

# Documento normativo para aplicação a arruamentos urbanos

---

## FASCÍCULO 1

Fundamentos sobre utentes  
e rede rodoviária

---

## Autoria

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES

### **Sandra Vieira**

Investigadora Auxiliar, Núcleo de Planeamento,  
Tráfego e Segurança

### **João Lourenço Cardoso**

Investigador Principal com Habilitação,  
Núcleo de Planeamento, Tráfego e Segurança

### **Carlos Roque**

Investigador Auxiliar, Núcleo de Planeamento,  
Tráfego e Segurança

### **António Lemonde de Macedo**

Investigador Coordenador, Departamento de Transportes

---

## Colaboração

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES

### **Cristina Sousa**

Técnica Superior

### **José Pereira Gil**

Técnico Superior

### **Cristina Cabral**

Assistente Técnica

### **Paulo Miranda**

Assistente Técnico

---

## Coordenação

POR PARTE DO INSTITUTO DA MOBILIDADE  
E DOS TRANSPORTES, I.P.

### **Ana Cristina Silva**

Técnica Superior

### **João Couto**

Técnico Superior

# Documento normativo para aplicação a arruamentos urbanos

*Guidelines for the design of urban roads*

## FASCÍCULO 1

Fundamentos sobre utentes  
e rede rodoviária

## BOOKLET 1

*Fundamentals about road  
users and road network*

# Resumo Abstract

O presente trabalho insere-se no âmbito de um protocolo entre o IMT - Instituto da Mobilidade e dos Transportes, I.P. (IMT) e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e destina-se a dar resposta à medida 25.92 do objetivo estratégico Infraestruturas Mais Seguras da Estratégia Nacional de Segurança Rodoviária - PENSE2020, consistindo na elaboração de uma norma técnica para aplicação a arruamentos urbanos, que possa contribuir para promover a melhoria da rede rodoviária municipal, designadamente através da adoção, no País, de critérios harmonizados no dimensionamento do traçado e no ordenamento da envolvente dos arruamentos urbanos, aspetos importantes para a obtenção de rodovias autoexplicativas necessárias para o pretendido Sistema Seguro.

A norma técnica está organizada em quatro fascículos, destinados a contemplar os fundamentos sobre utentes e rede rodoviária, as características geométricas para rodovias com tráfego motorizado e não motorizado e as medidas de acalmia de tráfego aplicáveis a cada tipo de arruamento.

Apresenta-se neste documento o Fascículo I, relativo aos fundamentos sobre utentes e rede rodoviária, onde se incluem considerações sobre a hierarquia da rede viária, se elencam as características dos vários constituintes do sistema de tráfego relevantes para o traçado, os elementos básicos de projeto e os parâmetros geométricos relevantes para a conceção do ambiente rodoviário urbano.

**Palavras-chave:** Norma de traçado / Arruamentos urbanos / Ambiente rodoviário

This work refers to the study requested to the National Civil Engineering Laboratory, IP (LNEC) by the IMT - Instituto da Mobilidade e dos Transportes, I.P. (Institute for Mobility and Transport), aiming at responding to the measure 25.93 of the strategic objective Safer Infrastructures of the National Road Safety Strategy - PENSE2020, and falls within the scope of the protocol between these two institutions. The purpose of the study is to elaborate a technical standard for application to urban streets, which may contribute to promote the improvement of the municipal road network, namely through the adoption of harmonized criteria in the dimensioning of the route and the planning of the urban street environment, at the national level. These are essential aspects to obtain self-explanatory roads necessary for the intended Safe System.

The technical standard is organised into four issues, designed to cover the fundamentals of road users and the road network, the geometric characteristics for motorized and non-motorized roads, and traffic calming measures applicable to each street type.

This document presents Volume I on the fundamentals of road users and the road network. It includes considerations on the hierarchy of the road network, listing the characteristics of the various components of the traffic system pertinent to the road layout, the essential design elements, and the geometric parameters relevant to the design of the urban road environment.

**Keywords:** Design standard / Urban roads / Streets / Road environment

# Lista de Abreviaturas

**AASHTO** – American Association of State Highway and Transportation Officials  
**ACAPO** – Associação dos Cegos e Amblíopes de Portugal  
 **$a_{cp}$**  – Aceleração Centrípeta  
**AIPCR** – Association Mondiale de la Route  
**ANSR** – Autoridade Nacional de Segurança Rodoviária  
**APA** – Agência Portuguesa do Ambiente  
**Austroroads** – Organisation of Road Transport and Traffic Agencies in Australia and New Zealand  
**BRT** – Bus Rapid Transit  
**CCDR** – Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional  
**CE** – Código da Estrada  
**CEREMA** – Centre d'Etudes et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement  
**CERTU** – Centre d'Études sur les Réseaux, les Transports, l'Urbanisme et les Constructions Publiques  
**CROW** – Information and Technology Centre for Transport and Infrastructure  
**CRR** – Centre de Recherches Routières  
**DF** – Delimitação de Fronteira  
**DfT** – Department for Transport  
**DGT** – Direção Geral de Transportes de Génève  
**DGV** – Direção-Geral de Viação  
**DOT** – Conjunto de dispositivos de Ordenamento do Tráfego  
**DV** – Distância de visibilidade  
**DVC** – Distância de Visibilidade para Manobra de Contorno  
**DVD** – Distância de Visibilidade de Decisão

**DVP** – Distância de visibilidade de paragem  
**DVU** – Distância de Visibilidade de Ultrapassagem  
**ECC** – Estações Centrais de Camionagem  
 **$F_{rc}$**  – Força de Reação Centrífuga  
 **$F_{at}$**  – Superfície do Pavimento  
 **$F_{cp}$**  – Força Centrípeta  
**FHWA** – Federal Highway Administration  
**FPH** – Fator de Ponta Horário  
 **$f_{tmin}$**  – Coeficiente de Atrito Transversal mínimo  
 **$f_{tmax}$**  – Coeficiente de Atrito Transversal máximo  
 **$g$**  – Aceleração da Gravidade  
**HCM** – Highway Capacity Manual (Manual de Capacidade de Estradas)  
**IC** – Itinerário Complementar  
**IHIE** – Institute of Highway Incorporated Engineers  
**IMT** – Instituto da Mobilidade e dos Transportes, I.P.  
**IMTT, I.P.** – Instituto de Mobilidade e Transportes Terrestres, I.P.  
**InIR** – Instituto das Infraestruturas Rodoviárias  
**IP** – Itinerário Principal  
**ISA** – Intelligent Speed Adaptation  
**ITE** – Institute of Transportation Engineers  
**ITF** – International Transport Forum  
**ITS** – Intelligent Transport Systems (Sistemas Inteligentes de Transporte)  
**JAЕ** – Junta Autónoma de Estradas  
**LNEC** – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P.  
 **$LR_{máx}$**  – Comprimento máximo do alinhamento reto  
 **$LR_{mín}$**  – Comprimento mínimo do alinhamento reto  
**LRV** – Lombas Redutoras de Velocidade

**LV** – Conjunto de dispositivos para Limitação de Velocidades  
**M** – Massa  
**MOP** – Ministério das Obras Públicas  
**OE** – Outras Estradas  
**OECD** – Organization of Economic Cooperation and Development  
**ONU** – United Nations Organization  
**P** – Peso do Corpo  
**PDU** – Plano de Deslocações Urbanas  
**PENSE** – Plano Estratégico Nacional de Segurança Rodoviária  
**PIARC** – World Road Association  
**PMOT** – Planos Municipais de Ordenamento do Território  
**PRP** – Prevenção Rodoviária Portuguesa  
**PUV** – Dispositivos para Passagens para Peões ou Velocípedes  
**R** – Raio de Curvatura  
**RRN** – Rede Rodoviária Nacional  
**RST** – Regulamento de Sinalização e Trânsito  
**RT-SCIE** – Regulamento Técnico de Segurança contra Incêndios em Edifícios  
**SA** – Standards Australia  
**SAE** – Society of Automotive Engineers  
**Se** – Sobrelevação  
**SL** – Sobrelargura  
**SMTC Tisséo** – Tisséo Voyageurs, Tisséo Collectivités, Tisséo Ingenieire  
**SNRIPD** – Secretariado Nacional de Reabilitação e Integração das Pessoas com Deficiência  
**SWOV** – Institute for Road Safety Research  
**TM** – Conjunto de dispositivos para Tráfego Misto

