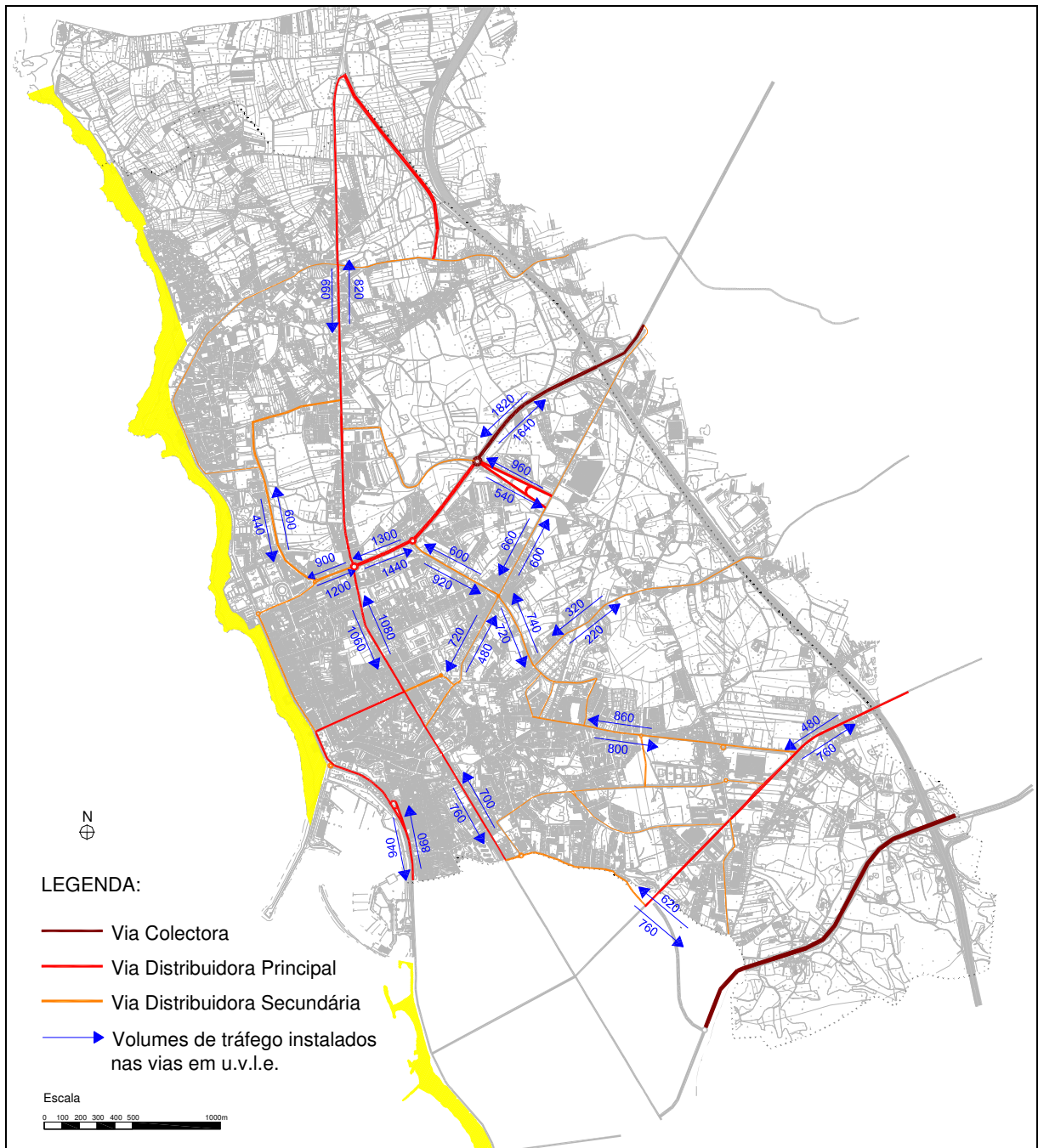


Figura 5.17 - Volumes de tráfego instalado nas vias da rede viária principal

### 5.3.5.3. Análise dos resultados obtidos

#### 5.3.5.3.1. Confrontação entre tráfego instalado e capacidade das vias

A tabela 5.17 apresenta para cada via onde se efectuou contagens de tráfego, as percentagens de ocupação, no pico de tráfego semanal, das várias vias da rede principal da área urbana.

Tabela 5.17 – Ocupação das vias urbanas principais no pico de tráfego semanal

Tipo	Via	Sentido	largura da via (m)	Tipo	uvl/h	% por sentido	HMSO		Highways Agency	
							Capacidade	% Ocupação	Capacidade	% Ocupação
C/UAP1	Ligação à A28	N-P	8,00+7,40	2 via por sentido	1820,0	52,6%	3300	55	3700	49
		P-N			1640,0	47,4%	3300	50	3700	44
DP/UAP3	Rua da Caverneira	N-S	8,40	1 via por sentido	860,0	47,8%	1750	49	1450	59
		S-N			940,0	52,2%	1750	54	1450	65
	Rua Almirante Reis - N13 (Fronteira Vila do Conde)	N-S	6,80	1 via por sentido	700,0	47,9%	1100	64	1100	64
		S-N			760,0	52,1%	1100	69	1100	69
	EN206	N-P	7,00	1 via por sentido	480,0	38,7%	1200	40	1150	42
		P-N			760,0	61,3%	1200	63	1150	66
	Avenida 25 de Abril	N-S	7,20+7,20	2 via por sentido	540,0	36,0%	1850	29	2550	21
		S-N			960,0	64,0%	1850	52	2550	38
	Avenida do Mar	N-P	7,20+7,20	2 via por sentido	1300,0	47,4%	1850	70	2550	51
		P-N			1440,0	52,6%	1850	78	2550	56
	EN13 (Ligação à Avenida do Mar)	N-S	3,30+6,60	1 via neste sentido	1060,0	49,5%	1050	101	1050	101
		S-N			1080,0	50,5%	1650	65	2200	49
	EN13 (Antes Cruzamento Rua José André)	N-S	7,60	1 via por sentido	660,0	44,6%	1450	46	1250	53
		S-N			820,0	55,4%	1450	57	1250	66
DL/UAP4	Rua Sacra Família	N-P	6,40	1 via por sentido	860,0	51,8%	650	132	850	101
		P-N			800,0	48,2%	650	123	850	94
	Rua Almeida Brandão	N-P	6,20	1 via por sentido	320,0	59,3%	600	53	800	40
		P-N			220,0	40,7%	600	37	800	28
	Via General Humberto Delgado	N-S	7,00	1 via por sentido	720,0	49,3%	800	90	950	76
		S-N			740,0	50,7%	800	93	950	78
	Rua D. Maria	N-S	7,20	1 via por sentido	920,0	60,5%	850	108	1000	92
		S-N			600,0	39,5%	850	71	1000	60
	Rua Bonitos Amorim (Direcção Modelo)	N-P	6,00	1 via por sentido	660,0	52,4%	600	110	800	83
		P-N			600,0	47,6%	600	100	800	75
	Rua Bonitos Amorim (Direcção Hospital)	N-P	6,00	1 via por sentido	720,0	60,0%	600	120	800	90
		P-N			480,0	40,0%	600	80	800	60
	Avenida Vasco da Gama	N-P	3,30+6,60*	1 via neste sentido	900,0	42,9%	700	129	900	100
		P-N			1200,0	57,1%	1100	109	1450	83
Rua Repatriamento dos Poveiros	N-S	12*	1 via por sentido	440,0	42,3%	1050	42	1150	38	
	S-N			600,0	57,7%	1050	57	1150	52	

\* Considera-se uma redução de 2 metros na largura efectiva destas vias, devido ao estacionamento lateral indevido mas frequente.

Fonte: Capacidades baseadas na metodologia proposta pela HMSO (1966 *apud* Oliveira e Mateus, 1970) e pela Highways Agency (1999)

Através da análise da tabela, verifica-se que as vias mais centrais, sinalizadas a sombreado, possuem uma percentagem de ocupação, no pico de tráfego semanal, muito próxima ou superior a 100%. Estes valores reflectem o congestionamento das vias durante o período em que ocorre o pico de tráfego semanal.

Tal permite constatar que na zona central da área urbana, e ao longo de toda a antiga EN13, a oferta da infra-estrutura viária é deficitária, face à procura de tráfego existente na rede.

### 5.3.5.3.2. Definição dos níveis de serviço das vias

O segundo procedimento de análise das vias é efectuado com base na metodologia prevista pelo HCM2000, apresentada detalhadamente no capítulo 3. Esta metodologia não define uma capacidade limite da via, como as metodologias atrás apresentadas, mas antes, permite definir níveis de serviço para as diferentes vias, consoante o débito de tráfego instalado nas vias e as características das mesmas. Por essa razão, procede-se à caracterização do tráfego instalado nas principais vias da área urbana em estudo, através do procedimento apresentado no ponto anterior.

Recorrendo à metodologia exposta no HCM2000 (TRB, 2000) é possível definir os níveis de serviço das vias em estudo, no período em que ocorre a ponta semanal do tráfego. Esta metodologia tem como principais variáveis os débitos de tráfego em hora de ponta, anteriormente apresentados, e as características das correntes de tráfego, assim como as características das vias em análise.

No caso das vias da classe I (Colectoras e Distribuidoras principais), com dois sentidos, para determinação do nível de serviço, analisa-se a velocidade em regime livre e o tempo de percurso com atraso, enquanto nas vias da classe II (Distribuidoras locais e Acesso local) apenas se considera o tempo de percurso com atraso.

No caso de estradas com vias múltiplas, normalmente 2 vias para cada sentido, os parâmetros em análise serão a velocidade em regime livre e o volume de tráfego por via.

Seguidamente apresenta-se o procedimento a seguir na determinação do nível de serviço das ruas com 2 vias, uma por sentido. As tabelas 5.18 e 5.19 apresentam, respectivamente, os dados de entrada e o procedimento para determinação do nível de serviço na rua Almirante Reis (2 vias).

Tabela 5.18 – Dados para determinação do nível de serviço da Rua Almirante Reis

Rua Almirante Reis - Via distribuidora principal	
1460 veic/h (volume dos 2 sentidos)	80% de zonas de não ultrapassagem
Percentagem de veículos pesados: 3.7%	50/50 de distribuição direccional
Percentagem de veículos de recreio: 0%	50 km/h de velocidade base
Factor de Ponta horária, PHF = 1	3,40m de largura da via
Terreno plano	800 metros de comprimento
Largura das bermas – 0.30 m	4 pontos de acesso



Tabela 5.19 – Procedimento de determinação do nível de serviço de uma rua com 2 vias

1. Determinação do factor de ajustamento devido ao tipo de terreno	$F_G = 1.00$
2. Cálculo do factor de ajustamento dos veículos pesados, $f_{HV}$	$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$ $f_{HV} = \frac{1}{1 + 0.037(1.1 - 1) + 0(1 - 1)} = 0.996$
3. Cálculo do débito em unidades de veículos ligeiros	$v_p = \frac{V}{PHF \times f_G \times f_{HV}}$ $v_p = \frac{1460}{1 \times 1 \times 0.996} = 1466 \text{ uvl/h}$
4. Cálculo do maior débito direccional	$v_p \times 0.50 = 1466 \times 0.50 = 733 \text{ uvl/h}$
5. Verificação do débito direccional mais elevado e do débito total da via com valores das capacidades respectivas	$733 < 1700 \text{ uvl/h}$ $1466 < 3200 \text{ uvl/h}$
6. Cálculo da Velocidade em Regime Livre - FFS	$FFS = BFFS - f_{LS} - f_A$ $FFS = 50 - 7.5 - 4 = 38.5 \text{ km/h}$
7. Cálculo da velocidade média de percurso	$ATS = FFS - 0.0125v_p - f_{np}$ $ATS = 38.5 - 0.0125 \times 1466 - 2.3 = 17.88 \text{ km/h}$
8. Determinação do factor de ajustamento devido ao tipo de terreno para o tempo de percurso com atraso	$F_G = 1.00$
9. Cálculo do factor de ajustamento devido aos veículos pesados, $f_{HV}$ , para o tempo de percurso com atraso	$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$ $f_{HV} = \frac{1}{1 + 0.037(1 - 1) + 0(1 - 1)} = 1.0$
10. Cálculo do débito em unidades de veículos ligeiros	$v_p = \frac{V}{PHF \times f_G \times f_{HV}}$ $v_p = \frac{1460}{1 \times 1 \times 1} = 1460 \text{ uvl/h}$
11. Cálculo do maior débito direccional	$V_p \times 0.50 = 1460 \times 0.5 = 730 \text{ uvl/h}$
12. Verificação do débito direccional mais elevado e do débito total da via com valores das capacidades respectivas	$730 < 1700 \text{ uvl/h}$ $1460 < 3200 \text{ uvl/h}$
13. Cálculo da percentagem de tempo de percurso com atraso base	$BPTSF = 100(1 - e^{-0.000879v_p})$ $BPTSF = 100(1 - e^{-0.000879 \times 1460}) = 72.28\%$
14. Cálculo do tempo de percurso com atraso	$PTSF = BPTSF + f_{d/np}$ $PTSF = 72.28 + 7.3 = 79.58\%$
15. Determinação do Nível de Serviço	$ATS = 17.88 \text{ Km/h}$ e $PTSF = 79.58\%$ Nível de Serviço E

Relativamente às ruas com vias múltiplas, o procedimento a seguir na determinação do nível de serviço é apresentado nas tabelas 5.20 a 5.22, e na figura 5.18.

Tabela 5.20 – Dados para determinação do nível de serviço da Avenida do Mar

Via: Avenida do Mar – Ligação A28 – Via Distribuidora Principal	
Via sentido N-P	Via sentido P-N
1820 veic/h - volume da via sentido N-P	1640 veic/h - volume da via sentido P-N
Percentagem de veículos pesados: 2.1%	Percentagem de veículos pesados: 2.8%
Percentagem de veículos de recreio: 0%	Percentagem de veículos de recreio: 0%
Factor de Ponta horária, PHF = 1	Factor de Ponta horária, PHF = 1
Terreno plano	Terreno plano
70 km/h de velocidade base	70 km/h de velocidade base
4.00m de largura da via	3,70m de largura da via
Sem bermas	Sem bermas
Separador central físico	Separador central físico
0 Pontos de acesso	0 Pontos de acesso

Tabela 5.21 – Procedimento de determinação do nível de serviço de uma rua com 4 vias–sentido N-P

Via sentido N-P	
1. Cálculo do factor de ajustamento dos veículos pesados, $f_{HV}$	$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1) + P_R (E_R - 1)}$ $f_{HV} = \frac{1}{1 + 0.021(1.1 - 1) + 0(1 - 1)} = 0.998$
3. Cálculo do débito em unidades de veículos ligeiros	$v_p = \frac{V}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p}$ $v_p = \frac{1820}{1 \times 2 \times 0.998 \times 1} = 912 \text{ uvl/h/via}$
6. Cálculo da Velocidade em Regime Livre - FFS	$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_M - f_A$ $FFS = 70 - 0 - 8.7 - 0 - 0 = 61.3 \text{ Km/h}$
15. Determinação do Nível de Serviço (Figura 5.18)	$v_p=912\text{uvl/h/via}$ e $FFS=61.3\text{Km/h}$ Nível de Serviço C

A figura 5.18 apresenta o gráfico que relaciona o débito (uvl/h) e a velocidade em regime livre (km/h) que permite determinar o nível de serviço de ruas com múltiplas vias.

Tabela 5.22 - Procedimento de determinação do nível de serviço de uma rua com 4 vias - sentido P-N

Via sentido P-N	
1. Cálculo do factor de ajustamento dos veículos pesados, $f_{HV}$	$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$ $f_{HV} = \frac{1}{1 + 0.028(1.1 - 1) + 0(1 - 1)} = 0.997$
3. Cálculo do débito em unidades de veículos ligeiros	$v_p = \frac{V}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p}$ $v_p = \frac{1640}{1 \times 2 \times 0.997 \times 1} = 822 \text{ uvl/h/via}$
6. Cálculo da Velocidade em Regime Livre - FFS	$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_M - f_A$ $FFS = 70 - 0 - 8.7 - 0 - 0 = 61.3 \text{ Km/h}$
15. Determinação do Nível de Serviço (Figura 5.18)	$v_p = 822 \text{ uvl/h/via}$ e $FFS = 61.3 \text{ Km/h}$ Nível de Serviço C

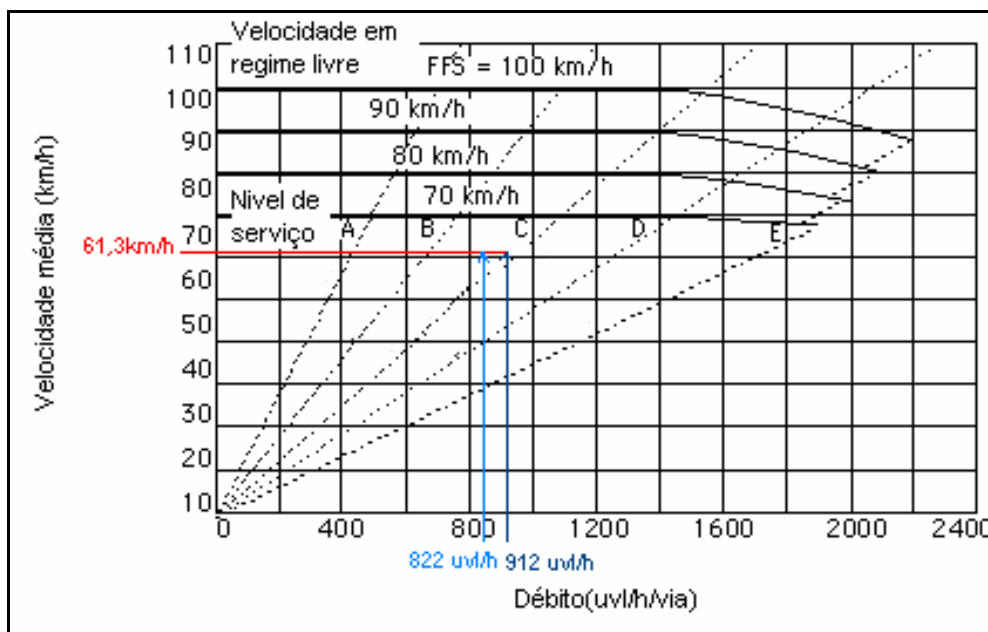


Figura 5.18 – Definição do nível de serviço - Relação entre Débito Vs Velocidade regime livre

As tabelas 5.23 e 5.24 apresentam a metodologia de cálculo de uma via inserida em meio urbano, aplicada à via da antiga EN13, por se tratar de uma via com interseções semaforizadas com espaçamentos inferiores a 3.2km. A aplicação desta metodologia nestas vias é mais indicada que a anterior, por contabilizar os atrasos ocorridos nas interseções semaforizadas existentes, ao contrário das restantes metodologias, onde os principais factores que influenciam o desempenho das vias são as características físicas das mesmas e as características do tráfego.