**TMD** – Tráfego Médio Diário  
**TMDA** – Tráfego Médio Diário Anual  
**TP** – Transporte Público  
**TRB** – Transportation Research Board  
**UITP** – The International Association of Public Transport  
**V** – Velocidade do Veículo  
 **$V_{85}$**  – Percentil 85 da distribuição de velocidades  
 **$V_B$**  – Velocidade Base  
**VHP** – Volume Horário de Projeto  
**VI** – Conjunto de dispositivos para Velocípedes em Intersecções  
**VLE** – Veículos Ligeiros Equivalentes  
**VSC** – Conjunto de dispositivos para Velocípedes em Secção Corrente  
**VT** – Velocidade não impedida  
**ZDC** – Zonas de Coexistência  
**ZEDL** – Zonas de Estacionamento de Duração Limitada

# Índice

## 01. Introdução 18

## 02. Categorização hierárquica da rede viária 22

2.1	Enquadramento	22
2.2	Vertentes do espaço em zona urbana	26
2.3	Sistema Seguro	27
2.4	O caso das redes urbanas	29
2.5	Categorização hierárquica funcional para as vias urbanas	31
2.6	Hierarquização viária e cruzamentos	35

## 03. Caracterização dos elementos do sistema de tráfego 38

3.1	Condutores	38
3.1.1	A expectativa do condutor	40
3.1.2	A visão do condutor	41
3.1.3	Tempos de perceção-reação	44
3.1.4	Altura dos olhos do condutor	47
3.1.5	Altura do obstáculo	47
3.2	Peões	48
3.2.1	Tipos de peões	48
3.2.2	Caraterísticas dimensionais	50
3.2.3	Peões em movimento	54
3.3	Veículos não motorizados	64
3.3.1	Velocípedes	64
3.3.2	Trotinetas	68
3.4	Veículos motorizados	70
3.4.1	Veículos tipo	70
3.4.2	Desempenho do veículo	73
3.5	Pavimento	74
3.5.1	Pavimento das faixas de rodagem	74
3.5.2	Pavimento em rodovias para velocípedes e caminhos pedonais	80

## 04. Elementos básicos de projeto 82

4.1	Velocidade	82
4.1.1	Generalidades	82
4.1.2	Velocidades de projeto	84
4.2	Tráfego rodoviário	89
4.2.1	Conceitos gerais	89

4.2.2	Parâmetros caracterizadores do tráfego	93
4.2.3	Capacidade	99
4.2.4	Nível de Serviço	99
4.2.5	Volume de serviço	100
4.2.6	Método do HCM para determinação da capacidade e volumes de serviço	101
4.2.7	Nível de serviço a adotar num projeto rodoviário	102
4.3	Tráfego não motorizado	104
4.3.1	Generalidades	104
4.3.2	Tráfego de velocípedes	104
4.3.3	Parâmetros caracterizadores do tráfego pedonal	105
4.4	Distâncias de visibilidade	109
4.4.1	Distância de visibilidade de paragem	109
4.4.2	Distância de visibilidade para manobra de contorno	112
4.4.3	Distância de visibilidade de decisão	113
4.4.4	Distância de visibilidade de ultrapassagem	114
4.4.5	Fatores de interrupção da linha de visão	114

## 05. Parâmetros geométricos 118

5.1	Considerações gerais	118
5.2	Alinhamentos retos	120
5.3	Alinhamentos curvos	120
5.3.1	Estimativa da velocidade não impedida em curva	120
5.3.2	Sobrelevação e aceleração transversal	121
5.3.3	Raios de curvas circulares e respetiva sobrelevação	123
5.3.4	Curvas de transição	128
5.3.5	Sobrelarguras	137
5.4	Perfil longitudinal	137
5.4.1	Generalidades	137
5.4.2	Trainéis	140
5.4.3	Concordâncias verticais	142
5.4.4	Vias adicionais	145
5.5	Coordenação do traçado em planta e em perfil longitudinal	145
5.6	Perfil transversal	146
5.6.1	Generalidades	146
5.6.2	Larguras de faixa de rodagem e de berma	149
5.6.3	Altura livre	151
5.6.4	Inclinação transversal da faixa de rodagem e das bermas e passeios	151
5.6.5	Drenagem longitudinal	152
5.6.6	Separador	154
5.6.7	Taludes laterais	154
5.7	Homogeneidade de traçado	155
5.7.1	Rodovias de Nível I com velocidade base superior a 70 km/h	155
5.7.2	Rodovias com velocidade base não inferior a 70 km/h	156

## Referências bibliográficas 160

# Índice de figuras

<b>Figura 2.1</b> – Categorização funcional das estradas (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)	23	<b>Figura 3.5</b> – Distância de “acomodamento” do olho em função da velocidade	43	<b>Figura 3.14</b> – Risco de morte de peão, por atropelamento, em função da velocidade do veículo (Cardoso, 2001)	58	<b>Figura 3.24</b> – Classificação das características superficiais segundo a AIPCR (PIARC, 1987).	75
<b>Figura 2.2</b> – Categorização de acordo com a visão de “segurança sustentável” (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)	24	<b>Figura 3.6</b> – Dimensões do ser humano a ter em conta no projeto de infraestruturas (Washington State Department of Transportation, 1997)	51	<b>Figura 3.15</b> – Área necessária para determinada zona de espera (Seco <i>et al.</i> , 2008b).	63	<b>Figura 3.25</b> – Variação do coeficiente de atrito com a percentagem de deslizamento do pneu (Gillespie, referido em Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	77
<b>Figura 2.3</b> – Risco de morte em função da velocidade de colisão para diferentes tipos de utentes (ITF, 2008).	25	<b>Figura 3.7</b> – Ocupação espacial do peão em planta (Pires da Costa e Macedo, 2008)	51	<b>Figura 3.16</b> – Espaço de manobra de um velocipedista (AASHTO, 2012).	65	<b>Figura 3.26</b> – Variação dos coeficientes de atrito longitudinal e transversal com a percentagem de deslizamento do pneu.	77
<b>Figura 2.4</b> – Classificação dos arruamentos pelas vertentes Movimento e Lugar (Adaptado de Austroads, 2008)	26	<b>Figura 3.8</b> – Dimensões espaciais para pessoas com incapacidades (Washington State Department of Transportation, 1997)	52	<b>Figura 3.17</b> – Dimensões das velocípedes (adaptado de AASHTO, 2012).	65	<b>Figura 3.27</b> – Coeficiente de atrito longitudinal considerado nas normas de diferentes países (Fambro <i>et al.</i> , referido em Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	79
<b>Figura 2.5</b> – Relação entre espaço e respetivas rodovias (Gunnarsson, 1999).	30	<b>Figura 3.9</b> – Necessidades espaciais dos peões (New Zealand Transport Agency, 2009)	52	<b>Figura 3.18</b> – Espaço de manobra de um condutor de trotineta.	68	<b>Figura 3.28</b> – Coeficiente de atrito transversal considerado nas normas de diferentes países (Krammes e Garnham, referido em Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	79
<b>Figura 2.6</b> – Cruzamentos admissíveis entre vias urbanas, consoante a respetiva categoria funcional (adaptado de IMTT, I.P., 2011a).	35	<b>Figura 3.10</b> – Espaço necessário para a deslocação pedonal (Conceito de Acessibilidade, 2003, referido em IMTT, I.P., 2011c)	53	<b>Figura 3.19</b> – Dimensões do veículo tipo de recolha de resíduos sólidos urbanos (Campos, 1993).	70	<b>Figura 4.1</b> – Distribuição de velocidades de circulação em arruamentos urbanos de Nível I (VU_NI) e II (VU_NII) (adaptado de Cardoso e Andrade, 2005).	83
<b>Figura 3.1</b> – Processos realizados durante a realização da tarefa de condução	38	<b>Figura 3.11</b> – Distribuição de velocidade dos peões para três grupos etários de peões (crianças, adultos e idosos) (CROW, 1998).	55	<b>Figura 3.20</b> – Dimensões dos veículos tipo (Macedo <i>et al.</i> , 2011).	71	<b>Figura 4.2</b> – Velocidades de sobrevivência para diversos tipos de impactos (adaptado de ITF, 2008).	88
<b>Figura 3.2</b> – Campo de visão humano (adaptado de CROW, 1998)	41	<b>Figura 3.12</b> – Velocidade de circulação do peão em função do declive (EPFL-LITEP, 1995, referido em IMTT, I.P., 2011a)	55	<b>Figura 3.21</b> – Exemplo de áreas de varredura de um autocarro (Macedo <i>et al.</i> , 2011).	72	<b>Figura 4.3</b> – Avaliação do nível de serviço multimodal em zona urbana (adaptado de TRB, 2018).	91
<b>Figura 3.3</b> – Campo de visão periférica ( $2\Phi$ ) em função da velocidade (Pires da Costa e Macedo, 2008)	42	<b>Figura 3.13</b> – Repartição modal típica em função do comprimento da viagem (Pita, 2002, referido em Seco <i>et al.</i> , 2008b)	57	<b>Figura 3.22</b> – Distâncias de aceleração do veículo ligeiro de passageiros em patamar (adaptado de AASHTO, 2011).	73		
<b>Figura 3.4</b> – Características do campo visual para várias velocidades (Babkov, 1987, citado em ACEM, 2006)	43			<b>Figura 3.23</b> – Distâncias de desaceleração do veículo ligeiro de passageiros na aproximação a cruzamentos (AASHTO, 2011).	74		