Inicialmente é necessário estimar o débito de saturação das correntes de tráfego dos segmentos em estudo. A tabela 5.23 apresenta as etapas de cálculo dos débitos de saturação, para as correntes de tráfego em estudo.

Tabela 5.23 – Procedimento para determinação do débito de saturação das vias

Parâmetro	Expressão	Segmento			
		1	2	3	4
$s_0$ (veic/h/via)	Considera-se 1700 veic/h/via, uma vez que se trata de uma via urbana com uma velocidade em regime livre baixa, de 50km/h	1700	1700	1700	1700
Largura da via	$f_w = 1 + \frac{W - 3,6}{9}$	0,977	0,977	0,933	0,977
Veículos pesados	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \%HV(E_T - 1)}$ %HV=3,7 $E_T=2,0$	0,996	0,996	0,996	0,996
Declive	$f_g = 1 - \frac{\%G}{200}$ G=0%, em todos os segmentos	1	1	1	1
Estacionamento	$f_p = \frac{N - 0,1 - \frac{18N_m}{3600}}{N}$ Segmentos 1, 2 e 3: sem estacionamento Segmento 4: 10 estacionamentos por hora	1	1	1	0,85
Autocarros	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14,4N_B}{3600}}{N}$ Considera-se paragem de 2 autocarros por hora, em cada segmento	0,992	0,992	0,992	0,992
Tipo de área	$f_a = 0,90$ , pois trata-se do centro urbano	0,90	0,90	0,90	0,90
Distribuição nas vias	$f_{LU} = \frac{v_g}{(v_{g1}N)}$	1	1	1	1
Viragens esquerda	Via partilhada: $f_{LT} = \frac{1}{1,0 + 0,05P_{LT}}$ Segmento 1: considera-se 10% de viragens Segmentos 2, 3 e 4: Proibida viragem à esquerda	0,995	1	1	1
Viragens direita	Via partilhada: $f_{RT} = 1,0 - (0,15)P_{RT}$ Segmentos 1, 2, 3 e 4: Considera-se 15% de viragens à direita	0,993	0,993	0,993	0,993
Bloqueio de peões e bicicletas	Considera-se que não existem bloqueios de peões e bicicletas, nas viragens	1	1	1	1
Débito de saturação	$S = s_0 \cdot N \cdot f_w \cdot f_{HV} \cdot f_g \cdot f_p \cdot f_{bb} \cdot f_a \cdot f_{LU} \cdot f_{LT} \cdot f_{RT} \cdot f_{Lpb} \cdot f_{Rpb}$	1460	1467	1400	1247

Seguidamente apresenta-se, na tabela 5.24, as etapas de cálculo da velocidade média de percurso dos quatro segmentos, que permitirá determinar o nível de serviço da via em estudo.

Tabela 5.24 – Procedimento de determinação do nível de serviço em ruas com cruzamentos semaforicos

Determinação do Nível de Serviço	Segmentos			
	1	2	3	4
Parâmetro				
Ciclo, C (s)	86	50	50	50
Verde, g (s)	38	26	26	26
Verde efectivo, g/C	0,44	0,52	0,52	0,52
Débito, v (uvl/h)	760	760	760	760
Capacidade, c (uvl/h)	1460	1467	1400	1247
Rácio v/c, X	0,52	0,52	0,54	0,61
Tipo de viagem	3	3	3	3
Comprimento do segmento, L (km)	1000	500	200	250
Fila de espera inicial, Q <sub>b</sub> (veic)	0	0	0	0
Classe da via urbana	II	II	II	II
Velocidade em regime livre (FFS) (km/h)	50	50	50	50
Tempo de percurso, T <sub>R</sub> (s)	69	74,25	87	87,4
Atraso Uniforme, d <sub>1</sub> (s)				
$d_1 = \frac{0,5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(L, X) \frac{g}{C}\right]}$	17,49	7,89	8,01	8,44
Incremento ao atraso (k)	0,5	0,50	0,50	0,50
Ajustamento ao atraso incremental (l)	1,0	0,84	0,84	0,82
Incremento ao Atraso, d <sub>2</sub> (s)				
$d_2 = 900T \left[ (X-1) + \sqrt{(X-1)^2 + \frac{8kLX}{cT}} \right]$	1,33	1,11	1,26	1,83
Atraso da fila de espera inicial, d <sub>3</sub> (s)				
$d_3 = \frac{1800Q_b(1+u)t}{cT}$	0,0	0,0	0,0	0,0
Factor de ajustamento da progressão, PF	1,0	1,0	1,0	1,0
Atraso, d (s)				
$d = d_1(PF) + d_2 + d_3$	18,82	9	9,27	10,27
Tempo de percurso do segmento ST (s)				
$ST = T_R + d + \text{outros atrasos}$	87,82	83,25	96,27	97,67
Velocidade de percurso do segmento, S <sub>A</sub> (km/h)				
$S_A = \frac{3600L}{ST}$	41,0	21,62	7,48	9,21
Nível de serviço do segmento	C	F	F	F
Tempo total da viagem = ΣST	365,01			
Comprimento total = ΣL (km)	1,950			
Velocidade de percurso total				
$S_A = \frac{3600\Sigma L}{\Sigma ST}$	19,23			
Nível de serviço da via	F			

Os segmentos 1, 2, 3 e 4 correspondem às vias mais centrais da área urbana, especificamente às vias da rua Almirante Reis, praça do Almada, rua Paulo Barreto e praça Marquês de Pombal. As

ultimas três vias possuem um nível de desempenho muito fraco, nível de serviço F, o que reflete também o congestionamento das vias mais centrais, como atrás referido.

As tabelas 5.25, 5.26 e 5.27 apresentam os parâmetros que permitem definir o nível de serviço de cada via em estudo, assim como o nível de serviço das vias no pico de tráfego semanal.

O anexo 10 descreve todos os passos necessários para determinar os parâmetros apresentados nestas tabelas, com base na metodologia do HCM2000 (TRB, 2000) mais indicada, em função do tipo de via.

Tabela 5.25 – Nível de serviço das estradas com 2 vias

Tipo de via	Via	Velocidade média de percurso - ATS (Km/h)	Tempo de Percurso com atraso – PTSF (%)	Nível de Serviço
Distribuidora Principal	EN13 (Ligação à Avenida do Mar)	10,24 Km/h	88,46%	E
	EN13 (Antes Cruzam. R. José André)	19,23 Km/h	78,17%	E
	Rua da Caverneira	19,45km/h	83,55%	E
	EN13 (Rua Almirante Reis)	41,0km/h	-	C
	EN206	19,98 Km/h	73,98%	E
Distribuidora Local	Rua Sacra Família	-	79,58%	D
	Rua Almeida Brandão	-	57,59%	C
	Via General Humberto Delgado	-	79,58%	D
	Rua D. Maria	-	81,31%	D
	Rua Bonitos Amorim (Direcção Modelo)	-	74,26%	D
	Rua Bonitos Amorim (Direcção Hospital)	-	72,77%	D
	Rua Repatriamento dos Poveiros	-	67,51%	C

Tabela 5.26 – Nível de serviço das estradas com 4 vias

Tipo de Via	Via	Velocidade em regime livre (Km/h)	Volume de tráfego por via (uvl/h)	Nível de Serviço
Colectora	Avenida do Mar (Ligação à A28)	61,3Km/h	912uvl/h/via	C
			822 uvl/h/via	
Distribuidora Principal	Avenida 25 de Abril	37,3Km/h	271uvl/h/via	B
			481 uvl/h/via	C
	Avenida do Mar	35,7Km/h	651uvl/h/via	D
			721 uvl/h/via	

Tabela 5.27 – Nível de serviço das estradas com 3 vias

Tipo de via	Via	Sentido	Tempo de Percurso com atraso PTSF (%)	Volume de tráfego por via (uvl/h)	Velocidade em regime livre FFS (Km/h)	Nível de Serviço
Distribuidora Local	Avenida Vasco da Gama	N-P	93,75%	-	-	E
		P-N	-	601 uvl/h/via	39,20Km/h	D

A tabela 5.28 apresenta o nível de ocupação das vias e o nível de serviço das mesmas. Através da sua análise é possível constatar que nem sempre as vias com maior ocupação possuem um nível de serviço inferior.

Tabela 5.28 – Nível de ocupação e nível de serviço das vias

Tipo	Via	Débito uvl/h	Design Manual for Roads and Bridges		Nível de serviço das vias Segundo HCM2000
			Capacidade	% Ocupação	
C/UAP1	Ligação à A28	1820,0	3700	49	C
		1640,0	3700	44	
DP/UAP3	Rua da Caverneira	860,0	1450	59	E
		940,0	1450	65	
	Rua Almirante Reis - N13 (Fronteira Vila do Conde)	700,0	1100	64	C
		760,0	1100	69	
	EN206	480,0	1150	42	E
		760,0	1150	66	
	Avenida 25 de Abril	540,0	2550	21	C
		960,0	2550	38	
	Avenida do Mar	1300,0	2550	51	D
		1440,0	2550	56	
	EN13 (Ligação à Avenida do Mar)	1060,0	1050	101	E
		1080,0	2200	49	
EN13 (Antes Cruzamento Rua José André)	660,0	1250	53	E	
	820,0	1250	66		
DL/UAP4	Rua Sacra Família	860,0	850	101	D
		800,0	850	94	
	Rua Almeida Brandão	320,0	800	40	C
		220,0	800	28	
	Via General Humberto Delgado	720,0	950	76	D
		740,0	950	78	
	Rua D. Maria	920,0	1000	92	D
		600,0	1000	60	
	Rua Bonitos Amorim (Direcção Modelo)	660,0	800	83	D
		600,0	800	75	
	Rua Bonitos Amorim (Direcção Hospital)	720,0	800	90	D
		480,0	800	60	
	Avenida Vasco da Gama	900,0	900	100	D
		1200,0	1450	83	
Rua Repatriamento dos Poveiros	440,0	1150	38	C	
	600,0	1150	52		

Fonte: Modelos adoptados DMRB (1999) e TRB (2000)

Da análise da tabela é possível constatar a existência de vias com um nível de ocupação média, que apresentam um baixo nível de serviço. Tal facto deve-se fundamentalmente às limitações das vias para desempenharem a função que lhes foi atribuída. No caso particular da rua da Caverneira, EN206 e EN13, são vias inseridas num meio urbano bastante consolidado, cujas velocidades praticadas são bastante reduzidas para as funções que a via desempenha. Tais limitações reflectem-se no nível de serviço da via, já que o parâmetro velocidade de percurso é para as vias distribuidoras principais um dos principais factores que determinam o nível de desempenho das mesmas.

É por isso fundamental encontrar soluções em que a função das vias sejam compatíveis com o ambiente urbano em que estão inseridas, evitando assim maus níveis de serviço das mesmas, bem como comportamentos dos condutores inadequados para meio urbano, como velocidades excessivas.

#### **5.3.5.6. Avaliação da Capacidade de cruzamentos tipo**

Uma vez que na área urbana os pontos mais críticos da rede viária são as intersecções, optou-se por efectuar um breve estudo sobre o nível de desempenho de 3 tipos de cruzamentos diferentes. Assim, na área em estudo, avaliou-se quais os três cruzamentos a analisar, com base na tipologia do mesmo e na sua localização na área em estudo. Desta análise, concluiu-se que as intersecções a estudar seriam as apresentadas na figura 5.19.

Definidas as intersecções a estudar, efectuaram-se novamente contagens classificadas de tráfego, em cada uma das intersecções, no período de tráfego semanal, já identificado. Assim, para cada intersecção efectuou-se contagens em períodos de 5 minutos, ao longo dos 30 minutos mais saturados. Os resultados dessa contagem encontram-se no anexo 11.

Além das contagens, foi também necessário recolher dados sobre as características físicas e funcionais da intersecção, especificamente as dimensões da mesma, os tempos da sinalização semafórica e a existência de tráfego pedonal que justificasse o seu estudo.



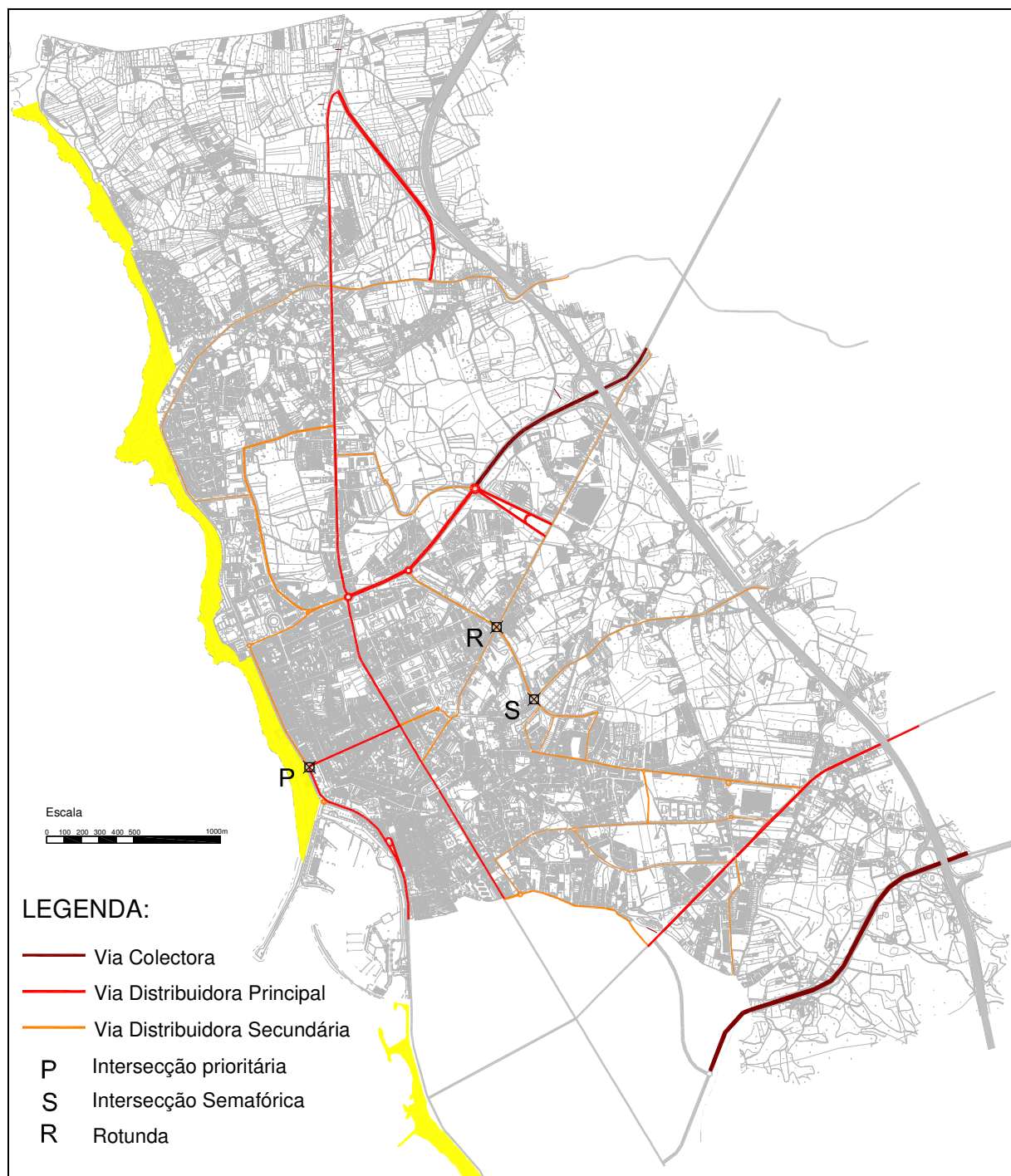


Figura 5.19 – Localização das intersecções analisadas

De seguida, analisa-se cada um dos cruzamentos atrás referidos, de acordo com as técnicas apresentadas no HCM (TRB, 2000) mais indicadas para cada tipo de cruzamento.

### 5.3.5.6.1. Intersecção prioritária

Na análise da intersecção prioritária efectuou-se inicialmente a recolha de dados *in loco*. Foi indispensável a recolha de informação sobre o tráfego da intersecção, designadamente o volume e tipo de tráfego. A tabela 5.29 apresenta os dados da intersecção prioritária para determinação do nível de serviço. A figura 5.20 apresenta a geometria da intersecção e os movimentos de tráfego existentes.