<b>Figura 4.4</b> – Relações entre Velocidade, Volume e Densidade de Tráfego (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	97	<b>Figura 4.12</b> – Condições de visibilidade nas curvas em função da velocidade não impedida (VT) (adaptado de JAE, 1994).	115	<b>Figura 5.6</b> – Transição da sobrelevação sem curva de transição (Engivia, 2010).	134	<b>Figura 5.15</b> – Inclinação transversal da faixa de rodagem e bermas em reta (a) e em curva com sobrelevação (b), em rodovias de Nível I com condicionamento de acessos (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	153
<b>Figura 4.5</b> – Relações entre parâmetros caracterizadores do tráfego para diferentes velocidades de projeto (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	98	<b>Figura 4.13</b> – Visibilidade em concordâncias convexas com extensão superior à DV (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	116	<b>Figura 5.7</b> – Transição da sobrelevação com curva de transição (Engivia, 2010).	135		
<b>Figura 4.6</b> – Relação entre volume de serviço e velocidade (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	100	<b>Figura 4.14</b> – Visibilidade em concordâncias côncavas (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	117	<b>Figura 5.8</b> – Exemplos de eixos de rotação (JAE, 1994).	136	<b>Figura 5.16</b> – Traçado em planta de curvas circulares. Combinação de raios desejável (Engivia, 2010).	156
<b>Figura 4.7</b> – Variação da velocidade e da distância percorrida anualmente, com a idade do velocipedista na Dinamarca (adaptado de Vejdirektoratet, 2000).	104	<b>Figura 5.1</b> – Forças que concorrem para o equilíbrio de um veículo em secção transversal sobrelevada (adaptado de Donnell et al., 2009).	121	<b>Figura 5.9</b> – Impactes dos trainéis na circulação de velocípedes (adaptado de CROW, 1998).	141		
<b>Figura 4.8</b> – Relação entre volume, densidade e velocidade de peões (TRB, 2018).	106	<b>Figura 5.2</b> – Acelerações centrípetas medidas em curvas em planta de estradas portuguesas. Comparação com limiares das normas americanas e australianas (Cardoso, 1998).	124	<b>Figura 5.10</b> – Relações entre diferença de cota e inclinação e comprimento de trainéis (adaptado de CROW, 1998).	142		
<b>Figura 4.9</b> – Relação volumes de tráfego pedonal, médio e de grupo (adaptado de (TRB, 2018)).	107	<b>Figura 5.3</b> – Representação esquemática de uma clotóide no seu referencial próprio (Engivia, 2010)	129	<b>Figura 5.11</b> – Elementos do perfil transversal de uma rodovia de Nível I com condicionamento de acessos (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	146		
<b>Figura 4.10</b> – Distâncias de visibilidade em interseções (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	115	<b>Figura 5.4</b> – Transição da sobrelevação (rotação em torno do eixo) (JAE, 1994).	133	<b>Figura 5.12</b> – Elementos do perfil transversal de um arruamento sem condicionamento de acessos (adaptado de Seco et al., 2008a).	147		
<b>Figura 4.11</b> – Distâncias de visibilidade na aproximação a uma passagem de peões em interseções (adaptado de Washington State Department of Transportation, 1997).	115	<b>Figura 5.5</b> – Obliquidade máxima (%) em função da velocidade base (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)	134	<b>Figura 5.13</b> – Seleção do tipo de rodovia com velocípedes (adaptado de Vejdirektoratet, 2000 e CERTU, 1998).	148		
				<b>Figura 5.14</b> – Dimensões recomendadas para pista para velocípedes (adaptado de CROW, 1998).	150		

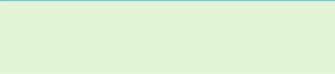
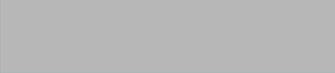
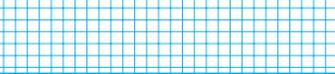
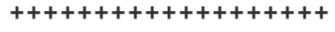
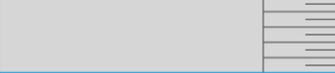
# Índice de quadros

<b>Quadro 2.1</b> – Velocidade segura, em função do tipo de interação de tráfego (SWOV, 2018).	28	<b>Quadro 3.5</b> – Comparação dos critérios para a altura dos olhos do condutor ao nível internacional (AASHTO, 2004, Harwood, et al., 1995 e JAE, 1994).	47	<b>Quadro 3.15</b> – Níveis serviço em passeios para pelotões (Seco et al., 2008b).	61	<b>Quadro 3.26</b> – Coeficiente de atrito transversal máximo a considerar (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	80
<b>Quadro 2.2</b> – Hierarquia de redes urbanas (IMTT, I.P., 2011a).	31	<b>Quadro 3.6</b> – Tipos de peões (New Zealand Transport Agency, 2009).	48	<b>Quadro 3.16</b> – Níveis de serviço em função do atraso médio para passagens para peões semaforizadas (Seco et al., 2008b).	62	<b>Quadro 3.27</b> Aderência e conforto dos materiais para percursos pedonais (CEREMA, 2019)	81
<b>Quadro 2.3</b> – Categorização hierárquica rodoviária (adaptado de Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	32	<b>Quadro 3.7</b> – Características físicas dos peões (adaptado de New Zealand Transport Agency, 2009).	49	<b>Quadro 3.17</b> – Níveis de serviço em passagens para peões sem regulação (Seco et al., 2008b).	63	<b>Quadro 4.1</b> – Exemplos do impacte multimodal nos níveis de serviço.	92
<b>Quadro 2.4</b> – Categorização ao nível do arruamento residencial.	33	<b>Quadro 3.8</b> – Zonas de manobra em percursos acessíveis (adaptado de SNRIPD, 2006).	53	<b>Quadro 3.18</b> – Níveis de serviço em zonas de espera (Seco et al., 2008b).	63	<b>Quadro 4.2</b> – Níveis de serviço a adotar no projeto rodoviário (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	103
<b>Quadro 2.5</b> – Categorização hierárquica ao nível das vias urbanas.	34	<b>Quadro 3.9</b> – Valores padrão de velocidade de um peão para uma população (adaptado de CROW, 1998).	54	<b>Quadro 3.19</b> – Níveis de serviço para um trajeto pedonal (Seco et al., 2008b).	64	<b>Quadro 4.3</b> – Níveis de serviço para peões em movimento (adaptado de (Seco et al., 2008) e (TRB, 2018)).	108
<b>Quadro 2.6</b> – Tipologias possíveis para os cruzamentos admissíveis (IMTT, I.P., 2011a).	36	<b>Quadro 3.10</b> – Tempos de deslocação em função de valores de velocidades do peão (New Zealand Transport Agency, 2009).	56	<b>Quadro 3.20</b> – Dimensões fundamentais - velocípedes (adaptado de AASHTO, 2012).	66	<b>Quadro 4.4</b> – Níveis de serviço para peões parados (adaptado de (Seco et al., 2008b) e (TRB, 2018)).	108
<b>Quadro 3.1</b> – Componentes do tempo médio de perceção – reação (Hooper e McGee, citado em TRB, 2001).	45	<b>Quadro 3.11</b> – Distâncias máximas recomendadas para grupos especiais (Seco et al., 2008b).	57	<b>Quadro 3.21</b> – Critérios de desempenho fundamentais - velocípedes (adaptado de AASHTO, 2012).	67	<b>Quadro 4.5</b> – DVP de veículo motorizado em trainel horizontal (m).	111
<b>Quadro 3.2</b> – Comparação dos tempos de perceção-reação considerados ao nível internacional (Harwood, et al., 1995 e JAE, 1994).	45	<b>Quadro 3.12</b> – Níveis de Serviço para peões em movimento (Seco et al., 2008b).	59	<b>Quadro 3.22</b> – Dimensões fundamentais - trotinetas.	69	<b>Quadro 4.6</b> – DVP de velocípede em trainel horizontal (m).	111
<b>Quadro 3.3</b> – Fatores que afetam negativamente as diferentes componentes dos tempos de perceção-reação de condutores idosos.	46	<b>Quadro 3.13</b> – Níveis de serviço para peões em movimento (Seco et al., 2008b).	60	<b>Quadro 3.23</b> – Critérios de desempenho fundamentais - trotinetas.	69	<b>Quadro 4.7</b> – Distância de visibilidade para manobra de contorno (m) (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	112
<b>Quadro 3.4</b> – Tempos de perceção-reação a considerar em estradas portuguesas.	46	<b>Quadro 3.14</b> – Níveis de serviço em passeios para condições médias (Seco et al., 2008b).	61	<b>Quadro 3.24</b> – Níveis de desaceleração de emergência padrão a considerar no cálculo da DVP (Cardoso, 2010b).	74	<b>Quadro 4.8</b> – Distância de visibilidade de decisão (m) (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	113
				<b>Quadro 3.25</b> – Coeficiente de atrito longitudinal (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).	80		