Tabela 5.29 – Dados da intersecção prioritária

<b>Localização: Intersecção da Avenida dos banhos e Avenida Mousinho de Albuquerque</b>
Dados:
Intersecção de 3 ramos
1 via em cada sentido na via prioritária
1 via em cada sentido na via não prioritária
Ausência de sinais semafóricos nos cruzamentos contíguos
Presença significativa de peões (Zona Balnear)
Declive das vias: 0%
Período de análise: Pico de tráfego da tarde – 18h10:18h15

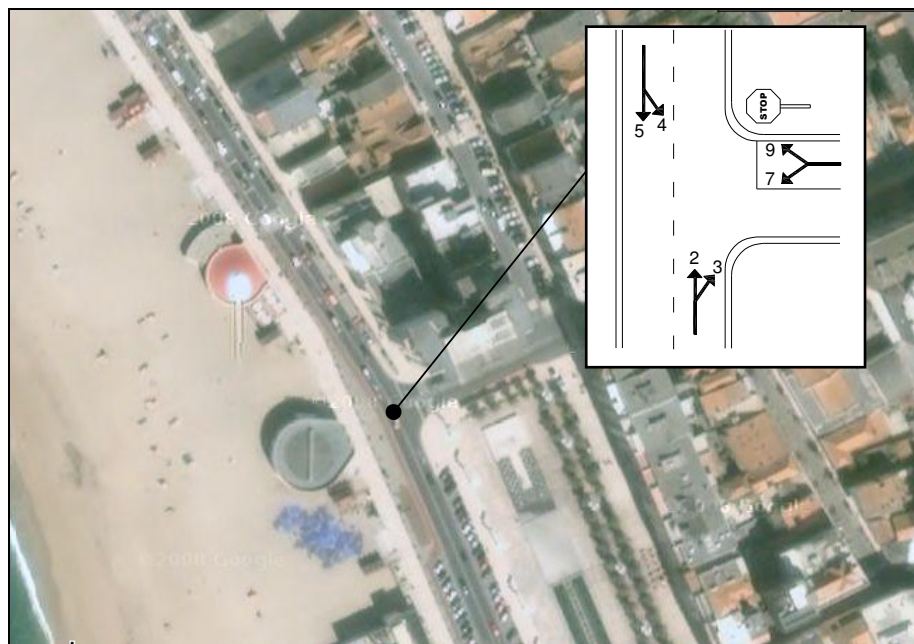


Figura 5.20 – Geometria e movimentos de tráfego da intersecção prioritária

A metodologia de análise do nível de serviço da intersecção prioritária é seguidamente analisada, com descrição de cada um dos passos. As tabelas 5.30 a 5.36 descrevem pormenorizadamente todos os parâmetros de análise e as considerações tomadas.

**Passo 1: Volumes de tráfego e Factores de Ajustamento**

A tabela 5.30 apresenta os volumes de tráfego de veículos e peões de cada movimento direccional da intersecção prioritária, assim como os principais factores de ajustamento a aplicar na determinação do nível de serviço da intersecção.

Tabela 5.30 – Volumes de veículos e ajustamentos

Movimento	Volumes de veículos e ajustamentos											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Volume de veículos no período de 5 min (veic)	-	35	7	10	31	-	2	-	4	-	-	-
Factor de hora de ponta, FPH	-	1	1	1	1	-	1	-	1	-	-	-
Débito horário (veic/h)	-	420	84	120	372	-	24	-	48	-	-	-
Proporção de veículos pesados, $P_{HV}$ (%)	-	5,3	0	0	3,2	-	0	-	0	-	-	-
Movimento	Volume de peões e factores de ajustamento											
	13			14			15			16		
Nº bloqueios devido a atravessamento de grupos de peões, por hora	20			25			22			-		
Largura da via, w (m)	3,5			3			3,5			-		
Velocidade pedonal de atravessamento, $S_p$ (m/s)	1,2			1,2			1,2			-		
Factor de bloqueio pedonal, $f_p$	0,016			0,017			0,018			-		
Probabilidade de não ocorrer bloqueio	0,984			0,983			0,982			-		

**Passo 2: Intervalo Critico e Intervalo Mínimo**

Os intervalos crítico e mínimo são calculados com base nas expressões 3.32 e 3.33, respectivamente, apresentadas no capítulo 3.

As tabelas 5.31 e 5.32 apresentam os dados e a metodologia para determinar o intervalo critico e o intervalo mínimo, respectivamente.

Tabela 5.31 – Determinação do intervalo crítico

Movimento	Viragem esq. Prioritária		Viragem dir. não Prioritária		Atravessamento não prioritário		Viragem esq. não Prioritária	
	1	4	9	12	8	11	7	10
Tc,base	-	4,1	6,2	-	-	-	7,1	-
Factor ajust. Veic. Pesados, $t_{c,HV}$	-	1	1	-	-	-	1	-
Proporção de veículos pesados, PHV	-	0	0	-	-	-	0	-
Factor de ajustamento devido à inclinação das vias, $t_{c,G}$	-		0,1	-	-	-	0,2	-
Declive da via, G (%)	-	0	0	-	-	-	0	-
Factor de ajustamento para atravessamento por fases, $t_{c,T}$ (s)	-	0	0	-	-	-	0	-
Factor de ajustamento devido à geometria, $t_{3,LT}$	-	0	0	-	-	-	0,7	-
Intervalo crítico de passagem, $t_c$ (s)	-	4,100	6,200	-	-	-	6,400	-

Tabela 5.32 – Determinação do intervalo mínimo

Movimento	Viragem esq. Prioritária		Viragem dir. não Prioritária		Atravessamento não prioritário		Viragem esq. não Prioritária	
	1	4	9	12	8	11	7	10
$T_{f,base}$ (s)	-	2,2	3,3	-	-	-	3,5	-
Factor ajustam. Veic. Pesados, $t_{f,HV}$	-	1	1	-	-	-	1	-
Proporção de veículos pesados, PHV	-	0	0	-	-	-	0	-
Intervalo mínimo passagem, $t_f$ (s)	-	2,2	3,3	-	-	-	3,5	-

### Passo 3: Volumes conflituantes de tráfego

Recorrendo à tabela 3.39, do capítulo 3, determina-se os volumes de tráfego conflituantes com os movimentos de viragem à esquerda da via principal e com os movimentos não prioritários. A tabela 5.33 apresenta os volumes conflituantes de tráfego para cada movimento direccional.

Tabela 5.33 – Determinação dos volumes de conflito e factores de impedância dos veículos

Movimento	1	4	9	12	8	11	7	10
Volume de conflito do movimento, $V_{c,x}$ (veic/h)	-	504	462	-	-	-	1119	-
$P_{0,j}$	1	0,87	0,92	1	1	1	-	-
Factor de impedância dos veículos do movimento, $V_{c,x}$	1,00	1,00	1,00	1,00	0,87	0,87	0,87	0,80

#### Passo 4: Capacidade dos movimentos

A capacidade real dos movimentos é determinada com base na sua capacidade potencial expressa pela expressão 3.34, e pelos factores de impedância dos veículos e dos peões que conflituam com cada movimento.

Relativamente à impedância dos peões, este depende do número de bloqueios ocorrido pelo atravessamento de grupos de peões, e é determinado pela expressão 3.38. Neste caso, para ser possível determinar este factor, foi necessário recolher dados no terreno, que permitisse avaliar o número de grupos de peões que atravessam no período de hora de ponta.

Quanto à impedância exercida pelos veículos, a mesma é determinada com base na probabilidade de formação de fila de espera. Essa probabilidade, expressa pela expressão 3.36 permite determinar os factores de impedância de cada movimento, apresentados na tabela 3.41, do capítulo 3.

O movimento 4, de viragem à esquerda, por pertencer à via prioritária e estar inserido numa única corrente de tráfego, deve ser analisado tendo em consideração a possível formação de filas de espera na corrente de tráfego principal, devido ao constrangimento provocado quando aguardam por um intervalo aceitável para se inserir na via não prioritária.

Considerando essa possibilidade, os factores  $p_{0,j}$  permitem calcular a probabilidade da não formação de filas de espera na corrente de tráfego principal, quando não existe uma via exclusiva para os movimentos de viragem à esquerda, através da expressão 3.41.

No que diz respeito ao movimento de viragem à esquerda da via secundária, movimento 7, existe à semelhança do anterior, algumas considerações a ter em atenção. Como referido no capítulo 3, a probabilidade do movimento 7 não formar fila de espera, depende das probabilidades dos movimentos de ordem superior não formarem fila de espera, uma vez que estes são os últimos veículos a avançar quando existem filas de espera em todas as vias.

A tabela 5.34 apresenta as capacidades potenciais e reais de cada movimento direccional.

Tabela 5.34 – Determinação da capacidade do movimento

Movimento	1	4	9	12	8	11	7	10
Capacidade potencial do movimento (veic/h)	-	1071	604	-	-	-	231	-
Factor de impedância pedonal	-	0,98	0,97	-	-	-	0,97	-
Capacidade do movimento, (veic/h)	-	1052	583	-	-	-	193	-

#### Passo 5: Capacidade da via

A capacidade das vias corresponde à capacidade do movimento quando existem vias exclusivas para cada movimento direccional. Quando, pelo contrário, existem diferentes movimentos que partilham a

mesma via, esta é determinada com base nos débitos de cada movimento e na capacidade real desses movimentos, através da expressão 3.42. A tabela 5.35 apresenta as capacidades das vias.

Tabela 5.35 – Determinação da capacidade do movimento e das vias

Movimento	1	4	7	8	9	10	11	12
Débito do movimento (veic/h)	-	120	24	-	48	-	-	-
Capacidade do movimento (veic/h)	-	1052	193	-	583	-	-	-
Capacidade real da via, Cm (veic/h) (expressão 3.42)	-	1052	349			-		

### Passo 6: Nível de Serviço

O nível de serviço de cada via é determinado com base no atraso médio dos veículos, como apresentado na tabela 5.36.

No caso das vias não prioritárias, o atraso é determinado através da expressão 3.49, que relaciona os débitos de cada via com a sua capacidade real.

No que diz respeito à via principal, o atraso é determinado com base na expressão 3.52, que considera os atrasos causados pelos movimentos de viragem à esquerda nos restantes veículos da via principal.

Tabela 5.36 – Determinação do nível de serviço das vias

Via	débito v (veic/h)	Cm (veic/h)	v/Cm	Comprimento da fila (veic)	Atraso <sup>(1)</sup> (s/veic)	Atraso <sup>(2)</sup> (s/veic)	Nível de serviço
Movimentos 7, 9	72	349	0,21	1	-	18	C
Movimentos 2, 3	-	-	-	-	-	-	-
Movimentos 4, 5	120	1052	0,11	0	9	1,18	A

(1) Atraso dos veículos nos movimentos de viragem à esquerda (2) Atraso médio dos veículos de cada via

O atraso da intersecção determina-se da através da expressão 3.52, como se apresenta de seguida.

$$d_{\text{int}} = \frac{d_{A,1}v_{A,1} + d_{A,2}v_{A,2}}{v_{A,1} + v_{A,2}} = \frac{18 \times 72 + 1,18 \times 120}{72 + 120} = 7,49s$$

O atraso calculado permite concluir que a intersecção se encontra no nível de serviço A.

#### 5.3.5.6.2. Intersecção Semafórica

Na análise da intersecção semafórica tornou-se fundamental a recolha de dados *in loco*. É indispensável a recolha de informação sobre o tráfego que atravessa a intersecção, como o volume e tipo de tráfego, e dados inerentes ao próprio funcionamento da sinalização semafórica, como os tempos de cada ciclo. Esta informação é compilada nas tabelas apresentadas no anexo 12.

A tabela 5.37 apresenta os dados da intersecção semafórica necessários para avaliar o seu nível de desempenho.

A figura 5.21 apresenta a geometria da intersecção e os movimentos de tráfego existentes.

Tabela 5.37 – Dados da intersecção semafórica

Localização: Intersecção da Via General Humberto Delgado e a Rua Almeida Brandão
Dados:
Sinais semafóricos de tempos fixos
Ciclo com 3 fases, com 102 segundos de duração
1ª Fase com 42 segundos de verde (g): movimentos 1, 2, 5 e 6
2ª Fase com 22 segundos de verde (g): movimentos 7, 8 e 9
3ª Fase com 22 segundos de verde (g): movimentos 10 e 12
Tempo de amarelo (A): 3 segundos
Tempo de limpeza: 2 segundos
Ausência de peões
Período de análise: Pico de tráfego da tarde – 18h05:18h10



Figura 5.21 – Geometria e movimentos de tráfego da intersecção semafórica

Para avaliar o nível de desempenho da intersecção semafórica uma das etapas fundamentais é a determinação do débito de saturação da mesma. Neste caso, optou-se por realizar uma pesquisa de campo, recorrendo ao método australiano, apresentado no capítulo 3.

Assim, para medir no terreno o débito de saturação, é necessário efectuar o seguinte procedimento, durante 30 ciclos válidos, como se refere no capítulo 3:

- Efectuar a contagem dos veículos que são obrigados a parar, devido ao sinal de vermelho;
- Contar o número de veículos que atravessam o cruzamento nos primeiros 10 segundos de verde, e inseri-los no período inicial;
- Efectuar a contagem dos veículos que foram obrigados a parar, e que atravessam o cruzamento após os 10 segundos iniciais, até ao final do tempo de verde;

- Medir o tempo que os veículos da etapa anterior demoram a atravessar o cruzamento, determinando assim o tempo de saturação;
- Contar o número de veículos que atravessam no tempo de amarelo ou limpeza e que estiveram parados na fila inicial;

Este procedimento permitiu elaborar as tabelas apresentadas no anexo 12, que facilitaram a determinação do débito de saturação para cada corrente de tráfego existente no cruzamento em análise, através da expressão 3.63. O resultado desse procedimento é apresentado no primeiro ponto da tabela 5.38.

A tabela 5.38 apresenta detalhadamente a metodologia de análise do nível de serviço do cruzamento semaforico em estudo.

Tabela 5.38 – Metodologia de análise do nível de serviço na intersecção semaforica

1. Débito de saturação	<p>O débito de saturação é determinado recorrendo ao método australiano, de acordo com o anexo 12.</p> $S(N - S) = 1130 \text{ veic/h}$ $S(S - N) = 1179 \text{ veic/h}$ $S(E - O) = 1200 \text{ veic/h}$ $S(O - E)_{\text{Atrav/Dir}} = 900 \text{ veic/h}$ $S(E - O)_{\text{Esq.}} = 758 \text{ veic/h}$
2. Capacidade da via	$c = s(g / C)$ $c_{N-S} = 1130(42 / 102) = 465 \text{ veic/h}$ $c_{S-N} = 1179(42 / 102) = 485 \text{ veic/h}$ $c_{E-O} = 1800(22 / 102) = 388 \text{ veic/h}$ $c_{O-E(\text{Atrav/Dir})} = 900(22 / 102) = 194 \text{ veic/h}$ $c_{E-O(\text{Esq.})} = 758(22 / 102) = 164 \text{ veic/h}$
3. Rácio V/C	$v / c(N - S) = \frac{(276 + 60)}{465} = 0,723$ $v / c(S - N) = \frac{(588 + 12)}{485} = 1,24$ $v / c(E - O) = \frac{(216 + 12)}{388} = 0,59$ $v / c(O - E_{(\text{Atrav/Dir})}) = \frac{(120 + 60)}{194} = 0,93$ $v / c(O - E_{(\text{Esq.})}) = \frac{60}{164} = 0,37$
4. Determinação da corrente de tráfego crítica em cada fase	<p>Correntes críticas: Corrente de tráfego com maior rácio v/c na fase a que pertence</p> <p>Fase 1: Atravessamento e viragem à esquerda (S-N)</p> <p>Fase 2: Atravessamento e viragem à direita (O-E)</p> <p>Fase 3: Viragem à direita e esquerda (E-O)</p>



Tabela 5.38 (continuação) – Metodologia de análise do nível de serviço no cruzamento semaforico

5. Débito das correntes de tráfego críticas	$v/s(S - N) = \frac{(588+12)}{1179} = 0,51$ $v/s(O - E_{(Atrav/Dir)}) = \frac{(120+60)}{900} = 0,20$ $v/s(E - O) = \frac{(216+12)}{1800} = 0,13$
6. Determinação da Carga do Cruzamento (Y) – Soma dos rácios v/s das correntes críticas	$Y_c = 0,51 + 0,20 + 0,13 = 0,84$
7. Grau de saturação máximo do cruzamento	$X_c = \frac{Y_c * C}{C - L}$ $I_A = I_B = I_C = 3 + 2 = 5s \Rightarrow L = 3 \times 5 = 15s$ $X_c = \frac{0,84 * 102}{102 - 15} = 0,98$
8. Atraso uniforme	$d_1 = \frac{0,5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]}$ $d_1(N - S) = \frac{0,5 * 102 \left(1 - \frac{42}{102}\right)^2}{1 - \left[\min(1; 0,723) \frac{42}{102}\right]} = 25,13$ $d_1(S - N) = \frac{0,5 * 102 \left(1 - \frac{42}{102}\right)^2}{1 - \left[\min(1; 1,24) \frac{42}{102}\right]} = 30,00 \text{ s/veic}$ $d_1(E - O) = \frac{0,5 * 102 \left(1 - \frac{22}{102}\right)^2}{1 - \left[\min(1; 0,59) \frac{22}{102}\right]} = 35,95 \text{ s/veic}$ $d_1(O - E_{(Atrav/Dir)}) = \frac{0,5 * 102 \left(1 - \frac{22}{102}\right)^2}{1 - \left[\min(1; 0,93) \frac{22}{102}\right]} = 39,24 \text{ s/veic}$ $d_1(O - E_{(Esq)}) = \frac{0,5 * 102 \left(1 - \frac{22}{102}\right)^2}{1 - \left[\min(1; 0,37) \frac{22}{102}\right]} = 34,00 \text{ s/veic}$

Tabela 5.38 (continuação) – Metodologia de análise do nível de serviço no cruzamento semafórico

9. Incremento ao atraso	$d_2 = 900T \left[ (X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{cT}} \right]$ $d_2(N - S) = 900 * (1/12) \left[ (0,723 - 1) + \sqrt{(0,723 - 1)^2 + \frac{8 * 0,5 * 1 * 0,723}{465 * (1/12)}} \right] = 8,4 \text{ s/veic}$ $d_2(S - N) = 900 * (1/12) \left[ (1,24 - 1) + \sqrt{(1,24 - 1)^2 + \frac{8 * 0,5 * 1 * 1,24}{485 * (1/12)}} \right] = 49,83 \text{ s/veic}$ $d_2(E - O) = 900 * (1/12) \left[ (0,59 - 1) + \sqrt{(0,59 - 1)^2 + \frac{8 * 0,5 * 1 * 0,59}{388 * (1/12)}} \right] = 6,08 \text{ s/veic}$ $d_2(O - E_{(Atrav/Dir)}) = 900 * (1/12) \left[ (0,93 - 1) + \sqrt{(0,93 - 1)^2 + \frac{8 * 0,5 * 1 * 0,93}{194 * (1/12)}} \right] = 31,1 \text{ s/veic}$ $d_2(O - E_{(Esq)}) = 900 * (1/12) \left[ (0,37 - 1) + \sqrt{(0,37 - 1)^2 + \frac{8 * 0,5 * 1 * 0,37}{164 * (1/12)}} \right] = 6,06 \text{ s/veic}$
10. Atraso da corrente de tráfego	$d = d_1 + d_2 + d_3$ $d(N - S) = 25,13 + 8,40 + 0 = 33,53 \text{ s/veic}$ $d(S - N) = 30,00 + 49,83 = 79,83 \text{ s/veic}$ $d(E - O) = 35,95 + 6,08 = 42,03 \text{ s/veic}$ $d(O - E_{(Atrav/Dir)}) = 39,24 + 31,10 = 70,34 \text{ s/veic}$ $d(O - E_{(Esq)}) = 34,00 + 6,06 = 40,06 \text{ s/veic}$
11. Atraso ponderado por via	$d_A = \frac{\sum (d_A)(V_A)}{\sum V_A}$ $d_{(O-E)} = \frac{(70,34 * 180) + (40,06 * 60)}{180 + 60} = 62,77 \text{ s/veic}$
12. Atraso da intersecção	$d_A = \frac{\sum (d_A)(V_A)}{\sum V_A}$ $d_{Intersecção} = \frac{(62,77 * 240) + (33,53 * 336) + (79,83 * 600) + (42,04 * 228)}{240 + 336 + 600 + 228} = 59,70 \text{ s/veic}$
13. Determinação do nível de serviço das vias	<p>Via (N-S): Nível de Serviço C  Via (S-N): Nível de Serviço E  Via (E-O): Nível de Serviço D  Via (O-E): Nível de Serviço E</p> <p>Intersecção: Nível de Serviço E</p>

### 5.3.5.6.3. Rotunda

Na análise da rotunda efectua-se inicialmente a recolha de dados *in loco*, designadamente o volume e tipo de tráfego, assim como as características geométricas da rotunda. A tabela 5.39 apresenta os dados da rotunda necessários para avaliar o desempenho da mesma.