- Quadro 4.9** – Raio mínimo das concordâncias convexas (m) (Macedo, Cardoso e Roque, 2011). 117
- Quadro 5.1** – Relação entre a velocidade, o raio e a aceleração transversal numa curva horizontal (adaptado de Macedo, Cardoso e Roque, 2011). 125
- Quadro 5.2** – Aceleração transversal máxima em curva (Macedo, Cardoso e Roque, 2011). 125
- Quadro 5.3** – Raio mínimo em curva horizontal de rodovias de Nível I (Macedo, Cardoso e Roque, 2011). 126
- Quadro 5.4** – Sobrelevação em curva de rodovias de Nível I (JAE, 1994). 126
- Quadro 5.5** – Raio mínimo de curva horizontal em função da velocidade base e da inclinação transversal, para rodovias de Nível II e III. 127
- Quadro 5.6** – Parâmetro da clotóide das curvas em planta (adaptado de Macedo, Cardoso e Roque, 2011). 130
- Quadro 5.7** – Obliquidade máxima (%) (adaptado de Lamm et al., 1999). 132
- Quadro 5.8** – Obliquidade máxima (%) em diversos países (adaptado Macedo, Cardoso e Roque, 2011). 133

- Quadro 5.9** – Variação na frequência de acidentes em resultado de alteração da inclinação dos trainéis (Elvik et al., 2009). 138
- Quadro 5.10** – Inclinação máxima desejável dos trainéis (Macedo, Cardoso e Roque, 2011). 140
- Quadro 5.11** – Desenvolvimento mínimo das concordâncias, para conforto óptico (Macedo, Cardoso e Roque, 2011). 143
- Quadro 5.12** – Raio equivalente mínimo das concordâncias, atendendo à variação da aceleração vertical (Macedo, Cardoso e Roque, 2011). 143
- Quadro 5.13** – Tipo de segregação do tráfego motorizado relativamente ao de velocípedes (adaptado de CROW, 1998). 148
- Quadro 5.14** – Comprimento mínimo do alinhamento reto (LR<sub>mín</sub>) em função da velocidade não impedida (adaptado de Engivia, 2010). 157
- Quadro 5.15** – Estradas sem acessos condicionados. Comprimento máximo do alinhamento reto - LR<sub>máx</sub> (adaptado de Engivia, 2010). 157
- Quadro 5.16** – Estradas com acessos condicionados. Comprimento máximo do alinhamento reto - LR<sub>máx</sub> (Engivia, 2010). 157

# Legenda gráfica

	Zona verde
	Faixa de rodagem
	Via de tráfego ou pista para velocípedes
	Espaço destinado à separação de zonas de circulação (ilhéus, separadores, etc.) podendo ser em diferentes materiais (vegetação, calçada, betão, etc.)
	Passeio
	Pavimento em blocos
	Sinal em planta (em figuras com corte)
	Linha de corte
	Rampa
	Candeeiro (iluminação direcionada)
	Candeeiro (iluminação a 360°)
	Pilarete
	Peão em planta
	Velocípede em planta
	Veículo ligeiro em planta
	Veículos pesados de passageiros em planta
	Veículo pesado de mercadorias em planta
	Arbusto
	Zona de instalação de dispositivo de limitação de velocidade

# 01.

## Introdução

O traçado geométrico constitui uma componente primeira do projeto rodoviário, enquanto expressão técnica do “desenho” da infraestrutura que se pretende materializar e implantar num determinado suporte físico. Com efeito, é com referência a um traçado inicial que se estudam e definem várias características das demais componentes do projeto (terraplenagens, drenagem, pavimentação, equipamentos de segurança, etc.) as quais, por seu lado, também colocam condicionamentos à geometria desse mesmo traçado, interagindo assim num processo iterativo que deve conduzir à solução final a adotar. Nas áreas urbanas, crescem condicionantes importantes associadas à ocupação e uso do solo da envolvente rodoviária, as quais, por sua vez, são determinantes da qualidade da vivência urbana.

Os valores de variáveis cinemáticas e dinâmicas, associadas ao movimento do veículo automóvel, estão relacionados com características físicas do seu suporte de rolamento. O estabelecimento de limiares aceitáveis ou recomendáveis para aquelas variáveis e conseqüentemente para os parâmetros geométricos a utilizar no traçado da rodovia, não se restringe atualmente a um exercício teórico baseado em fatores físicos e de desempenho dos veículos, mas assenta sobretudo na satisfação de critérios que introduzem a consideração de capacidades, limitações, desejos e expectativas dos utentes – o fator humano.

A necessidade de se dispor de documentos orientadores, de boas práticas e normativos para o projeto de estradas foi sentida desde cedo, mormente quando a circulação de veículos automóveis começou a expandir-se no Século XX, a partir do fim da 1ª Guerra Mundial. Estes documentos foram evoluindo, desde compilações de regras baseadas em resultados empíricos, decorrentes da experiência prática de múltiplas obras de construção rodoviária, até especificações técnicas suportadas por métodos racionais de abordagem dos fenómenos envolvidos.

A experimentação e a investigação e desenvolvimento têm sido determinantes para o avanço e generalização dos conhecimentos nas áreas pertinentes para o projeto rodoviário, contribuindo para o aperfeiçoamento de conceitos, critérios e metodologias que são adotados nos referidos documentos.

Em Portugal, à semelhança de outros países, e inspirado no que foi sendo produzido nos mais avançados, também se evoluiu nesse sentido, designadamente com a publicação, pela então “Junta Autónoma de Estradas” (JAE), das designadas “Normas de Projeto”, entre as quais figura a “Norma de Traçado” para estradas interurbanas (JAE, 1994), datada do início da década de 1990 e objeto de uma revisão em 2010 pelo InIR (Engivia, 2010). Na sequência e promovida pelo mesmo Instituto, o LNEC foi incumbido, através do seu Departamento de Transportes, da elaboração de um “Documento Base”, com o objetivo de colir

gir e apresentar de forma coerente e estruturada os principais conceitos, critérios, metodologias de abordagem e outros elementos de carácter geral que devem ser adotados no projeto do traçado de rodovias interurbanas, de modo a que pudesse servir como referência comum para a elaboração e utilização de documentos normativos destinados a tipos específicos de rodovias interurbanas e a elementos particulares das mesmas. O referido “Documento Base” foi publicado como relatório do LNEC (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

No que se refere ao traçado de rodovias em área urbana, há registo de diversas iniciativas, de organismos públicos e não governamentais, incidindo sobre quer sobre aspetos parcelares – por exemplo, DGV (Gonçalves e Girão, 1974) e PRP (Sousa Marques, 1994) – quer com âmbito global – GEPT (Mateus e Girão, 1970). Salientam-se ainda recentes iniciativas neste âmbito pela Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional Norte (2010) e do Instituto de Mobilidade e Transportes (2010), então designado de Instituto de Mobilidade e Transportes Terrestres. Contudo, ao invés das estradas interurbanas, não existe um documento de referência nacional que abranja de forma global os aspetos do traçado geométrico das rodovias em meio urbano, suscetível de ser usado como referência ao longo do ciclo de vida dessas infraestruturas permitindo atender às necessidades dos tráfegos motorizado e não motorizado.

Nos últimos vinte anos verificaram-se desenvolvimentos significativos neste âmbito, nomeadamente em resultado de projetos conjuntos europeus de investigação, alguns com a participação nacional, e também de atividades similares em países de outros continentes, como a Austrália e os Estados Unidos da América, introduzindo não só aperfeiçoamentos técnicos específicos mas também visões mais abrangentes da função da rodovia no seio do sistema de transportes, assim como a consideração mais explícita de aspetos relacionados com a segurança e ainda novos pressupostos, como os que assentam no paradigma da sustentabilidade.

Simultaneamente, verifica-se um crescente interesse pelos aspetos da segurança rodoviária da circulação em meio urbano, justificado não só por aspetos de qualidade de vida nas cidades mas também pelo efeito negativo em termos de saúde pública da sinistralidade nestas áreas (em Portugal, 54% dos mortos no período de 2013 a 2017, e 62% dos feridos graves) e pela dificuldade revelada na sua diminuição. Igualmente se verificou nos países com melhores indicadores de sinistralidade o papel que a infraestrutura rodoviária urbana desempenha na obtenção de um Sistema Seguro, consentâneo com a visão da estratégia de segurança rodoviária do País.

É de salientar que a determinação da Resolução do Conselho de Ministros n.º 85/2017, de 19 de junho, estabeleceu que o Plano Estratégico Nacional de Segurança Rodoviária – PENSE 2020 se baseia no “Sistema de Transporte Rodoviário Seguro” (Resolução do Conselho de Ministros n.º 85/2017), o qual corresponde à abordagem do Sistema Sustentavelmente Seguro, iniciado na Holanda (Wegman e Elsenaar, 1997) e pela Visão Zero, primeiramente adotada pela Suécia (Tingvall e Howarth, 1999).

A importância do impacto das questões do traçado na segurança das deslocações urbanas justificou que no PENSE 2020 tenha sido incluída a elaboração de uma norma técnica para aplicação a arruamentos urbanos (Medida A25.92), integrada no objetivo operacional tendente à promoção da melhoria da rede rodoviária municipal, o qual faz parte do objetivo estratégico de promover infraestruturas mais seguras.

É neste contexto que decorre um processo de elaboração das Normas Técnicas para Traçado e Ordenamento da Envolvente de Redes Viárias Urbanas em Portugal, tarefa que presentemente se insere na esfera de competências do Instituto de Mobilidade e Transportes (IMT).

Foi atribuída ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), através do seu Departamento de Transportes, a tarefa de elaborar, com base nos conhecimentos mais atuais já consolidados na área em causa, o referido documento técnico para aplicação a arruamentos urbanos, que possa contribuir para promover a melhoria da rede

rodoviária municipal, designadamente através da adoção, no País, de critérios harmonizados no dimensionamento do traçado e no ordenamento da envolvente dos arruamentos urbanos. A norma técnica está organizada em quatro partes, destinadas a contemplar os seguintes aspetos principais:

- **Fascículo I - Fundamentos sobre utentes e rede rodoviária**
- **Fascículo II - Características geométricas para rodovias com tráfego motorizado**
- **Fascículo III - Características geométricas para vias de tráfego não motorizado**
- **Fascículo IV - Medidas de acalmia e outros dispositivos de tráfego**

A escolha dos parâmetros de projeto, dentro de um intervalo de valores admissíveis, em obras novas, e a mitigação das consequências de desvios a esses valores, em remodelações dentro de áreas urbanas consolidadas e antigas, requerem juízos de engenharia pelos projetistas. Na elaboração do presente documento considerou-se vantajoso disponibilizar exemplos de abordagens de outros países como forma de disponibilizar elementos e referências bibliográficas de apoio a esses juízos. A sinalização apresentada nos desenhos é a mínima para se poder compreender o funcionamento do tráfego nos dispositivos. A pormenorização da sinalização tem de ser feita respeitando o Regulamento de Sinalização do Trânsito (Decreto Regulamentar n.º 6/2019, de 22 de outubro), recomendando-se a consulta dos documentos normativos do InIR/IMT e do manual sinalização urbana publicado pela PRP (Almeida Roque, 2005).

No presente Fascículo I descrevem-se os pressupostos básicos e os elementos comuns ao projeto do traçado rodoviário, que devem ser usados como referência nos restantes fascículos, cujo conteúdo está direcionado para os projetos de tipos específicos de rodovias e de elementos integrantes da rodovia, como sejam as interseções. Atenta a sobreposição de funções das rodovias abrangidas pelo atrás mencionado “Documento Base” e daquelas a que se destina este Fascículo I,

na elaboração dos capítulos seguintes tomou-se como base a abordagem e os critérios adotados na correspondente publicação (Macedo, Cardoso e Roque, 2011). Uma vez que a disposição das rodovias e a forma como se relacionam com a envolvente tem um grande impacto no mérito estético e funcional de uma zona urbana e face à importância que deve ser atribuída à circulação dos utentes vulneráveis nestas áreas, houve que complementar a informação de base coligida e proceder às necessárias adaptações.

Efetivamente, pretende-se que os elementos disponibilizados neste Fascículo permitam aos utilizadores do Documento Normativo incluir de forma integrada os tráfegos de peões, velocípedes, transportes públicos e outros veículos motorizados no projeto das rodovias urbanas, conciliando as respetivas visões (Ben Hamilton-Baillie, 2004) e propiciando uma circulação segura e eficiente com a qualidade e a legibilidade do ambiente construído (Forsyth e Krizek, 2011).

Neste sentido, no Capítulo 2 deste Fascículo I abordam-se os assuntos relativos à categorização das rodovias urbanas, no Capítulo 3 efetua-se uma caracterização dos elementos do sistema de tráfego, no Capítulo 4 estabelecem-se os elementos básicos de projeto; e finalmente, no Capítulo 5 são preconizados os principais parâmetros de projeto.

O documento normativo foi objeto de extensa consulta pública, para além da apreciação e validação por um painel constituído para esse efeito, composto por técnicos do IMT e por outros especialistas externos.



# 02.

## Categorização hierárquica da rede viária

### 2.1 Enquadramento

O estabelecimento de uma hierarquia viária no seio da respetiva rede constitui um meio para facilitar a prossecução de vários objetivos associados às políticas do setor, ao planeamento, à gestão e à intervenção nessa rede, contribuindo igualmente para a sua organização coerente no espaço territorial onde se insere, seja rural seja urbano.

Existem várias formas de se categorizarem as vias, conduzindo a diferentes classificações das mesmas. Para esse efeito relevam dois critérios que se poderão designar por “administrativo” e “funcional”. O primeiro visa, basicamente, a identificação com o tipo de entidade responsável pela gestão da infraestrutura viária em causa (p. ex. a classificação em Estradas Nacionais, Estradas Municipais, Estradas Intermunicipais, etc.) enquanto o segundo visa sobretudo evidenciar o papel que é suposto esperar-se de cada uma no sistema de tráfego (p. ex. a classificação em via distribuidora primária, secundária, de acesso local, etc.). Para determinados efeitos estes critérios são utilizados de forma conjugada, como se verifica no processo de planeamento rodoviário.

A categorização funcional é a que se reveste de maior utilidade no âmbito das abordagens de natureza técnica, destinadas a assegurar, nomeadamente, condições adequadas de circulação e de segurança aos utentes do sistema de tráfego rodoviário, remetendo esta função (por vezes designada na bibliografia, de “circulação” ou de “transporte”) para a sua conhecida subdivisão nas funções “mobilidade” e “acessibilidade”. A caracterização de ambas remete primeiramente para velocidades de circulação que lhes são associadas e para outros fatores distintivos como sejam a capacidade, a composição do tráfego e a sua maior ou menor segregação.

A função “mobilidade” é a que se espera que uma via assegure em termos de capacidade e velocidade de escoamento dos fluxos de pessoas e bens, enquanto a função “acessibilidade” é a que reflete a maior ou menor facilidade que a via oferece para levar os seus utentes aos respetivos destinos finais. Na prática, é difícil obter a completa satisfação destas duas funções numa determinada estrada. Tal facto origina a possibilidade de definição de categorias viárias numa

gama quase contínua, consoante as proporções atribuídas a cada uma das referidas funções (ver Figura 2.1).

As estradas em que a função mobilidade é preponderante, destinam-se em regra a servir o tráfego de longo curso, sendo expectáveis e permitidas velocidades elevadas (e proibidas velocidades muito baixas), requerendo cruzamentos desnivelados. O tráfego de utentes vulneráveis deve ser aí segregado e cumprida uma densidade linear máxima de pontos de acesso ou de saída. São exemplos desta categoria as estradas reservadas a automóveis e motociclos, as autoestradas e algumas vias arteriais urbanas.

As vias com função “acesso” predominante devem permitir a entrada e saída das propriedades ao longo da estrada ou do arruamento. Nesta categoria verifica-se a partilha do espaço por tráfegos motorizado e não motorizado, pelo que não devem ser permitidas elevadas velocidades dos veículos motorizados, o que implica habitualmente o recurso a condições especiais de traçado ou à colocação de dispositivos de limitação de velocidade adequados. São exemplo desta categoria de estrada, os arruamentos em zonas residenciais e as estradas rurais locais.