A figura 5.22 apresenta a geometria da intersecção e os movimentos de tráfego existentes.

Tabela 5.39 – Dados da rotunda

Localização: Intersecção da Rua D. Maria e Rua Bonitos de Amorim
Dados: 1 via em cada sentido em cada um dos ramos de entrada 1 via de circulação na rotunda Ausência de sinais semaforicos nos cruzamentos contíguos Ausência de peões Declive das vias: 0% Período de análise: Pico de tráfego da tarde – 18h15:18h20

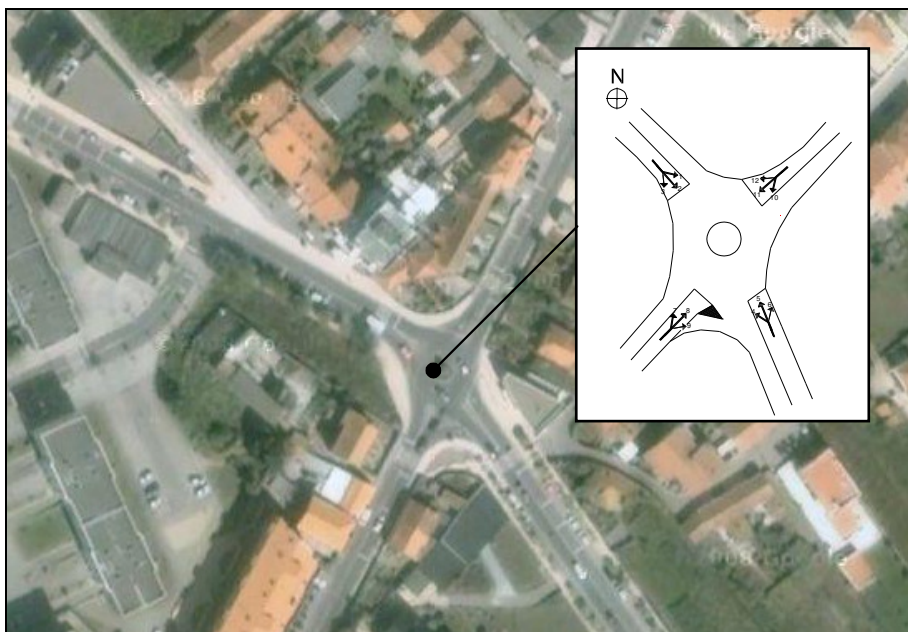


Figura 5.22 – Geometria e movimentos de tráfego da rotunda

#### Passo 1: Volumes de tráfego e Factores de Ajustamento

Recorrendo aos dados de tráfego recolhidos no terreno, apresentados no anexo 13, organiza-se a tabela 5.40, onde se apresenta os débitos dos movimentos de tráfego da rotunda em análise.

Tabela 5.40 – Volumes de tráfego e Factores de Ajustamento

Entrada		Norte	Sul	Oeste	Este
Tráfego de viragem à esquerda	Movimento	v1	v4	v7	v10
	Volume 5min (veic)	14	27	10	10
	Volume, veic/h	168	324	120	120
	PHF	1	1	1	1
	Débito, veic/h	168	324	120	120
Tráfego de passagem	Movimento	v2	v5	v8	v11
	Volume 5min (veic)	27	9	19	20
	Volume, veic/h	324	108	228	240
	PHF	1	1	1	1
	Débito, veic/h	324	108	228	240
Tráfego de viragem à direita	Movimento	v3	v6	v9	v12
	Volume 5min, (veic)	2	20	1	1
	Volume, veic/h	24	240	12	12
	PHF	1	1	1	1
	Débito, veic/h	24	240	12	12

### Passo 2: Volumes de tráfego de chegada

Para cada uma das entradas é calculado o tráfego de chegada, através da soma dos tráfegos de cada movimento direccional. Como na rua Bonitos de Amorim, no sentido Oeste-Este, existe uma segregação da via para o movimento viragem à direita, o tráfego relativo a este movimento, não é inserido no cálculo dos volumes de chegada à rotunda. A tabela 5.41 apresenta os volumes de tráfego de chegada de cada entrada.

Tabela 5.41 – Volumes de tráfego de chegada

Volumes de chegada	Va(veic/h)
$V_{a,N}=V_1+V_2+V_3$	516
$V_{a,S}=V_4+V_5+V_6$	672
$V_{a,O}=V_7+V_8$	348
$V_{a,E}=V_{10}+V_{11}+V_{12}$	372

### Passo 3: Volumes de tráfego conflituante

Para cada entrada é calculado o tráfego que conflitua com os movimentos dessa entrada, e que correspondem aos movimentos que circulam na frente da mesma. Estes são apresentados na tabela 5.42.

Tabela 5.42 – Volumes de tráfego conflituante

Volumes de tráfego conflituante	Vc(veic/h)
$V_{c,N}=V_4+V_{10}+V_{11}$	684
$V_{c,S}=V_1+V_7+V_8$	516
$V_{c,O}=V_1+V_2+V_{10}$	612
$V_{c,E}=V_4+V_5+V_7$	552

## Passo 4: Capacidade das entradas segundo o HCM2000

A capacidade de cada entrada é determinada com base nos volumes de tráfego conflituante, através da expressão 3.55.

Existem 2 tempos mínimos e críticos a ser considerados, conforme se trate de uma visão optimista ou pessimista, e são apresentados na tabela 5.43.

Tabela 5.43 – Volumes de tráfego conflituante

Entrada	Análise	Norte	Sul	Oeste	Este
Capacidade (u.v.l.e)	Optimista	805	922	853	895
	Pessimista	641	744	684	721
v/c	Optimista	0,64	0,73	0,41	0,42
	Pessimista	0,80	0,90	0,51	0,52

## Passo 5: Capacidade das entradas segundo a Metodologia TRL

Usando a expressão 3.56 determina-se a capacidade de cada uma das entradas da rotunda, com base nos volumes de conflito e nas características geométricas das entradas e da rotunda. As capacidades das entradas são apresentadas na tabela 5.44.

Tabela 5.44 – Capacidade das entradas segundo a Metodologia TRL

Entrada	Norte	Sul	Oeste	Este
Largura da via na aproximação da rotunda - v	4	4	4	4
Comprimento médio efectivo do leque - l'	10	6	15	10
Largura efectiva da entrada - e	6	6	4,8	6
Diâmetro do círculo inscrito - DCI	20	20	20	20
Raio da entrada - r	20	12	10	13
Ângulo da entrada - $\Phi$	59	56	48	58
S	0,320	0,533	0,085	0,320
X2	5,220	4,968	4,683	5,220
M	0,018	0,018	0,018	0,018
tp	1,509	1,509	1,509	1,509
fc	0,617	0,602	0,585	0,617
F	1581,512	1505,226	1419,062	1581,512
K	0,899	0,877	0,889	0,877
Capacidades da entrada, Qe (expressão 3.56)	1043	1048	974	1055
Volumes de tráfego em cada entrada (veic/h)	516	672	348	372
Rácio v/c	0,49	0,64	0,36	0,35

Da análise das duas metodologias aplicadas na determinação da capacidade da rotunda, conclui-se que, apesar de apresentarem resultados diferentes, convergem no facto de considerarem que as entradas norte e sul são as mais saturadas, e de no global, a intersecção manter um bom nível de desempenho.

## Passo 6: Determinação do nível de serviço da intersecção

Uma vez que as referencias bibliográficas usadas não referem uma metodologia para determinação do nível de serviço das rotundas, à semelhança da metodologia usada para cruzamentos prioritários, por analogia a este tipo de cruzamentos, usou-se esse método para determinar o nível de serviço da rotunda. Para tal, teve-se em consideração que todas as entradas são consideradas como movimentos não prioritários, já que estas perdem prioridade para os veículos que circulam na rotunda. Os dados da capacidade das vias inseridos para determinar o nível de serviço, foram os resultantes da metodologia HCM2000, na análise pessimista. A tabela 5.45 apresenta a metodologia TRL para determinação da capacidade das entradas da rotunda.

Tabela 5.45 – Capacidade das entradas segundo a Metodologia TRL

<p>1. Determinação do atraso médio por veículo, nas entradas da rotunda, usando a expressão 3.49, já que todas as entradas têm igual prioridade</p>	$d = \frac{3600}{C_{m,x}} + 900T \left[ \frac{v_x}{C_{m,x}} - 1 + \sqrt{\left( \frac{v_x}{C_{m,x}} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{C_{m,x}} \right) \left( \frac{v_x}{C_{m,x}} \right)}{450T}} \right] + 5$ $d_N = \frac{3600}{641} + 900(5/60) \left[ \frac{516}{641} - 1 + \sqrt{\left( \frac{516}{641} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{641} \right) \left( \frac{516}{641} \right)}{450(5/60)}} \right] + 5 = 25,85s$ $d_S = \frac{3600}{744} + 900(5/60) \left[ \frac{672}{744} - 1 + \sqrt{\left( \frac{672}{744} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{744} \right) \left( \frac{672}{744} \right)}{450(5/60)}} \right] + 5 = 29,19s$ $d_O = \frac{3600}{684} + 900(5/60) \left[ \frac{348}{684} - 1 + \sqrt{\left( \frac{348}{684} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{684} \right) \left( \frac{348}{684} \right)}{450(5/60)}} \right] + 5 = 15,36s$ $d_E = \frac{3600}{721} + 900(5/60) \left[ \frac{372}{721} - 1 + \sqrt{\left( \frac{372}{721} - 1 \right)^2 + \frac{\left( \frac{3600}{721} \right) \left( \frac{372}{721} \right)}{450(5/60)}} \right] + 5 = 14,87s$
<p>2. Determinação do nível de serviço de cada entrada,</p>	<p>Entrada Norte: Nível de serviço D  Entrada Sul: Nível de serviço D  Entrada Oeste: Nível de serviço C  Entrada Este: Nível de serviço B</p>
<p>3. Determinação do atraso da Rotunda, usando a expressão 3.51, e o nível de serviço respectivo</p>	$d_{\text{int}} = \frac{d_{A,1}v_{A,1} + d_{A,2}v_{A,2} + d_{A,3}v_{A,3} + d_{A,4}v_{A,4}}{v_{A,1} + v_{A,2} + v_{A,3} + v_{A,4}}$ $d_{\text{int}} = \frac{25,85 \times 516 + 29,19 \times 672 + 15,36 \times 348 + 14,87 \times 372}{516 + 672 + 348 + 372} = 22,97s$ <p>Nível de serviço C</p>

**5.3.5.3.3. Evolução do tráfego na última década**

Alguns dos postos de contagem de tráfego das vias, anteriormente citados, foram sujeitos a contagens realizadas em estudos anteriores, designadamente o estudo de tráfego realizado no âmbito do projecto da Avenida 25 de Abril e o Estudo Sectorial de Circulação do Plano de Urbanização. Pelo facto de nesses estudos os coeficientes de equivalência do tráfego adoptados serem diferentes dos adoptados neste estudo, tornou-se necessário proceder a uma nova homogeneização do tráfego, para se poder confrontar os valores registados em ambos os estudos. Assim, a tabela 5.46 apresenta os volumes de tráfego homogeneizados de acordo com os seguintes coeficientes de homogeneização:

Automóveis – 1,00

Comerciais ligeiros – 2,00

Comerciais pesados – 3,00

Autocarros – 3,00

Tabela 5.46 – Volumes de tráfego instalado nas vias, usando novos factores de homogeneização

Via	Sentido	Volume (uvl)	Volume (uvl) + 10%	Volume (uvl) (arred)	Débito (uvl/hora)
EN13 (Rua Almirante Reis)	N-S	170	187	190	760
	S-N	186	205	205	820
EN206	N-P	117	129	130	520
	P-N	188	207	210	840
Rua Sacra Família	N-P	210	231	235	520
	P-N	193	212	215	840
Rua Almeida Brandão	N-P	76	84	84	336
	P-N	52	57	57	228
Avenida do Mar (Ligação à A28)	N-P	445	490	490	1960
	P-N	397	437	440	1760
Avenida do Mar	N-P	320	352	355	1420
	P-N	349	384	385	1540
Avenida Vasco da Gama	N-P	214	235	235	940
	P-N	289	318	320	1280
EN13 (Ligação à Avenida do Mar)	N-S	256	282	285	1140
	S-N	262	288	290	1160
EN13 (Antes Cruzamento Rua José André)	N-S	161	177	180	720
	S-N	206	227	230	920
Rua Repatriamento dos Poveiros	N-S	102	112	115	460
	S-N	144	158	160	640

Relativamente ao estudo de tráfego realizado no âmbito do projecto da Avenida 25 de Abril em Janeiro 1997, realizaram-se contagens ao longo de um dia da semana, entre as 7 e as 20 horas, nos diversos postos de contagem. Uma vez que o objectivo deste ponto é analisar a evolução verificada nos volumes de tráfego entre 1997 e 2007, os valores apresentados na tabela 5.47, correspondem aos volumes de tráfego na hora de ponta da tarde e não aos picos diários de tráfego. No entanto, e tal como seria de prever, estes valores correspondem também aos picos de tráfego, exceptuando nos casos da Rua Almeida Brandão no sentido Nascente-Poente e na EN13 (fronteira com Vila do

Conde), no sentido Norte-Sul, cujos valores de pico diário de tráfego correspondem à hora de ponta do almoço e são ligeiramente superiores aos apresentados na tabela.

Tabela 5.47 – Evolução dos volumes de tráfego instalado nas vias entre 1997 e 2007

Via	Sentido	1997 Volume (uvl/h)	2007 Volume (uvl/h)	Evolução (%)
EN206	N-P	227	520	129
	P-N	448	840	88
Rua Sacra Família	N-P	395	520	32
	P-N	498	840	69
Rua Almeida Brandão	N-P	206	336	63
	P-N	205	228	11
Avenida do Mar	N-P	577	1420	146
	P-N	509	1540	203
Avenida Vasco da Gama	N-P	643	940	46
	P-N	814	1280	57
EN13 (Fronteira Vila do Conde – Rua Almirante Reis)	N-S	768	760	-1
	S-N	655	820	25
EN13 (Ligação à Avenida do Mar)	N-S	829	1140	38
	S-N	1067	1160	9

Como se pode observar na tabela 5.47, ocorreu, como era esperado, um aumento do tráfego entre 1997 e 2007. Algumas das vias, nomeadamente a EN206 no sentido Nascente-Poente e a Avenida do Mar, em ambos os sentidos, tiveram um aumento superior a 100% no tráfego instalado. Uma das justificações encontradas para esta ocorrência prende-se com o facto das zonas onde estas vias se encontram, terem sofrido na última década um aumento considerável de área edificada, provocando, assim, uma maior afluência de pessoas, e conseqüentemente, um aumento da circulação de veículos nessas zonas. Relativamente à Avenida do Mar, pode-se dizer também, que por se tratar da principal via de acesso à A28, o volume de tráfego aumentou significativamente, possivelmente, devido a um aumento das deslocações para fora da área urbana na última década. Constata-se também, que a via que menor evolução apresenta neste período é a EN13, provavelmente pelo facto desta estar, já em 1997, bastante condicionada.



**5.3.5.5.4. Evolução do tráfego entre o período sazonal de Inverno e Verão**

No Estudo Sectorial de Circulação do Plano de Urbanização, realizado em 2000, foram efectuadas contagens de tráfego, durante o mês de Agosto, nos postos apresentados na tabela 5.48, 5.49 e 5.50. Nesse estudo, realizaram-se contagens nos vários postos de contagem durante os períodos relativos às horas de ponta da manhã, entre as 8.30h e as 10.30h, do almoço, entre as 13.30 e as 15.30 e da tarde, entre as 17.30 e as 19.30.

Uma vez que as contagens de tráfego para esse estudo decorreram durante o Verão, proceder-se-á, de seguida, à análise da evolução verificada entre as contagens efectuadas nesse estudo e no estudo realizado no Inverno de 1997. Existe uma diferença temporal de 3 anos entre estes estudos, no entanto, considera-se que a evolução anual verificada neste período não é significativa e proceder-se-á à análise da evolução existente no tráfego nos períodos sazonais do Inverno e Verão, nos períodos correspondentes à hora de ponta da manhã (HPM), hora de ponta do almoço (HPA) e hora de ponta da tarde (HPT).

Tabela 5.48 – Evolução do Tráfego entre o Inverno e o Verão, na hora de ponta da manhã.