Nas duas categorias descritas, as funções são relativamente bem definidas, por serem dominantes, sendo fácil configurá-las de modo a que os condutores as possam reconhecer e ter o respetivo comportamento adequadamente condicionado. Existe uma terceira categoria de estradas destinadas a assegurar a ligação entre as estradas das duas categorias já descritas, tendo, assim, uma função de distribuição. Trata-se de estradas com maior frequência de interseções do que as de função mobilidade, onde não se aplica o requisito de desnivelamento dos cruzamentos e onde geralmente podem circular todos os tipos de veículos, sendo raras as restrições impostas ao uso por determinado tipo de utentes.

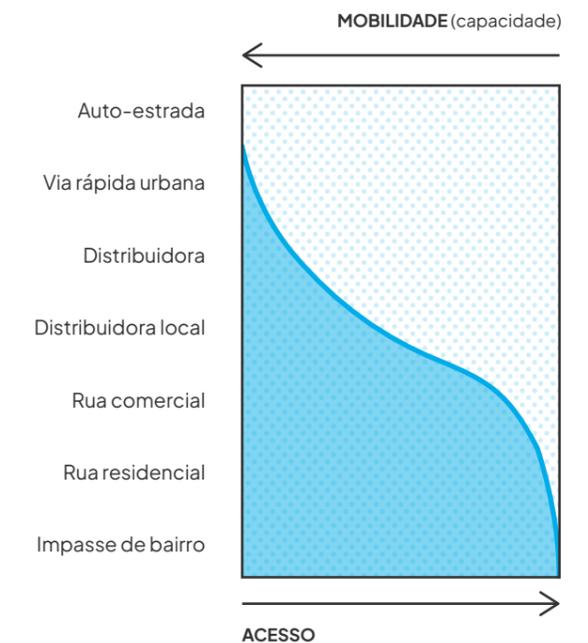


Figura 2.1  
Categorização funcional das estradas (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

O conceito de “estrada autoexplicativa” fundamenta-se na teoria segundo a qual, através da experiência de condução, os condutores adquirem expectativas “de longo prazo” (a priori) acerca da envolvente rodoviária, as quais estão organizadas em função de categorias de estradas (por exemplo, autoestrada ou rua residencial) ou de segmentos de estrada (por exemplo, rotunda, interseção, curva, passagem estreita) e influenciam a escolha dos comportamentos de condução. Decorre desta noção ser possível estruturar a rede rodoviária e projetar os seus elementos de uma forma que encoraje ou propicie aos condutores uma condução segura, designadamente no que diz respeito à escolha da velocidade.

A concretização de estradas autoexplicativas pressupõe a atribuição de uma função clara a cada estrada da rede rodoviária. Assente neste conceito, a visão holandesa de “segurança sustentável” inclui, como princípios orientadores, a monofuncionalidade e a previsibilidade (Wegman e Aarts, 2006). O primeiro estabelece que a rede rodoviária deve ser estruturada hierarquicamente de modo a que cada estrada tenha uma função prevaemente (acesso, distribuição ou mobilidade). O segundo determina que a configuração da envolvente rodoviária e o comportamento dos utentes sejam reconhecíveis e estejam de acordo com as suas expectativas, o que pode ser conseguido através da homogeneidade e continuidade do traçado da estrada, bem como através de um conjunto específico de características associadas a cada categoria. A aplicação destes princípios corresponde à transformação da tradicional abordagem quase contínua ilustrada na Figura 2.1, noutra, por patamares, como a representada na Figura 2.2, em que se privilegia de forma clara determinada função para cada ligação rodoviária.

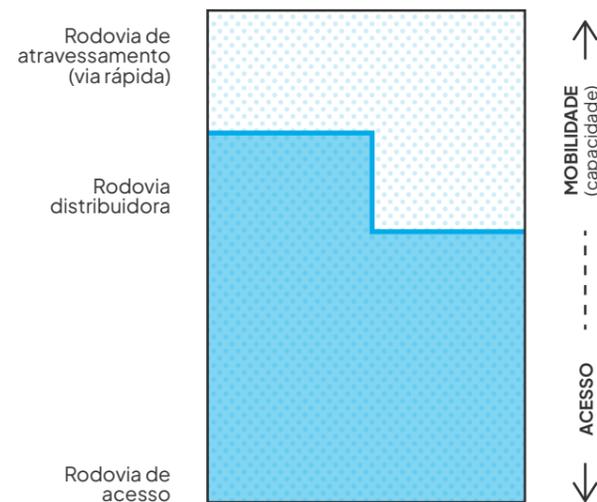


Figura 2.2  
Categorização de acordo com a visão de “segurança sustentável” (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

Estes desenvolvimentos enquadram-se na aplicação da abordagem do “Sistema Seguro”, reconhecida como a alternativa às intervenções tradicionais que conduz mais eficazmente ao objetivo de longo prazo de eliminação de mortos e feridos graves decorrentes da sinistralidade rodoviária, que está consignado em estratégias já adotadas em vários países, de que a “Visão Zero” na Suécia é um exemplo.

A abordagem do “Sistema Seguro” no âmbito do tráfego rodoviário (ver seção 2.3) tem os seguintes pressupostos (ITF, 2016):

- O reconhecimento de que os utentes do sistema de tráfego cometem erros que podem originar impactos (entre veículos, de veículos com obstáculos ou de pessoas com veículos, obstáculos ou outras pessoas);
- A constatação de que o corpo humano tem uma capacidade limitada para tolerar as forças geradas pelos impactos, de modo a evitar danos corporais irreversíveis;

- A assunção de que existe uma responsabilidade partilhada entre todos os intervenientes, que projetam, constroem, gerem e utilizam a estrada e os veículos, bem como os que prestam serviços de emergência pós-acidente;
- A observância da necessidade de todas as componentes do sistema serem reforçadas e redundantes para prever que eventuais falhas não ponham em causa a proteção dos utentes.

Esta abordagem aponta para a adoção de um adequado e robusto “sistema de gestão da segurança rodoviária” por parte das entidades responsáveis aos vários níveis, no âmbito do qual todos os utentes sejam orientados para a adoção de comportamentos seguros e o sistema direcionado para a mitigação das consequências dos erros humanos.

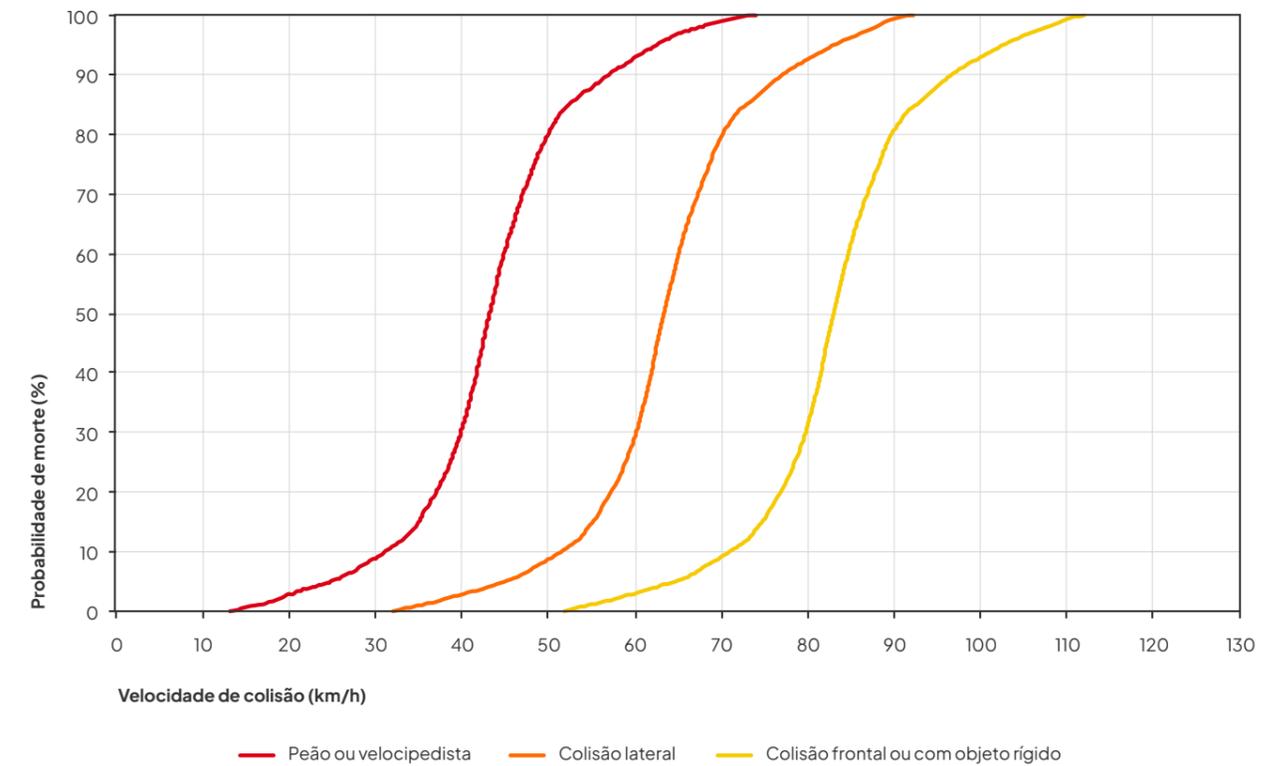


Figura 2.3  
Risco de morte em função da velocidade de colisão para diferentes tipos de utentes (ITF, 2008).

Nesta perspetiva, e no que se refere mais diretamente à hierarquia funcional das redes viárias e aos requisitos que dela decorrem, é particularmente relevante o conhecimento, com base científica, dos limiares de tolerância humana à energia dos impactos, em função da velocidade e do nível de proteção, como se traduz na Figura 2.3.

Estas condicionantes biomecânicas justificam a definição de limites de velocidade diferenciados em função da natureza dos potenciais conflitos e eventuais colisões (Tingvall e Haworth, 1999), bem como à disponibilização de uma “zona livre de obstáculos” perigosos adjacente à faixa de rodagem, correspondendo ao princípio da tolerância da envolvente rodoviária da visão holandesa de “segurança sustentável” (Wegman e Aarts, 2006).

O conceito de “estrada tolerante”, que corresponde à pretensão de os erros dos utentes rodoviários não originarem acidentes com consequências graves (irrecuperáveis), tem aplicação nas rodovias urbanas, inclusive na respetiva área adjacente à faixa de rodagem. Com efeito, para a segurança dos utentes vulneráveis, é importante disponibilizar uma adequada “zona livre” de objetos que sejam perigosos em caso de choque por um velocípede desgovernado ou de um peão caído (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).



Figura 2.4 Classificação dos arruamentos pelas vertentes Movimento e Lugar (Adaptado de Austroads, 2008)

## 2.2 Vertentes do espaço em zona urbana

Em meio urbano podem ser identificadas duas vertentes relativamente à utilização do espaço das estradas (ou ruas): uma diretamente relacionada com a realização de viagens (serviço de circulação) e outra relacionada com a vivência do Lugar (habitabilidade).

Assim, cada rua deve ser analisada no seu enquadramento urbano alargado, quer como um canal para deslocações (Movimento), que faz parte da rede rodoviária (ou seja, uma Ligação), quer como um Lugar por direito próprio, destinado a outras atividades humanas incluindo a fruição do espaço. As necessidades dos utentes da ligação e dos utilizadores do lugar devem influenciar a

conceção das ruas, sendo o equilíbrio encontrado resultante do grau de importância atribuído a cada uma das vertentes. No Reino Unido, Jones, Marshall e Boujenko (2008) desenvolveram uma metodologia para classificação das rodovias em termos de Ligação e Lugar, adaptada e desenvolvida, por exemplo, na Austrália (ver Figura 2.4) sob a designação Movimento e Lugar (Austroads, 2005). Nela é reconhecida a necessidade de, no planeamento urbano e de transportes, serem bem identificados os graus de importância de cada vertente, de modo a que os urbanistas e os engenheiros de tráfego possam conceber um projeto que compatibilize as correspondentes necessidades.

Para além dos aspetos de mobilidade, acessibilidade e amenidade diretamente integrados com a aplicação da abordagem Movimento e Lugar à utilização do espaço de uma rua, a qualidade do serviço prestado por um arruamento incorpora ainda atributos relacionados com a segurança rodoviária (Sistema Seguro) e os sistemas de informação e comunicação.

Estes últimos são inerentes à aplicação dos sistemas de transporte inteligentes (ITS) e não são abordados no presente documento, exclusão que se prevê ter de ser revista com a generalização dos sistemas de apoio à condução e a introdução de veículos conectados e autónomos com nível de automação 3 ou superior (SAE, 2018).

## 2.3 Sistema Seguro

O conceito de Sistema Seguro, abordado em 2.1, subentende que todos os elementos do sistema de tráfego rodoviário devem constituir uma cadeia de segurança integrada na qual eles se combinam para evitar a ocorrência de acidentes e, quando tal falhar, impedir que destes resultem ferimentos graves. Na abordagem do Sistema Seguro é aceite que os seres humanos cometam erros e que o corpo humano tem um limite para poder suportar as forças de um choque sem sofrer lesões. Nesta abordagem também se reconhece que a segurança do funcionamento do sistema de tráfego é uma responsabilidade partilhada por todos os intervenientes no sistema e não apenas dos utentes da estrada.

Uma forma comprovadamente eficaz de aplicação da abordagem do Sistema Seguro é demonstrada pela visão holandesa (SWOV, 2018), de proporcionar um sistema de tráfego sustentavelmente seguro: tão seguro quanto possível para todos e, simultaneamente, obedecendo ao desejo de sustentabilidade descrito no relatório Brundtland (ONU, 1987). Nesta visão são atendidas as exigências de mobilidade de vários grupos na sociedade, a importância de uma acessibilidade rodoviária adequada e a necessidade de liberdade de escolha pessoal.

A implementação é feita por fases, consistindo em: eliminar fisicamente as situações perigosas, para que as pessoas não sejam nelas envolvidas; minimizar o número de situações perigosas e desincentivar alguns modos de transporte rodoviário para limitar a exposição das pessoas ao respetivo risco; e mitigar as consequências da exposição das pessoas a riscos, através da aplicação de medidas atenuadoras adequadas. Na implementação do Sistema Seguro são seguidos cinco princípios (SWOV, 2018):

- Monofuncionalidade das rodovias, através de hierarquização funcional;
- (Bio)mecânica, correspondendo à maximização da proteção do utente rodoviário e à minimização das diferenças de velocidade, direção, massa e tamanho dos utentes no mesmo espaço;
- Psicologia, compatibilizando a conceção da envolvente rodoviária com as competências dos utentes rodoviários;
- Responsabilidade, que deve ser atribuída de forma efetiva;
- Aprendizagem e inovação aplicadas ao sistema de tráfego.

Os três primeiros princípios são especialmente relevantes para o planeamento e projeto do espaço e das rodovias urbanas. Existem fortes sinergias entre a conceção urbana e o objetivo de minimização de danos da abordagem do sistema sustentavelmente seguro à segurança rodoviária. Fundamentalmente, trata-se de equilibrar a funcionalidade desejada para uma rua e sua área circundante com as muitas atividades que as ruas proporcionam e se deseja que tenham, para além da vertente de movimentação do trânsito motorizado.

O princípio da funcionalidade refere-se às vertentes movimento (ou serviço de circulação) e lugar (habitabilidade) acima descritas.

No funcionamento das zonas de circulação é possível identificar duas particularidades principais: uma de fluxo, que em situações normais não envolve interação do tráfego com a envolvente, e outra de troca, em que há interação com a envolvente ou manobras transversais que podem ser bruscas (por exemplo, para aceder a propriedades privadas), o que origina descontinuidades no funcionamento.

Não há forma segura de ajustar estas duas particularidades, pelo que elas devem ser mantidas separadas. Assim e como referido no Fascículo 1, a função da estrada deve ser a base para o projeto e utilização seguras das rodovias. A aplicação do princípio da funcionalidade ao espaço do tráfego, corresponde a uma estrutura hierárquica e funcional das funções de tráfego, originando três categorias de rodovias:

- de atravessamento, com fluxo em secção corrente e nos cruzamentos,
- de distribuição, com fluxo em secção corrente e troca nas interseções,
- de acesso, com troca quer em secção corrente quer nas interseções.

As atividades próprias do funcionamento das áreas habitacionais (como jogar, passear ou fazer compras) não são facilmente classificadas e não há forma segura de as combinar com o fluxo de tráfego. Mediante recurso aos princípios da (bio) mecânica (ver Quadro 2.1) e da psicologia, é possível conceber projetos em que os arruamentos de acesso (Zonas 30) e as Zonas de Coexistência (ZDC) são configurados para que os seus espaços de tráfego possam ser combinados com a atribuição de preponderância à função de habitação (vertente lugar) de uma área.