Volume de tráfego na HPM em uvl/h				
Via	Sentido	Estudo 1997 Inverno	PU 2000 Verão	Evolução (%)
Rua Sacra Família	N-P	317	506	60
	P-N	287	450	57
Rua Almeida Brandão	N-P	181	212	17
	P-N	142	174	23
Avenida do Mar	N-P	435	752	73
	P-N	712	1253	76
EN13 (Ligação à Avenida do Mar)	N-S	637	573	-10
	S-N	554	615	11
EN13 (Fronteira Vila do Conde)	N-S	682	417	-39
	S-N	358	603	68

Tabela 5.49 – Evolução do Tráfego entre o Inverno e o Verão, na hora de ponta do almoço.

Volume de tráfego na HPA em uvl/h				
Via	Sentido	Estudo 1997	PU 2000	Evolução (%)
Rua Sacra Família	N-P	417	594	42
	P-N	407	660	62
Rua Almeida Brandão	N-P	186	232	25
	P-N	168	164	-2
Avenida do Mar	N-P	487	950	95
	P-N	631	1178	87
EN13 (Ligação à Avenida do Mar)	N-S	655	659	1
	S-N	502	579	15
EN13 (Fronteira Vila do Conde)	N-S	766	609	-20
	S-N	586	684	17

Tabela 5.50 – Evolução do Tráfego entre o Inverno e o Verão, na hora de ponta da tarde.

Volume de tráfego na HPT em uvl/h				
Via	Sentido	Estudo 1997	PU 2000	Evolução (%)
Rua Sacra Família	N-P	395	476	21
	P-N	498	729	46
Rua Almeida Brandão	N-P	172	221	28
	P-N	190	263	38
Avenida do Mar	N-P	741	1341	81
	P-N	687	2111	207
EN13 (Ligação à Avenida do Mar)	N-S	660	391	-41
	S-N	1074	722	-33
EN13 (Fronteira Vila do Conde)	N-S	768	748	-3
	S-N	655	596	-9

As tabelas anteriores permitem concluir que o facto da Póvoa de Varzim ser uma zona turístico-balnear não é sinónimo de um aumento generalizado do tráfego em toda a extensão da rede viária urbana no período do Verão.

Constatou-se, que apenas a Avenida do Mar possui um aumento sempre superior a 50% relativamente ao tráfego de Inverno. Isto deve-se ao facto de esta via ser a principal ligação da zona urbana da Póvoa de Varzim à A28, e de nesta época, esta via ser bastante utilizada como acesso à zona balnear Poveira, por veículos oriundos de freguesias e concelhos vizinhos.

Em algumas situações, nomeadamente na EN13, ocorre uma ligeira diminuição do tráfego entre estes períodos, talvez porque esta via é predominantemente usada como acesso à zona mais central da cidade, onde se situam os principais equipamentos, bens e serviços, que devido ao período de férias têm, neste época, menor afluência de pessoas, e conseqüentemente, menor afluência de veículos a essas zonas.

### **5.3.6. Identificação de fragilidades na rede**

Ao longo do estudo foram identificadas as principais disfunções existentes na rede viária o que provoca estrangimentos ao normal funcionamento da mesma e conseqüentemente à fluidez e segurança do tráfego. Essas disfunções são apresentadas neste ponto, onde são descritas e para as quais se identifica a principal causa e se localiza na área em análise.

#### **5.3.6.1. Identificação das principais disfunções verificadas**

##### **Rotunda de São Brás**

Disfunção verificada: Congestionamento sistemático da saída da rotunda, devido ao curto comprimento de stockagem existente e ao volume de tráfego verificado em hora de ponta na rotunda e na rua Almirante Reis, que dificulta a entrada nesta via, dos veículos não prioritários. A figura 5.23 apresenta a localização da rotunda bem como as filas de espera existentes em hora de ponta devido a este estrangimento.



Figura 5.23 – Rotunda de São Brás

A principal causa para este problema prende-se com a descontinuidade verificada na rede viária, que para as zonas de Matriz/Mariadeira, Grandra e Argivai (A) sugere como itinerário principal a passagem por esta rotunda quando se tem por destino as zonas Sul e Centro (B). Existem apenas duas alternativas ao itinerário apresentado, um cruzamento semaforizado a cerca de 800 metros a sul, já no concelho de Vila do Conde, como se apresenta na figura 5.24 e um segundo, a cerca de 600 metros a norte, apresentado na figura 5.25.



Figura 5.24 – Intersecção semafórica - alternativa à Rotunda de S. Brás

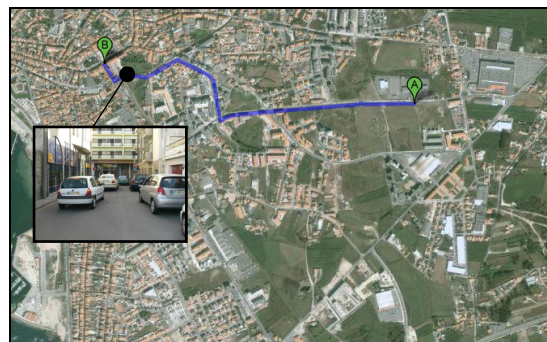


Figura 5.25 – Intersecção prioritária – alternativa à Rotunda de S.Brás

### Cruzamento Rua Gomes de Amorim e Rua Major Mota

Disfunção verificada: Congestionamento sistemático da rotunda, devido ao volume de tráfego verificado em hora de ponta, e ao facto de no cruzamento contíguo existir um elevado número de viragens à esquerda. Os veículos que pretendem mudar de direcção obrigam os restantes veículos a aguardar em fila de espera, até que este tenha um intervalo aceitável para se inserir na via secundária, provocando filas de espera que atingem comprimentos superiores aos 100 metros de distancia entre o cruzamento e a rotunda. Estes movimentos de viragem são justificados pelas viagens de ida e regresso para os equipamentos escolares existentes nesta zona.

A figura 5.26 apresenta a localização do cruzamento com um fluxo excessivo de viragens à esquerda, provocando disfunções na via e na rotunda a montante.



Figura 5.26 – Cruzamento Rua Gomes de Amorim e Rua Major Mota

### Vias congestionadas

Alguns dos pontos mais críticos da rede viária são as vias com nível de serviço E, já que este corresponde a uma intensidade do tráfego muito próxima da capacidade da via, com condições de circulação instáveis. As velocidades são baixas e as paragens frequentes. A figura 5.27 apresenta o perfil de cada uma destas vias, bem como a sua localização na área em estudo.





Figura 5.27 – Perfil das vias com nível de serviço E

Os pontos mais críticos da rede viária são as vias mais centrais da área urbana, que apresentam um nível de serviço F durante o pico de tráfego. Este nível de serviço corresponde a uma situação de saturação, com velocidades baixas e paragens frequentes, que por vezes são prolongadas. O extremo deste nível corresponde ao completo congestionamento da via.

A figura 5.28 apresenta o perfil de cada uma destas vias, bem como a sua localização na área em estudo.



Figura 5.28 – Perfil das vias com nível de serviço F

### ***5.3.6.2. Identificação das principais condicionantes à mudança física do sistema***

#### **Constrangimentos verificados devido à linha de metro**

A principal condicionante para alteração e melhoria das condições verificadas na rotunda de São Brás, atrás apresentadas, é a linha de metro de superfície existente, que não permite a continuidade na rede viária.

A figura 5.29 apresenta a localização deste constrangimento.



Figura 5.29 – Linha do metro

### Condicionantes para implantação de novas vias

Em continuidade à rua de São Brás, que o plano de urbanização classifica de distribuidora principal, está prevista a construção de uma via entre a última e a rua da Caverneira, permitindo assim a continuidade da rede estruturante. No entanto, o espaço canal existente não permite a fácil implementação desta medida. Será necessário demolir alguns edifícios para que seja possível construir esta via, como se pode verificar pela figura 5.30. De referir também que esta corresponderá à fronteira entre os dois concelhos, Póvoa de Varzim e Vila do Conde, e que parte do traçado implica a divisão de uma propriedade, da área de jurisdição de Vila do Conde, que dificultará também todo o processo relativo à cedência do terreno para a construção desta via.



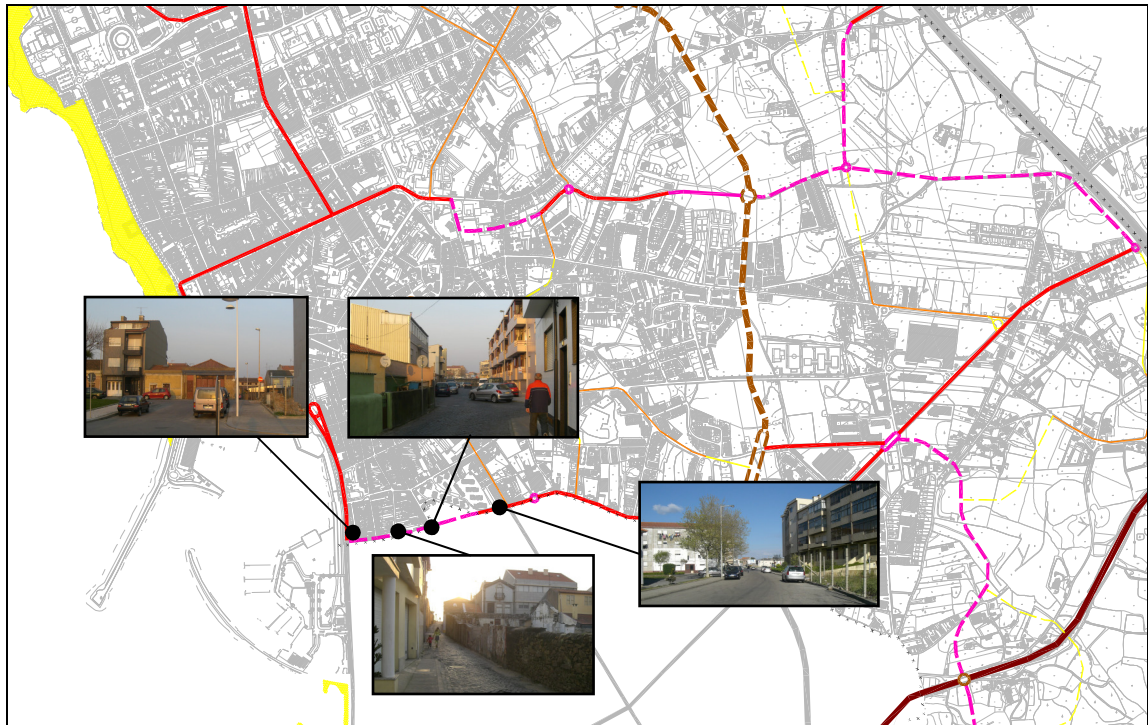


Figura 5.30 – Condicionaismos à implantação de uma nova via, entre a rua da Caverneira e a Rua de S. Brás

Além da anterior, o plano prevê também a construção de um novo eixo viário, que funcionará como distribuidora principal, no seguimento da Avenida Mousinho de Albuquerque. No entanto, para tal será necessário demolir pequenos edifícios e atravessar alguns arruamentos, que actualmente têm função exclusiva de acesso local, como se pode observar pela figura 5.31.



Figura 5.31 – Condicionaismos à implantação de uma nova via, entre Rua D.Pedro e Via General Humberto Delgado



## Vias Pedonais

O plano de urbanização prevê a mudança das vias de acesso aos principais equipamentos escolares e ao centro da cidade, para vias pedonais, como forma de salvaguardar os peões que circulam nas mesmas. No entanto, esta medida implica a canalização do tráfego para outras vias contíguas às primeiras, que permitam o fácil acesso a estes equipamentos, podendo provocar maiores constrangimentos à rede viária. Além disso, e porque deverá ser garantido o acesso às habitações, será necessário que essas vias tenham uma função mista, isto é, que exista uma partilha da via entre peões e veículos. Esta situação poderá levar a um aumentando dos conflitos entre veículos e peões que circulam em toda a extensão da via e não apenas em zonas segregadas.

No caso particular da rua Paulo Barreto, sita na zona central da cidade, trata-se de uma medida de protecção do espaço local, que elimina a possibilidade de atravessamento do espaço a proteger, situando as vias estruturantes na periferia dessa zona. Trata-se no entanto, de uma medida bastante restritiva já que esta via pertence à antiga EN13, sendo uma das distribuidoras principais da área urbana, provocando esta solução um corte na rede.

A figura 5.32 apresenta a localização e o perfil de algumas vias que o plano de urbanização classifica como pedonais e que devido ao seu perfil e importância assumem no presente estudo diferentes classes.



Figura 5.32 – Vias pedonais previstas no plano de urbanização

### Sinuosidade de vias distribuidoras

O plano prevê a criação de novas vias que em continuidade com algumas vias já existentes se tornem vias distribuidoras locais ou principais. No entanto, deve ter-se em atenção que as vias distribuidoras devem constituir uma rede coerente. O plano de urbanização prevê a implantação de vias distribuidoras com alguma sinuosidade, o que poderá comprometer a fácil percepção da rede distribuidora tornando-a menos aliciante e consequentemente menos funcional. As figuras 5.33 e 5.34 apresentam duas destas situações.

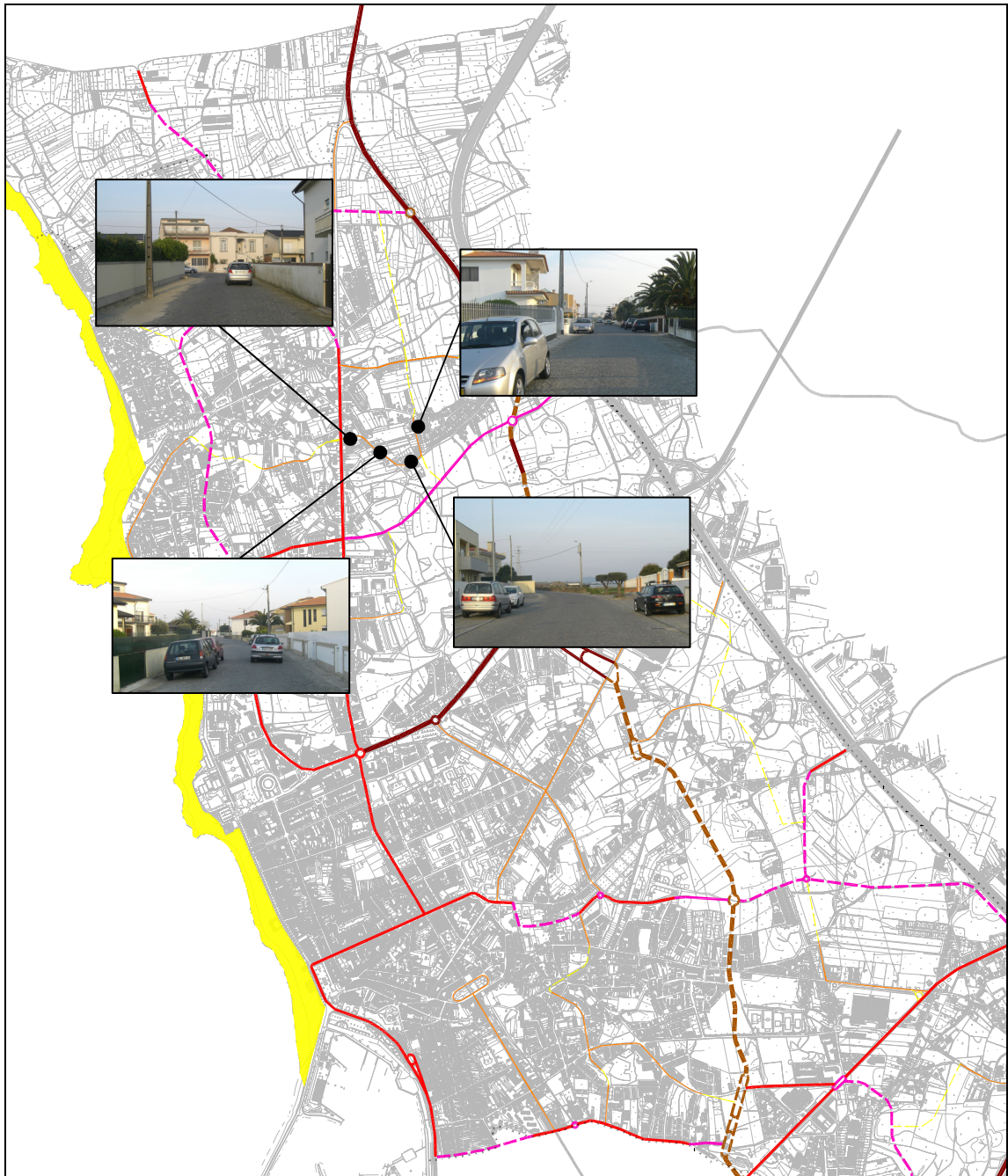


Figura 5.33 – Perfil de algumas vias distribuidoras locais propostas, zona norte



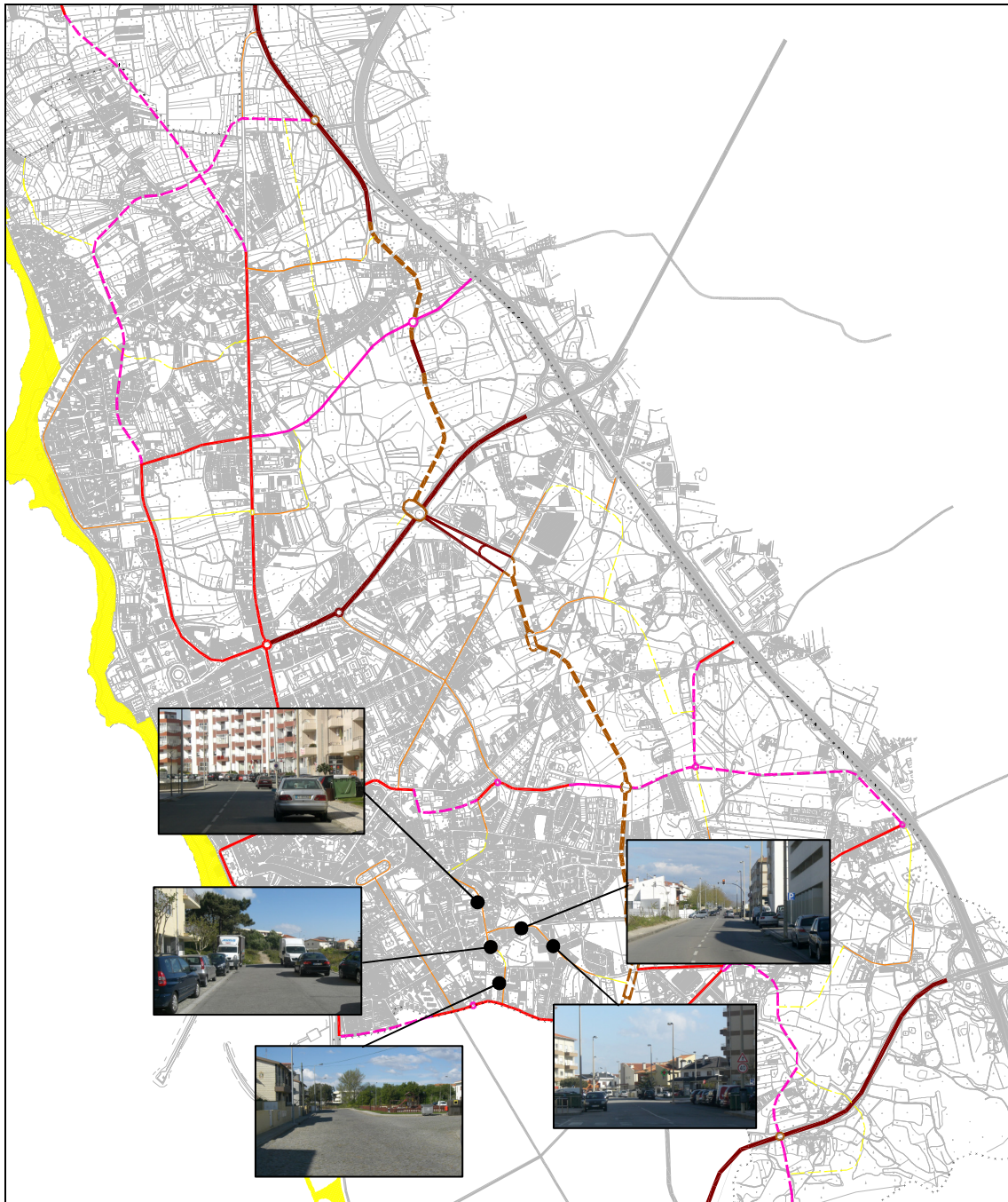


Figura 5.34 – Perfil de algumas vias distribuidoras locais propostas, zona sul

## 5.4 Melhoramentos na rede

O ponto seguinte apresenta algumas propostas para o melhoramento da rede viária urbana da área em estudo. São apresentados os principais problemas da rede e as soluções mais indicadas para cada um dos problemas identificados.

Além das propostas seguidamente apresentadas é de salientar que a rede urbana em estudo não possui uma rede de transportes públicos eficiente, permitindo que ao longo dos últimos anos ocorresse um aumento significativo do uso do transporte individual, aumentando os problemas da rede viária existente.

Assim, sugere-se como estratégia de intervenção a adopção de um conjunto integrado de medidas que promovam a mobilidade sustentável, designadamente:

- i) Promoção de um ordenamento do território que proporcione a ocupação das áreas urbanas centrais, desincentivando a residência na periferia, e o conseqüente aumento dos movimentos pendulares;
- ii) Criação de equipamentos de proximidade reforçando as centralidades e diminuindo as distâncias às principais actividades;
- iii) Reforço e articulação da diversidade modal (automóveis privados, serviço de táxis, autocarros, metro de superfície, velocípedes e percursos pedonais);
- iv) Construção de pequenos parques de estacionamento na proximidade das estações de metro;
- v) Implementação de trajectos e horários de autocarros compatíveis com os horários do metro de superfície e as necessidades existentes;
- vi) Reconversão e alargamento dos serviços de transportes escolares como forma de reduzir o impacto da concentração de automóveis particulares nas horas de ponta;
- vii) Incentivo à utilização de transportes públicos, melhorando os transportes públicos e as suas interfaces, em particular o transporte colectivo rodoviário urbano, aumentando os percursos e horários existentes.

### ***5.4.1. Propostas de melhoramento do funcionamento da rede***

A tabela 5.51 apresenta os principais problemas apresentados na rede e as soluções possíveis para esses problemas e melhoramento das condições de circulação da rede viária.

Tabela 5.51 – Propostas de melhoramento do funcionamento da rede

Problema	Propostas de melhoramento
Congestionamento da Rotunda de São Brás	- Criar uma alternativa à rotunda de S. Brás, já que se trata de uma zona de grande afluência de tráfego.
Congestionamento sistemático da Rotunda da rua Gomes de Amorim e Avenida do Mar	- No cruzamento a jusante, sentido norte-sul, criar uma via exclusiva de viragem à esquerda, com um razoável comprimento de stockagem que permita a fluidez do tráfego que não pretende mudar de direcção.
Constrangimento nas vias devido à paragem de autocarros na própria via	- Criar zonas de paragens de autocarros, com dimensões adequadas às viaturas em circulação e incentivar o seu uso.
Constrangimentos nas vias devido ao fluxo de viragens à esquerda	- Criar um plano de circulação que impeça as viragens à esquerda de vias congestionadas.
Congestionamento e maus níveis de serviço nas vias da rede estruturante	- Aumento do potencial de desempenho dos elementos com funcionamento deficiente. - Maior cobertura espacial da rede estruturante de modo a que algum do tráfego que a solicita seja transferido para outros elementos menos sobrecarregados.
Atravessamento indevido e sistemático de espaços locais e níveis de tráfego excessivo nas vias locais	- Melhor configuração ou densificação da malha estruturante, criando vias atractivas e promovendo a melhoria do desempenho dos eixos estruturantes com funcionamento deficiente. - Alterações topológicas ou funcionais da rede local tornando o seu atravessamento menos interessante recorrendo a medidas condicionantes do acesso, dos trajectos possíveis ou das velocidades admitidas.
Velocidades excessivas em vias locais	- Implementar medidas de acalmia do tráfego nas vias em que se pretende diminuir significativamente a velocidade automóvel e dar prioridade ao peão.
Ausência de uma cobertura espacial eficiente da rede estruturante	- A rede estruturante constituída pelos eixos distribuidores principais e colectores, deverão garantir uma cobertura completa do território. - As vias distribuidoras principais deverão constituir uma rede contínua que permita uma ligação sem cortes entre os principais pólos de geração e atracção de tráfego, e entre estes e os principais eixos nacionais que existam nas imediações. - As diferentes redes distribuidoras que sirvam as distintas áreas do território deverão estar ligadas à rede básica colectora.
Congestionamento e intrusão da zona central da área urbana	- Adopção de soluções que permitam a utilização das vias mais centrais por tráfego relevante para a viabilidade desses espaços locais, procurando afastar o fluxo elevado de tráfego de atravessamento. - Implementar soluções que aumentem o tempo de trajecto nessa zona através da introdução de elementos de redução da velocidade.
Rede estruturante com vários pontos de acesso	- Garantia de bons níveis de fluidez nos principais eixos estruturantes, sobretudo nos colectores, reduzindo a densidade de nós na rede e adoptando tipologias que garantam adequados níveis de capacidade.
Conflitos com outros sistemas de transporte, nomeadamente o pedonal e ciclável	- Para as vias pedonais os cruzamentos com as vias colectoras deverão ser desnivelados enquanto que no cruzamento com as vias distribuidoras o seu número deve ser limitado. - No caso das ciclovias existe a necessidade de garantir uma separação total destas com as vias colectoras e segregação relativamente aos eixos distribuidores.

### 5.4.2 Definição tipo para os pavimentos a adoptar na rede viária urbana

Um dos objectivos principais deste estudo consistiu em definir o tipo de pavimentos a adoptar na infra-estrutura viária urbana em função do nível de serviço e de acordo com a hierarquia viária. Dimensionou-se, assim, os pavimentos rodoviários a adoptar nas vias colectoras, vias distribuidoras principais, distribuidoras secundárias e vias de acesso local, tendo como finalidade a rentabilização dos mesmos. Para tal, tornou-se necessário conhecer o tipo de solicitações actuantes, nomeadamente os volumes de tráfego pesado instalados nos vários tipos de vias, o comportamento dos pavimentos e as previsões de tráfego.

#### 5.4.2.1. Metodologia e bases para Dimensionamento

O dimensionamento dos pavimentos foi efectuado com auxílio do programa ALIZE, onde se efectuaram várias iterações, apresentadas no anexo 14, inserindo no programa diferentes camadas de várias espessuras, com o objectivo de obter um pavimento cujas extensões de tracção ( $\epsilon_t$ ) e compressão ( $\epsilon_z$ ) fossem inferiores às extensões admissíveis.

##### 5.4.2.1.1. Solicitações actuantes

A tabela 5.55 apresenta na quarta coluna os volumes de tráfego pesado registados durante as contagens classificadas de tráfego efectuadas no âmbito deste estudo. Uma vez que o método de dimensionamento de pavimentos necessita de conhecer a totalidade de veículos pesados que utilizarão a via a ser dimensionada, ao longo do seu período de vida (20 anos), é necessário conhecer o volume de tráfego médio diário de veículos pesados ( $TMD_P$ ) instalado nas vias.

A tabela 5.52 apresenta a distribuição horária, na hora oficial de Portugal Continental, do tráfego de pesados, em percentagem de Tráfego Médio Diário (TMD) de pesados, para a rede nacional. Como se dispunha dos valores de volume de tráfego pesado nas horas de ponta, determinou-se os valores de  $TMD_P$ , recorrendo à distribuição horária indicada nessa tabela.

Tabela 5.52 – Distribuição horária do tráfego pesado na rede nacional, em percentagem

<b>Horas</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>12</b>
% TMD	1,5	1,5	1,5	1,5	2,9	4,4	5,9	5,9	5,9	5,9	5,9	5,9
<b>Horas</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>15</b>	<b>16</b>	<b>17</b>	<b>18</b>	<b>19</b>	<b>20</b>	<b>21</b>	<b>22</b>	<b>23</b>	<b>24</b>
% TMD	5,9	5,9	5,9	5,9	5,9	5,9	5,0	3,8	2,6	1,5	1,5	1,5

Fonte: Pereira e Santos (2002)

Posteriormente, usando a tabela 5.53, determinou-se a classe de tráfego a adoptar no dimensionamento dos pavimentos rodoviários. Tal tabela apresenta para as várias classes de tráfego, a taxa de crescimento médio do tráfego pesado e, para pavimentos flexíveis, o coeficiente de agressividade do tráfego pesado e respectivo número acumulado de eixos padrão de 80 KN, a adoptar no dimensionamento dos pavimentos, com período de vida de 20 anos.

Tabela 5.53 – Caracterização do tráfego segundo o MACOPAV

Classe	(TMDA) <sub>p</sub>	Taxa de Crescimento médio (t)	Pavimentos Flexíveis	
			Coefficiente de agressividade (α)	N <sub>dim80</sub> (20 anos)
T7	<50	Estudo específico		
T6	50-150	3	2	2×10 <sup>6</sup>
T5	150-300		3	8×10 <sup>6</sup>
T4	300-500	4	4	2×10 <sup>7</sup>
T3	500-800		4,5	4×10 <sup>7</sup>
T2	800-1200	5	5	7×10 <sup>7</sup>
T1	1200-2000		5,5	10 <sup>8</sup>
T0	>2000	Estudo específico		

Fonte: JAE (1995 apud Pereira e Santos, 2002)

A tabela 5.55 apresenta a classe de tráfego de cada uma das vias analisadas neste estudo, função do tráfego pesado que circula em média por dia. A classe de tráfego adoptada para as vias colectoras, distribuidoras principais e locais foi definida de acordo com as classes de tráfego de cada via que compõe a classe hierárquica. Às vias de acesso local atribui-se a classe de tráfego T6, no entanto, considera-se que em alguns casos estas vias se inserem na classe de tráfego T7, sendo necessário, por isso, realizar um estudo específico para este tipo de vias.

A tabela 5.54 apresenta para cada classe hierárquica de tráfego o valor das extensões horizontais e verticais máximas admissíveis. Tais valores foram determinados de acordo com a Lei de Shell, representada pelas expressões seguintes (5.1) e (5.2).

$$\epsilon_t = (0,856 \times V_b + 1,08) \times E^{-0,36} \times \text{NAEP}^{-0,20} \quad (5.1)$$

$$\epsilon_c = a \times \text{NAEP}^b \quad (5.2)$$

em que:

V<sub>b</sub>: Volume de betume, em percentagem (neste trabalho adoptou-se 10%)

E: Módulo de rigidez, em Pa (neste trabalho adoptou-se 5000 MPa)

NAEP: Número acumulado de eixos padrão, **Ndim80**

a = 1,8×10<sup>-2</sup>, b = - 0,25

Tabela 5.54 – Extensões máximas admissíveis segundo o tipo de via

Designação do tipo de via	Extensão horizontal máxima (ε <sub>t</sub> )	Extensão vertical máxima (ε <sub>z</sub> )
Colectoras	0,938E-4	2,26E-4
Distribuidoras principais	1,08E-4	2,69E-4
Distribuidoras Locais	1,29E-4	3,38E-4
Acesso Local	1,70E-4	4,78E-4

Tabela 5.55 – Classe de tráfego adoptada para o dimensionamento dos pavimentos rodoviários

Tipo de via	Designação da via	Sentido	Veículos pesados (período de 2 horas)	Volume de pico de veículos pesados (período de 2 horas)	TMD <sub>P</sub>	Classe de tráfego adoptada	N <sub>dim80</sub> (20 anos)
Vias Distribuidoras Secundárias	Rua Repatriamento dos Poveiros	N-S	6	10	84	T5	8×10 <sup>6</sup>
		S-N	8	13	112		
	Fronteira junto ao Modelo Vila do Conde	N-S	12	20	168		
		S-N	11	18	154		
	Rua Sacra Família	N-P	17	28	238		
		P-N	15	25	210		
	Rua Almeida Brandão	N-P	8	13	112		
		P-N	5	8	70		
	Via General Humberto Delgado	N-S	8	13	112		
		S-N	18	30	252		
Rua D. Maria	N-S	14	23	196			
	S-N	9	15	126			
Rua Bonitos Amorim (Direcção Modelo)	N-P	17	28	238			
	P-N	16	26	224			
Rua Bonitos Amorim (Direcção Hospital)	N-P	18	30	252			
	P-N	12	20	168			
Avenida Vasco da Gama	N-P	10	17	140			
	P-N	9	15	126			
Vias Distribuidoras Principais	Rua da Caverneira	N-S	5	8	70	T4	2×10 <sup>7</sup>
		S-N	17	28	238		
	EN13 (Fronteira Vila do Conde)	N-S	21	35	294		
		S-N	11	18	154		
	EN13 (Ligação à Avenida do Mar)	N-S	31	51	433		
		S-N	38	63	531		
EN13 (Antes Cruzamento Rua José André)	N-S	19	31	266			
	S-N	20	33	280			
EN206	N-P	7	12	98			
	P-N	10	17	140			
Colectoras	Avenida do Mar (Ligação à A28)	N-P	33	54	461	T3	4×10 <sup>7</sup>
		P-N	39	64	545		
	Avenida 25 de Abril	N-S	26	43	364		
		S-N	23	38	322		
	Avenida do Mar	N-P	25	41	350		
		P-N	25	41	350		

#### 5.4.2.1.2. Condições da Fundação e tipo de camadas

Uma vez que não existe para cada uma das vias em análise, um estudo geotécnico que contenha as condições dos solos de fundação, nomeadamente, o tipo de solo existente, o valor de CBR e o nível freático, efectua-se o dimensionamento dos pavimentos, considerando solos de fundação de melhor



qualidade, adoptando um CBR de 10%, e solos de pior qualidade adoptando um CBR de 6%. Para ambas as situações atribui-se um coeficiente de Poisson de 0,45.

Considera-se, no entanto, pertinente a elaboração deste tipo de estudo, aquando da tomada de decisão, que permita concluir qual o melhor perfil transversal a adoptar em cada via.

No caso de se concluir que o nível freático se encontra a uma distância inferior a 1 metro do pavimento, deve-se prever a construção de drenagem longitudinal, ao longo da via, por baixo das valetas e paralela a estas.

Relativamente às restantes camadas usadas, adoptou-se:

Camada de desgaste em betão betuminoso, antecedida de rega de colagem;  $E=4500\text{MPa}$ ; Coef. Poisson=0,25

Camada de regularização em betão betuminoso, antecedida de rega de colagem;  $E=5000\text{MPa}$ ; Coef. Poisson=0,25

Camada de base em macadame betuminoso, antecedida de rega de colagem;  $E=5500\text{MPa}$ ; Coef. Poisson=0,25

Camada de sub-base em Tout-Venant, Coef. Poisson=0,25

Como camada de sub-base optou-se por uma camada de Tout-Venant com uma espessura de 30 cm. Esta solução permite, no caso vias existentes, intervir apenas nas camadas betuminosas não sendo necessário alterar as camadas granulares, uma vez que, a maioria das vias da Póvoa de Varzim possuem como camada de sub-base, 30 cm de Tout-Venant.

Os módulos de rigidez do solo de fundação e das camadas granulares foram determinados pelas expressões (5.3) e (5.4), respectivamente.

$$E_{SF}=17,6 \times (\text{CBR})^{0,64} \quad (5.3)$$

$$E_{SB} = E_{SF} \times 0,2 \times h^{0,45} \quad (5.4)$$

Em que:

CBR: valor do CBR do solo de fundação, em %

h: espessura da camada granular, em mm

#### **5.4.2.2. Soluções de Pavimentos Tipo**

Tendo em conta que se pretende uma solução económica, sugere-se que no caso de vias já existentes, se recicle as camadas betuminosas actuais, aproveitando 30% desse material, usando, apenas, 70% de material novo. Os 70% de material excedente podem ser utilizados em novas vias, usando o mesmo método de reciclagem.

A tabela 5.56 apresenta o resultado do estudo dos pavimentos standard a adoptar nas várias vias da área urbana da Póvoa de Varzim. Como não se dispunha de dados geotécnicos que permitissem caracterizar o solo de fundação de cada via, e uma vez que se pretendia definir uma solução tipo para cada classe viária, apresentam-se duas soluções de pavimentos a aplicar em função da qualidade do solo de fundação.

Após se ter realizado várias iterações com várias espessuras para as diferentes camadas dos pavimentos em análise, concluiu-se que os pavimentos mais rentáveis e que suportavam o tráfego de dimensionamento para um período de vida de 20 anos, são os apresentados na tabela 5.56.

Tabela 5.56 – Soluções tipo a aplicar nos pavimentos rodoviários, função da qualidade de solo de fundação e tipo de via

Tipo de via	Solos de fundação de melhor qualidade: CBR=10%	Solos de fundação de pior qualidade: CBR=6%
Vias colectoras	<p>4 cm de Camada de Desgaste E=4500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>6 cm de Camada de Regularização E=5000MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>10 cm de Camada de Base Betuminosa E=5500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <hr/> <p>30 cm de Camada de Base Granular (Tout-Venant) E=198MPa ; Coef. Poisson=0.35</p> <hr/> <p>//// Solo de Fundação E=76MPa ; Coef. Poisson=0.45</p>	<p>4 cm de Camada de Desgaste E=4500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>8 cm de Camada de Regularização E=5000MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>10 cm de Camada de Base Betuminosa E=5500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <hr/> <p>30 cm de Camada de Base Granular (Tout-Venant) E=143MPa ; Coef. Poisson=0.35</p> <hr/> <p>//// Solo de Fundação E=55MPa ; Coef. Poisson=0.45</p>
Vias Distribuidoras Principais	<p>6 cm de Camada de Desgaste E=4500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>12 cm de Camada de Base Betuminosa E=5500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <hr/> <p>30 cm de Camada de Base Granular (Tout-Venant) E=198MPa ; Coef. Poisson=0.35</p> <hr/> <p>//// Solo de Fundação E=76MPa ; Coef. Poisson=0.45</p>	<p>3 cm de Camada de Desgaste E=4500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>8 cm de Camada de Regularização E=5000MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>10 cm de Camada de Base Betuminosa E=5500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <hr/> <p>30 cm de Camada de Base Granular (Tout-Venant) E=143MPa ; Coef. Poisson=0.35</p> <hr/> <p>//// Solo de Fundação E=55MPa ; Coef. Poisson=0.45</p>
Vias Distribuidoras Locais	<p>5 cm de Camada de Desgaste E=4500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>10 cm de Camada de Base Betuminosa E=5500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <hr/> <p>30 cm de Camada de Base Granular (Tout-Venant) E=198MPa ; Coef. Poisson=0.35</p> <hr/> <p>//// Solo de Fundação E=76MPa ; Coef. Poisson=0.45</p>	<p>5 cm de Camada de Desgaste E=4500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>12 cm de Camada de Base Betuminosa E=5500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <hr/> <p>30 cm de Camada de Base Granular (Tout-Venant) E=143MPa ; Coef. Poisson=0.35</p> <hr/> <p>//// Solo de Fundação E=55MPa ; Coef. Poisson=0.45</p>
Vias de Acesso Local	<p>3 cm de Camada de Desgaste E=4500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>8 cm de Camada de Base Betuminosa E=5500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <hr/> <p>30 cm de Camada de Base Granular (Tout-Venant) E=198MPa ; Coef. Poisson=0.35</p> <hr/> <p>//// Solo de Fundação E=76MPa ; Coef. Poisson=0.45</p>	<p>3 cm de Camada de Desgaste E=4500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <p>10 cm de Camada de Base Betuminosa E=5500MPa ; Coef. Poisson=0.25</p> <hr/> <p>30 cm de Camada de Base Granular (Tout-Venant) E=155MPa ; Coef. Poisson=0.35</p> <hr/> <p>//// Solo de Fundação E=55MPa ; Coef. Poisson=0.45</p>

As soluções de pavimentos apresentadas permitirão, quando aplicadas, otimizar a razão qualidade/investimento dos pavimentos rodoviários na área urbana. Actualmente, por razões de maior conforto e segurança no dimensionamento, mas também pela ausência de meios disponíveis para o mesmo, aplica-se nas várias vias urbanas a mesma solução independentemente do tráfego solicitante. Apenas nas vias sujeitas a um estudo e projecto específicos se aplicam diferentes pavimentos. Esta opção pressupõe que o pavimento aplicado nem sempre corresponde de forma eficaz às solicitações de tráfego a que está sujeito, implicando um investimento desnecessário. Assim, recorrendo às soluções anteriores é possível garantir que o investimento efectuado corresponde às solicitações do tráfego sem comprometer a qualidade do mesmo.

## 6. CONCLUSÕES

O crescimento ocorrido nos últimos anos na Póvoa de Varzim provocou um aumento substancial do número de veículos em circulação na área urbana, agravando as suas condições de circulação. Este facto foi provocado essencialmente pelo aumento da população e pela dispersão residencial e descentralização das actividades. Tal, conduziu ao aumento da distância entre os locais de residência e os locais de trabalho, estudo e lazer, fomentando o aumento do uso do veículo individual, incentivado pela inexistência de uma rede de transportes públicos eficiente.

Face ao problema exposto, tornou-se urgente a organização do espaço urbano a nível urbanístico e a consequente estruturação da rede viária. Por essa razão, e no âmbito do trabalho desenvolvido na Divisão de Estudos e Projectos do Departamento de Obras Municipais da Câmara Municipal da Póvoa de Varzim, este estudo teve como objectivo principal a análise da infra-estrutura viária urbana principal da Póvoa de Varzim, no contexto actual e segundo a proposta apresentada no Plano de Urbanização. De modo particular, definiu-se a hierarquia actual das vias pertencentes à rede urbana, avaliou-se a capacidade das vias estruturais, bem como se definiu uma possível solução a adoptar nos pavimentos das vias em função da sua utilização.

Com o propósito de cumprir com os objectivos atrás apresentados, inicialmente pesquisou-se bibliografia adequada ao estudo proposto, como forma de validar as opções a tomar. Dos temas estudados destaca-se a hierarquização viária, a análise de redes viárias urbanas, a capacidade e níveis de serviço de vias e cruzamentos, pólos geradores de tráfego e por fim, dimensionamento e reabilitação de pavimentos rodoviários.

Ao longo do estudo, e como atrás referido, foram utilizadas várias metodologias de análise de vias urbanas, das quais se destacam as metodologias do HCM2000. No entanto, é de salientar que estas são metodologias indicadas para a realidade Americana, já que todos os parâmetros foram validados para as vias deste país. Em Portugal, e em vários países europeus, não existem estudos semelhantes que permitam avaliar tais parâmetros, e validar essa metodologia, por essa razão, o HCM2000 é correntemente utilizado como forma de avaliar o nível de desempenho das vias.

Assim, e após a consolidação dos conceitos teóricos e sua forma de implementação, efectuou-se uma análise global da área urbana recorrendo aos estudos já existentes sobre a zona, dos quais se destacam o Plano de Urbanização e os seus estudos sectoriais. Posteriormente foi necessário efectuar reconhecimento de campo, onde foi recolhida toda a informação relevante para o estudo, designadamente, as características das vias e pavimentos da rede estruturante, bem como as características do tráfego que circula em cada uma dessas vias principais. Também foram efectuadas contagens classificadas de tráfego, em múltiplos pontos da rede viária em estudo, uma vez que a Câmara Municipal da Póvoa de Varzim, organismo responsável pelas vias em estudo, não dispunha de quaisquer dados actualizados de tráfego que pudessem ser tratados para este trabalho.

Depois da recolha de dados *in loco*, os mesmos foram tratados recorrendo às metodologias de tráfego apresentadas detalhadamente no capítulo 3 e à metodologia de dimensionamento de pavimentos apresentada no capítulo 4.

O estudo efectuado permite referir que a área urbana da Póvoa de Varzim se encontra bastante consolidada na zona mais central, tendo ocorrido um crescimento bastante significativo na sua periferia. Crescimento esse, que provocou um aumento das distâncias entre as residências e os locais onde se desenvolvem as principais actividades (trabalho, estudo e lazer), acarretando um aumento do número de viagens que preveligiam o uso de automóvel. Este facto é facilmente identificado já que existem núcleos urbanos consolidados bastante afastados da zona urbana central, onde por outro lado, existem zonas não consolidadas.

Da análise efectuada à estrutura viária principal também se pode concluir que a cobertura espacial dessa rede é bastante escassa, sendo premente a construção das novas vias propostas no Plano de Urbanização. Estas novas vias vão permitir colmatar as falhas existentes na actual rede. Há décadas que a (antiga) EN13 é a única via que permite o atravessamento da área urbana e devido à ocupação marginal e ao elevado número de cruzamentos já não cumpre a sua função. Assim, essa via tem permanecido saturada sobretudo na zona mais central da área urbana, onde o perfil da via é bastante estreito e a malha urbana densamente edificada, mesmo depois do tráfego de médio e longo curso ter sido canalizado na década de 1990 para o IC1 (actual A28). Relativamente à classificação viária pode-se referir que existem algumas incompatibilidades entre os usos de solo e a função que algumas vias desempenham. Também se identifica como de difícil concretização a adequação das características das vias existentes à classe hierárquica proposta pelo PU, pois em muitos casos as condições e características existentes não correspondem às mínimas exigidas. Existem vias com espaços canais muito reduzidos, confinados por vezes por edifícios recentes, onde a implementação de vias distribuidoras se torna complicada, devido à necessidade de espaço para o seu correcto funcionamento. As vias Avenida do Mar e Avenida 25 de Abril, cujas características actuais contemplam a existência de trajectos pedonais formais e atravessamentos de nível permitem no limite, classifica-las como distribuidoras principais e não como colectoras, tal como é indicado no PU. Outra situação semelhante é a Avenida Mousinho de Albuquerque classificada como distribuidora principal, em que é permitido o atravessamento de nível de peões, e se encontra numa zona em que o uso do solo é predominantemente comercial e habitacional. Esta via, numa parte do seu traçado, está classificada no contexto actual como distribuidora principal, porque é uma das alternativas à (antiga) EN13, permitindo contornar pela periferia o centro histórico da área urbana. No entanto, as suas características são de distribuidora local e não principal. Outro exemplo é a Avenida dos Banhos, que durante anos foi a única alternativa à (antiga) EN13, sem atravessar o miolo urbano, onde existem bastantes constrangimentos. Na época balnear, esta via não tem características de distribuidora, pelo congestionamento provocado pelos veículos que circulam a velocidades muito baixas pelo intenso movimento de peões e veículos estacionados. No entanto, durante todo o ano funciona como distribuidora, em alternativa à (antiga) EN13, pois os veículos que têm como principal destino a zona litoral poveira, ou até de Vila do Conde, preferem atravessar a zona marginal menos condicionada que as vias mais centrais.

Uma das situações mais extremas, na diferença entre a classificação hierárquica actual e proposta pelo PU, são as vias pedonais propostas. Nomeadamente, uma parte da antiga EN13 – Rua Paulo Barreto e Praça Marquês de Pombal – que actualmente funciona como distribuidora principal. Pela

análise efectuada, conclui-se que para o sucesso desta proposta, que vai provocar uma rotura na rede viária de acesso à zona mais central, será crucial garantir a eficiência das vias alternativas propostas no PU. Esta solução, ao provocar uma falha nesta zona da rede, levará à procura de alternativas curtas e rápidas, para contornar a zona pedonal, podendo provocar situações de atravessamento indevido e sistemático das vias de acesso local adjacentes à zona pedonal. Esta situação também acontece nas actuais vias de acesso aos principais equipamentos educativos, considerados como pólos geradores de tráfego, possivelmente como forma de proteger a circulação dos peões. Tornar estas vias pedonais poderá provocar o atravessamento indevido das mesmas, por ser necessário permitir o acesso às habitações existentes. A impossibilidade de tornar as vias de exclusivo uso pedonal, permitindo a partilha entre os veículos e os peões, poderá resultar num aumento dos conflitos existentes entre veículos e peões. Assim, sugere-se que nestas vias se implementem soluções de redução da velocidade do tráfego, e se aplique uma velocidade limite legal de 20 ou 30Km/h, como forma de proteger os peões que lá circulam, não provocando maiores constrangimentos no restante tráfego.

Relativamente à avaliação das vias, tanto em termos de capacidade como dos níveis de serviço apresentados durante o pico de tráfego semanal, conclui-se que algumas vias da rede viária estão bastante congestionadas. Com um nível de serviço F encontra-se parte da antiga EN13, na zona mais central da área urbana, especificamente na rua Paulo Barreto, na Praça do Almada e na Praça Marquês de Pombal, zona bastante condicionada pelos seus cruzamentos semaforicos e com níveis de atraso elevados. No nível de serviço E encontram-se a rua da Caverneira, a EN206 e as restantes vias da antiga EN13, exceptuando a rua Almirante Reis, que tem nível de serviço C. Além destas, e com um nível de serviço D, encontram-se a rua Sacra Família, a rua Bonitos de Amorim, a rua D. Maria e a via General Humberto Delgado. Tal permite concluir, que a zona mais central na rede viária principal se apresenta bastante condicionada durante as horas de maior tráfego. A principal razão para esta situação prende-se com o facto da rede viária principal ser escassa relativamente ao volume de tráfego a que está sujeita. Este congestionamento da rede provoca também situações de atravessamento de tráfego em vias locais, como forma de “escapar” às filas de espera formadas nas vias mais congestionadas. Assim, considera-se que é urgente a implementação das soluções para a rede viária proposta no Plano de Urbanização, onde está prevista a densificação da malha estruturante com construção de vários eixos viários que permitirão a conexão entre as vias existentes, formando assim, uma “verdadeira” rede viária principal. Essas novas vias deverão constituir alternativas atractivas, de forma a tornar a rede principal mais funcional, e a rede local menos favorável ao seu atravessamento.

Ao longo do estudo considerou-se pertinente apresentar a análise detalhada do desempenho de três cruzamentos tipo, onde são abordados os procedimentos a seguir em cada um desses casos. Assim, em futuros estudos poderão ser incluídos outros cruzamentos considerados importantes para o bom funcionamento da rede viária urbana, seguindo a mesma metodologia. Esta análise permitiu concluir, tal como esperado, que nas vias mais congestionadas os cruzamentos apresentam um desempenho semelhante. Isto é, nas vias com níveis de serviço baixos, os respectivos cruzamentos também apresentam níveis de serviço baixos. Existindo, no entanto, algumas excepções, como é o caso do

cruzamento prioritário estudado, onde a via prioritária apresenta um nível de serviço E e o cruzamento é de nível A, reflectindo que os cruzamentos não são os únicos constrangimentos ao bom desempenho das vias em estudo já que em vias prioritárias os cruzamentos não são um factor relevante para o bom desempenho da mesma.

Apesar da Póvoa de Varzim ser um destino turístico, os dados de tráfego disponíveis (ver tabelas 5.48 a 5.50) salientam que o aumento do tráfego durante o verão não é generalizado em toda a rede viária. Apenas nas vias de entrada e acesso à zona balnear ocorre um aumento significativo do tráfego. Tal constatação permitiu admitir que as contagens de tráfego efectuadas na Primavera podem ser consideradas para o estudo da rede. Também as conclusões atrás referidas se mantêm válidas mesmo considerando a modificação ocorrida nas vias de entrada e saída da área urbana e da via marginal.

Relativamente às propostas apresentadas para melhoramento dos pavimentos, a aplicar em cada via em função da classe hierárquica que lhe corresponde, pode-se concluir que tal permitirá, quando implementado, uma clara optimização da razão qualidade/investimento. Actualmente, e por razões de maior conforto e segurança no dimensionamento, aplica-se nas várias vias urbanas, não sujeitas a um projecto específico de vias e pavimentos rodoviários, a mesma solução standard para todo o tipo de classes hierárquicas. Esta solução, nem sempre é a mais adequada para o nível de tráfego a que a via está sujeita, implicando muitas vezes um investimento desnecessário, nem sempre fácil devido às restrições económicas e orçamentais do município. Assim, admitindo uma solução standard para cada tipo de via, em função do seu nível hierárquico e tipo de tráfego, assegura-se que o investimento efectuado responderá correctamente às solicitações a que a que cada via estará sujeita, não comprometendo as características técnicas do seu dimensionamento, bem como a qualidade do mesmo.

No sentido de dar continuidade ao presente estudo apresentam-se em seguida algumas propostas para trabalhos futuros:

- Realização de novas contagens de tráfego e actualização do presente estudo, uma vez que ele assenta sobre as características de um território bastante dinâmico, continuamente sujeito a várias transformações;
- Análise do desempenho das vias não englobadas neste estudo;
- Análise do desempenho dos cruzamentos da rede viária e confrontação com o nível de desempenho das vias determinado no presente estudo;
- Estudo de diferentes soluções para cada uma das disfunções constatadas na rede viária e apresentadas neste estudo;
- Avaliação do impacto causado pelo tráfego de carácter turístico no desempenho da rede viária principal;
- Estudo do número de viagens com origem nas diferentes zonas da área urbana e identificação dos destinos das mesmas;
- Análise da rede viária proposta com base na geração, atracção e distribuição das viagens de cada zona;

- Estudo e avaliação das necessidades do uso de transportes públicos urbanos, nomeadamente rodoviários, como forma de minimizar a necessidade do uso do automóvel no centro urbano.
- Estudo do alargamento das ciclovias existentes, criando uma rede ciclável que permita o fácil acesso a todas as zonas da área urbana, promovendo o uso da bicicleta em alternativa ao automóvel.

Deste modo fica demonstrada que a hipótese colocada para o trabalho de pesquisa foi alcançado mas ainda subsistem diversos aspectos relevantes a serem explorados.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

Alves, T. Figueiredo (2007) **Metodologias de auscultação de pavimentos rodoviários: aplicação prática do radar de prospecção e do deflectómetro de impacto**. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.

Afonso, M. Dias e Melão, N. Rosa (2007) **Para uma tipologia socio-económica da área metropolitana do Porto: uma análise estatística multivariada**. Revista de estudos politécnicos. Vol. V, nº 8 , pp 215-242.

Andrade, M. Brandão (2000) Métodos e técnicas de recolha de dados de tráfego: algoritmo para a definição da matriz origem/destino. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Antunes, M. L. (1993) **Avaliação da capacidade de carga de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos**. Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.

Baptista, A. Miguel e Picado-Santos, L. (1999) **Estruturas de Pavimento Rodoviário Flexível**. Departamento de Engenharia Civil. IPV/FCTUC Disponível em: <[http://www.estv.ipv.pt/PaginasPessoais/baptista/PAVIMENTOS/FOLHASPAV/Estrada2002\\_Baptista\\_Picado.pdf](http://www.estv.ipv.pt/PaginasPessoais/baptista/PAVIMENTOS/FOLHASPAV/Estrada2002_Baptista_Picado.pdf)>. Acesso em Junho 2008.

Branco, F.; Pereira, P. Santos, L.P. (2006) **Pavimentos rodoviários**. Coimbra, Edições Almedina.

Brilon, W.; Stuwe B. (1992) **Roadabouts in Germany – Recent results Regarding Capacity and safety**. Actes du Séminaire International “Guratoire 92”, pp 41-51. Edition SETRA/CERTUR. Octobre, Nates. France.

Caetano, M.; Monteiro, F.; Ramos, I.L. (1999) **Monitoring Urban Dynamics: Portugal no Contexto Europeu**. Actas do V Encontro de Utilizadores de Informação Geográfica (ESIG'1999), Oeiras, 24-26 Novembro, 10 pp. Disponível em: <<http://www.igeo.pt/gdr/pdf/Caetano1999.pdf>>. Acesso em Outubro de 2006.

CET - Companhia de Engenharia de Tráfego de São Paulo (1983) **Pólos Geradores de Tráfego Tráfego**. Boletim Técnico. Nº 32. Prefeitura de São Paulo. Brasil.

CETUR, 1988 – **Conception des carrefours a Sens Giratoires Implantés em Milieu Urbain** – Centre d' Etudes des transports Urbains. France.

Carneiro, L. Loureiro (2005) **Desenvolvimento de uma metodologia para previsão de demanda de passageiros para o transporte rodoviário interestadual por ônibus**. Dissertação de Mestrado em Transportes. Faculdade de tecnologia da Universidade de Brasília. Brasília. Brasil.

Costa, A. Pires, Seco, A. Maia, Vasconcelos, A. Pimentel (2005) **Sinais luminosos**. Textos didácticos, 1ª Edição, Porto.

Costa, A. Pires (2006) **Capacidade e níveis de serviço em estradas e auto-estradas**. Textos didácticos. FEUP/FTCUC.

Costa, A. Pires (2006) **Correntes de tráfego**. Textos didácticos FEUP/FTCUC.

Costa, A. Pires (2006) **Intersecções prioritárias e de viragem à direita**. Textos didácticos FEUP/FTCUC.

DENATRAN (2001) **Manual de procedimentos para o tratamento de pólos geradores de tráfego**. Departamento Nacional de Trânsito – Denatran. Brasília. Brasil. Disponível em: <<http://www.denatran.gov.br/publicacoes/download/PolosGeradores.pdf>>. Acesso em Janeiro de 2007.

DGUA (2001) **Estudo Sectorial da População do Plano de Urbanização da Póvoa de Varzim**. Departamento de Gestão Urbanística e Ambiente, Câmara Municipal da Póvoa de Varzim

DGUA (2001) **Estudo Sectorial de Circulação do Plano de Urbanização da Póvoa de Varzim**. Departamento de Gestão Urbanística e Ambiente, Câmara Municipal da Póvoa de Varzim

DGUA (2002) **Estudo Sectorial de Equipamentos do Plano de Urbanização da Póvoa de Varzim**. Departamento de Gestão Urbanística e Ambiente, Câmara Municipal da Póvoa de Varzim

DGUA (2006) **Relatório do Plano de Urbanização da Póvoa de Varzim**. Departamento de Gestão Urbanística e Ambiente, Câmara Municipal da Póvoa de Varzim.

DGUA (2006) **Plano de Urbanização da Póvoa de Varzim**. Departamento de Gestão Urbanística e Ambiente, Câmara Municipal da Póvoa de Varzim. Disponível em: <<http://www.cm-pvarzim.pt/municipio/urbanismo/plano-de-urbanizacao>>. Acedido em Janeiro de 2007.

DOM (1997) **Estudo de tráfego do projecto da Avenida 25 de Abril**. Departamento de Obras Municipais. Câmara Municipal da Póvoa de Varzim.

Domingos, P. G. (2007) **Reforço de Pavimentos Rígidos: Modelação do Comportamento Estrutural** Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa.

Grando, L. (1986) **A interferência de pólos geradores de tráfego no sistema viário: análise e contribuição metodológica para Shopping Centers**. Dissertação de Mestrado, PET/COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.

Gasparini, R. (2002) **Análise da adequabilidade do HCM para estudo de vias urbanas**. Dissertação de Mestrado em Transportes. Faculdade de tecnologia da Universidade de Brasília. Brasília.

Giustina, C. e Cybis, H., (2003) **Metodologias de análise para estudos de impactos de pólos geradores de tráfego**. III Semana de produção e transportes. UFRGS, Porto Alegre, RS.

Highways Agency (1999) Traffic Capacity of Urban Roads. In: **Design manual for roads and bridges**, Vol. 5, Section 1, Part 3. London, UK.

HMSO (1966) **Roads in urban areas**. Department of the environment, Scottish Development Department, Welsh office. London, UK.

INE – Instituto Nacional de Estatística (1982) **XII Recenseamento Geral da População**, Lisboa

INE – Instituto Nacional de Estatística (1992) **XIII Recenseamento Geral da População**, Lisboa

INE – Instituto Nacional de Estatística (2002) **XIV Recenseamento Geral da População**, Lisboa

INE – Instituto Nacional de Estatística (2002) **Estudo de mobilidade casa-trabalho relativo à área metropolitana do Porto**. Direcção Regional do Norte. Direcção Geral de Transportes Terrestres. Porto.

INE – Instituto Nacional de Estatística. (2004) **Tipologia Socio-económica da área metropolitana do Porto: à escala da subsecção estatística (Censos 2001)**. Disponível em: <[http://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine\\_publicacoes&PUBLICACOESpub\\_boui=133344&PUBLICACOESmodo=2&xlang=pt](http://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_publicacoes&PUBLICACOESpub_boui=133344&PUBLICACOESmodo=2&xlang=pt)>. Acedido em Junho de 2008.

JAE (1995) **Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional**. MAVOPAV. Edição JAE, Lisboa.

JAE, (1994) **Norma de traçado JAE P3/94**. Divisão de Estudos e Projectos da Junta Autónoma das Estradas, Edição JAE, Lisboa.

Kneib, E. C. e Silva, P. M. (2005) **Contribuição conceitual à análise dos impactos relacionados a empreendimentos geradores de viagens**. PLURIS 2005

Lobo, M. Costa; Pardal, Sidónio; Correia, P. D. (1998) **Normas Urbanísticas**. Vol. 2, 2ª Edição, DGOTDU, Lisboa.

Macedo, L. M. (2001) **Estratégias de Conservação e de Reabilitação da Rede Rodoviária Municipal**. Actas das Jornadas de Engenharia Civil 2001, Universidade do Minho; Guimarães.

Mannering, Fred L.; Kilareski, Walter P. e Washburn, Scott S. (2005) **Principles of Highway Engineering and Traffic Analysis**. 3<sup>rd</sup> Edition; John Wiley & Sons.

Mello, J. (1979) **Planejamento de transportes**. Editora Macgraw-hill do Brasil, Ltda, Recife, Pernambuco.

Mendes, J. (2004) Avaliação da qualidade de vida em cidades: fundamentos e aplicações. In: Mendes, J.; Silva, A.; Souza, L.; Ramos, A. (2004) **Contribuições para o desenvolvimento sustentável em cidades Portuguesas e Brasileiras**. Livraria Almedina, Coimbra.

Minhoto, M. J. C. (1996) **Desenvolvimento de um Sistema de Gestão da Conservação de Pavimentos Rodoviários Municipais**. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho; Braga.

Morgado, A. M. V. (1997) **Sistema de Avaliação da Qualidade dos Pavimentos para uma Rede Rodoviária Municipal**. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho; Braga.

O'Flaherty, C. A. (2003) **Transport Planning and Traffic Engineering**. Elsevier Butterworth – Heinemann; Oxford.

ONU (2007) **World Urbanization Prospects: The 2007 Revision**. Disponível em: <[http://www.un.org/esa/population/publications/wup2007/2007WUP\\_Highlights\\_web.pdf](http://www.un.org/esa/population/publications/wup2007/2007WUP_Highlights_web.pdf)>. Acesso em Março de 2009

Oliveira, R. e Mateus, A. (1970) **Técnicas de Engenharia de transito**. Gabinete de estudos e planeamento de transportes terrestres. Ministério das comunicações. Lisboa.

Ortúzar, J. (2000) **Modelos de Demanda de Transporte**. 2ª Edição. Alfaomega Grupo Editor. Pontificia Universidad Catolica do Chile.

Paula, F. Mesquita (2006) **Proposta de Adaptação da metodologia do Highway Capacity Manual 2000 para análise de vias arteriais urbanas em Fortaleza**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza.

Pereira, A. Figueiredo (1991) **The definition of classes of vehicles and influence in traffic signals settings –some numeric manipulation with Portuguese data**. 23<sup>rd</sup> UTSG Annual Conference, GMA-FCUP, Universidade do Porto, January

Pereira, P; e Miranda, V. (1999). **Gestão da conservação dos pavimentos rodoviários**. Departamento de Engenharia civil, Universidade do Minho. Guimarães.

Pereira, J.P. (2003) **Os pavimentos e a sua evolução**. Revista da conservação do património arquitectónico e da reabilitação do edificado Pedra & Cal nº 19, Caso de Estudo.

Pereira, P. (1993) **A gestão da Rede Rodoviária Municipal**. Universidade do Minho; Braga.

Pereira, P. e Santos, L. Picado. (2002) **Pavimentos Rodoviários**. Tipografia Barbosa & Xavier, Lda; Braga.

Pinto, J. I. (2003) Caracterização superficial de pavimentos rodoviários. Dissertação de Mestrado. Universidade Porto. Porto.

Portugal, L. e Goldner, L. (2003) Estudo de Pólos Geradores de Tráfego e dos seus impactos nos sistemas viário e de transportes. Edgard Blucher LTDA. São Paulo. Brasil

Projecto Bolina (2007) **Mobilidade Sustentável**. Disponível em: <<http://69.73.139.118/~jpspovoa/bolina//PROJECTO%20BOLINA.pdf>>. Acesso em Abril de 2007.

Ribeiro, Anabela (1997) As técnicas de acalmia de tráfego como instrumentos de qualificação urbana. In: Antunes, António Pais (1998) **Contribuições para o desenvolvimento da cidade**. Actas do seminário de investigação em engenharia, arquitectura e planeamento urbano, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de ciências e tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Ribeiro, P. (2005) **Estudo de vias urbanas: Processo de selecção de indicadores ambientalmente sustentáveis de gestão de tráfego**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Rodrigues, Carlos M. (1995) **Efeito dos veículos pesados em rampas de estradas de duas vias**. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Roess, Roger; Prassas, E.; Mcshane, W. (2004) **Traffic Engineering**. 3ª Edição, Pearson Education, New Jersey.

Seco, Álvaro; Antunes, A. Pais; Costa, A. Pires; Silva, A. Maria (2006) **Princípios básicos de organização de redes viárias**. Textos didácticos FEUP/FTCUC.

Seco, Álvaro; Vasconcelos, L. (2005) **Capacidade e níveis de serviço: estradas com duas vias e dois sentidos e estradas multivias**. Textos didácticos de Vias de Comunicação I. FTCUC/ESTV

Seco, Álvaro; Silva, Ana Maria; Ribeiro, Anabela (1997) A gestão da mobilidade como instrumento de uma política de transportes: Aplicação à Universidade de Coimbra. In: Antunes, António Pais (1998) **Contribuições para o desenvolvimento da cidade**. Actas do seminário de investigação em engenharia, arquitectura e planeamento urbano, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de ciências e tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra

Tolfo, J. D. (2006) **Estudo Comparativo de Técnicas de Análise de desempenho de Redes Viárias no Entorno de Pólos Geradores de Viagens**. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. Disponível em: <[http://www.pet.coppe.ufrj.br/dissertacoes/engenharia\\_trafego/tolfo\\_juliana.pdf](http://www.pet.coppe.ufrj.br/dissertacoes/engenharia_trafego/tolfo_juliana.pdf)>. Acesso em Janeiro de 2007

TRB (1998) **Travel estimation techniques for urban planning**. Report 365. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

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

TRB (1994) **Highway Capacity Manual**. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C.

Valdes, A.; Rica, S.; Azcoiti, J. (1988) **Ingenieria de Trafico**. 3ª Edição, Libreria Editorial Bellisco, Madrid

Ward, M.; Dixon, J.; Sadler, B.; Wilson, J. **Integrating land use and transport planning**. Land Transport New Zealand Research Report 333. New Zealand

Yoder, E. J.; e Witczak, M.W. (1975) **Principles of Pavement Design**. Wiley-Interscience Publication, 2ª edição, United States.

**Na Internet:**

[www.ig.ufu.br/caminhos\\_de\\_geografia.html](http://www.ig.ufu.br/caminhos_de_geografia.html) - Caminhos de Geografia, Revista on line – acedido em Outubro de 2006

<http://redpgv.coppe.ufrj.br/> - Rede Ibero-Americana de Transportes – Acesso em Abril de 2007

[http://www.un.org/esa/population/publications/wup2007/2007\\_urban\\_agglomerations\\_chart.pdf](http://www.un.org/esa/population/publications/wup2007/2007_urban_agglomerations_chart.pdf) - acedido em Novembro de 2008

[http://www.un.org/esa/population/publications/2007\\_PopDevt/Urban\\_2007.pdf](http://www.un.org/esa/population/publications/2007_PopDevt/Urban_2007.pdf) - acedido em Novembro de 2008

[http://www.un.org/esa/population/publications/wup2007/2007\\_urban\\_rural\\_chart.pdf](http://www.un.org/esa/population/publications/wup2007/2007_urban_rural_chart.pdf) - acedido em Novembro de 2008

[http://www.igeo.pt/atlas/Cap2/Cap2d\\_1.html](http://www.igeo.pt/atlas/Cap2/Cap2d_1.html) - acedido em Fevereiro de 2009

[http://rhumanidades.ulusofona.pt/arquivo/nr\\_12/artigos/3\\_diogo\\_mateus.pdf](http://rhumanidades.ulusofona.pt/arquivo/nr_12/artigos/3_diogo_mateus.pdf) - Artigo da Revista Lusófona de humanidades e tecnologias – acedido em Março de 2009

<http://esa.un.org/unup/> - acedido em Abril de 2009

**Legislação:**

Decreto-Lei nº 44/2005 de 23 de Fevereiro

Decreto-Lei nº 99/2005 de 21 de Junho

Resolução do Conselho de Ministros n.º 134-A/2004

## ANEXOS

### ANEXO 1 - CONCEITOS BÁSICOS DE TRÁFEGO

1. O Homem como Condutor e como Peão
  - 1.1. O sentido da Visão
  - 1.2. Tempo de Reacção e Percepção
  - 1.3. Espaço Vital para um peão
  - 1.4. Velocidade de circulação dos peões
- 1.2. O Veiculo
  - 1.2.1. Classificação dos veículos
  - 1.2.2. Dimensões e Pesos dos veículos
  - 1.2.3. Distancias de Travagem e Paragem
  - 1.1.4. Manobrabilidade
- 1.3.2. A estrada
  - 1.3.2.1. Velocidade
  - 1.3.2.2. Distâncias de visibilidade

### ANEXO 2 - CAPACIDADE E NÍVEL DE SERVIÇO EM VIAS INSERIDAS EM MEIO URBANO

2. Exemplo de aplicação da determinação da Capacidade e nível de serviço em vias inseridas em meio Urbano

### ANEXO 3 - MÉTODO DO OBSERVADOR MÓVEL

3. Exemplo de aplicação do Método do Observador Móvel

### ANEXO 4 - MÉTODO DE ANÁLISE DE CATEGORIAS

4. Exemplo de aplicação do método de análise de categorias

### ANEXO 5 - MÉTODOS DE DISTRIBUIÇÃO DE VIAGENS

5. Distribuição das viagens
  - 5.1. Métodos de factor de crescimento
  - 5.2. Métodos sintéticos
  - 5.4. Atribuições de tráfego / repartição do tráfego
  - 5.5. Factores que determinam a eleição do itinerário
  - 5.6. Métodos de atribuição
    - 5.6.1. Método do menor custo ou “tudo ou nada”
    - 5.6.2. Método de Abraham
    - 5.6.3. Métodos que têm em conta a saturação das vias
    - 5.6.4. Processo da TRAFFIC RESEARCH CORPORATION (TRC)
  - 5.7. Procedimento para realizar uma atribuição de tráfego

### ANEXO 6 - CLASSIFICAÇÃO FUNCIONAL DAS VIAS

### ANEXO 7 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DAS VIAS

### ANEXO 8 - RESULTADOS DA 1ª FASE DAS CONTAGENS CLASSIFICADAS DE TRÁFEGO

### ANEXO 9 - RESULTADOS DA 2ª FASE DAS CONTAGENS CLASSIFICADAS DE TRÁFEGO



ANEXO 10 - PROCEDIMENTOS PARA DETERMINAÇÃO DOS NÍVEIS DE SERVIÇO DAS VIAS

ANEXO 11 - DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO DO CRUZAMENTO PRIORITÁRIO

11. Procedimento para determinação dos Níveis de Serviço de intersecção Prioritária

ANEXO 12 - DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO DO CRUZAMENTO SEMAFORIZADO

12 - Procedimentos para determinação dos Níveis de Serviço de intersecção Semafórica

ANEXO 13 - DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO DA ROTUNDA

13 - Procedimentos para determinação dos Níveis de Serviço de Rotundas

ANEXO 14 - RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DOS PAVIMENTOS