**Quadro 2.1**  
Velocidade segura, em função do tipo de interação de tráfego (SWOV, 2018)

Tipo de conflito	Velocidade segura (km/h)
Possíveis conflitos com utentes vulneráveis em ZDC (sem caminhos para peões, que utilizam a faixa de rodagem)	8
Possíveis conflitos com utentes vulneráveis, em interseções, incluindo via de tráfego para velocípedes e pistas para velocípedes	30
Sem conflitos com os utentes vulneráveis, exceto ciclomotores (protegidos por capacete) Possíveis conflitos em ângulo reto entre veículos motorizados Possíveis conflitos frontais entre veículos motorizados	50
Sem conflitos com utentes vulneráveis da Estrada Sem conflitos em ângulo reto entre veículos motorizados Possíveis conflitos frontais entre veículos motorizados Zona livre com 2,5 m	60
Sem conflitos com utentes vulneráveis da Estrada Sem conflitos em ângulo reto entre veículos motorizados Possíveis conflitos frontais entre veículos motorizados Zona livre com 4,5 m	70
Nenhum conflito com utentes vulneráveis da Estrada Nenhum conflito em ângulo reto ou frontal entre veículos motorizados Zona livre com 6,0 m	80

Em rodovias existentes, quando a monofuncionalidade não pode ser conseguida no curto prazo, devem ser feitas intervenções para obter velocidades seguras, apropriadas ao utilizador mais vulnerável ou menos protegido que seja razoavelmente esperado na interação do tráfego.

Igualmente, quando a característica dominante da vertente de tráfego (fluxo ou troca) é variável no tempo (por exemplo, a horas do dia ou por sazonalidade), o recurso a sistemas de ITS pode viabilizar a obtenção de monofuncionalidade dinâmica, adaptada ao uso efetivo em cada momento.

A conceção do traçado das rodovias e da sua envolvente devem garantir que os fluxos de tráfego e os modos de transporte sejam compatíveis no que diz respeito à velocidade, direção, massa, tamanho e grau de proteção, eventualmente equipando os elementos do sistema com sistemas de proteção adicionais, quando necessário. A rodovia e a envolvente rodoviária devem contribuir para a estabilidade dos velocípedistas e motociclistas.

O tráfego com velocidade de circulação alta deve ser separado, fisicamente ou no tempo, do de velocidade baixa, do tráfego de sentido contrário, do tráfego com uma massa ou dimensões substancialmente diferentes, dos obstáculos perigosos e dos utentes vulneráveis da estrada. A rodovia e a sua envolvente direta devem ser projetados e construídos para que a velocidade livre de circulação seja segura no caso de um incidente (rodovia tolerante).

Se um modo de transporte não puder satisfazer os critérios de compatibilidade de velocidade, massa, dimensão e proteção dos utentes, necessários para um Sistema Seguro, não deve ser permitido em estradas cuja secção corrente tenha primazia do fluxo (arruamentos de atravessamento ou de distribuição). Nesses casos, devem ser fornecidas infraestruturas especiais para esses modos de transporte, adaptadas ao tráfego com baixa velocidade e pequena dimensão e massa (SWOV, 2018).

Nas ruas com primazia da troca deve haver mistura dos diferentes modos de transporte, devendo, para isso, ser obtida uma velocidade do tráfego motorizado baixa e segura, para minimizar o risco de acidente e o potencial de lesões nos utentes vulneráveis.

A informação do sistema de tráfego deve ser autoexplicativa, ou seja perceptível, compreensível, credível, tempestiva, relevante e viável, para que a conceção do sistema de tráfego esteja bem alinhada com as competências e expectativas gerais dos utentes rodoviários. É fundamental que cada categoria de arruamento tenha um conjunto de atributos físicos específicos, não existentes nas outras categorias, para que os utentes a possam identificar de forma rápida e correta.

## 2.4 O caso das redes urbanas

Qualquer rede viária urbana não só apresenta uma hierarquia própria assente nas diferentes categorias atribuídas às vias que a compõem como está ligada a redes de estradas com sucessiva abrangência, desde a suburbana à interurbana (regional, nacional e internacional), numa lógica de capilaridade, com vista a assegurar e conjugar devidamente as funções de mobilidade e acessibilidade, requeridas pelo sistema de transportes no seu todo, e, em particular, na sua componente rodoviária.

Ao nível estritamente urbano as infraestruturas públicas viárias partilham uma área confinada, com maior ou menor extensão e complexidade consoante a dimensão e estrutura da própria cidade, na qual se interligam vias com as diferentes funções, seja as que propiciam uma prevalência nítida da mobilidade ou da acessibilidade, sejam as que acolhem ambas as funções com graus variáveis de predominância de uma ou de outra.

Acresce a essas duas funções típicas uma outra, com crescente importância no âmbito do planeamento urbano, que se poderá designar por

“função social”, e que decorre da assunção da rua como espaço de convívio dos seus diferentes utentes, dotando-a das necessárias condições para a partilha desse espaço comum.

Assim, numa perspetiva urbanística, os arruamentos têm atributos que devem ser atendidos, de modo a garantir a vivência do espaço urbano: a identidade do lugar, a continuidade e qualidade dos espaços públicos, a facilidade de movimento, a legibilidade e a adaptabilidade. Por exemplo, o moderno desenho urbano permite a utilização partilhada do espaço de algumas áreas residenciais, eminentemente destinado à fruição pelos seus habitantes, com o tráfego rodoviário de acesso estritamente local. Nestas zonas não há áreas prioritariamente destinadas aos veículos ou aos peões, imperando o princípio da convivialidade social na gestão da utilização do espaço

(Gunnarsson, 1999 e Macedo, Cardoso e Roque, 2011). Nesta ótica, Gunnarsson (1999) propôs a consideração de cinco categorias de espaços (ver Figura 2.5): espaço para caminhada (F); espaço integrado para caminhada (F/C); espaço de acalmia de tráfego (C); espaço integrado de acalmia e transporte motorizado (C/T); e espaço para transporte motorizado (T). Esta abordagem está am linha com a abordagem “Movimento/Lugar” preconizada nos documentos do Austroads anteriormente referidos (ver Figura 2.4).

Numa ótica de planeamento e gestão territorial, o Pacote da Mobilidade publicado pelo IMT em 2011, na sua brochura técnica referente a “Rede Viária – Princípios de planeamento e desenho” (IMTT, I.P., 2011a), estabelece uma hierarquia para a rede viária ao nível de um Concelho, de acordo com cinco níveis que se apresentam no Quadro 2.2.

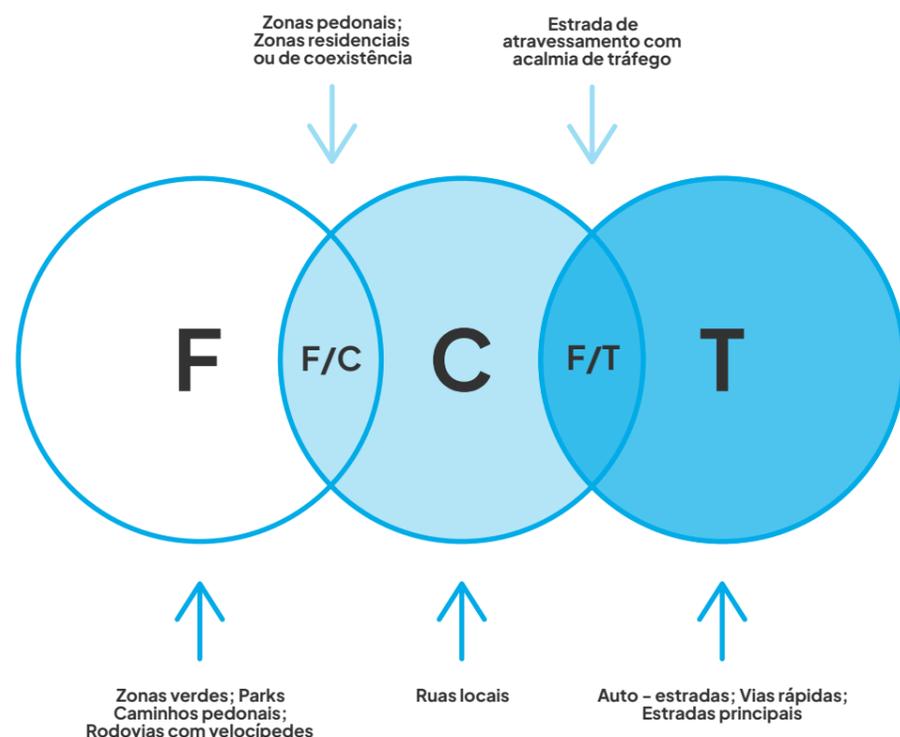


Figura 2.5 Relação entre espaço e respetivas rodovias (Gunnarsson, 1999)

Quadro 2.2 Hierarquia de redes urbanas (IMTT, I.P., 2011a)

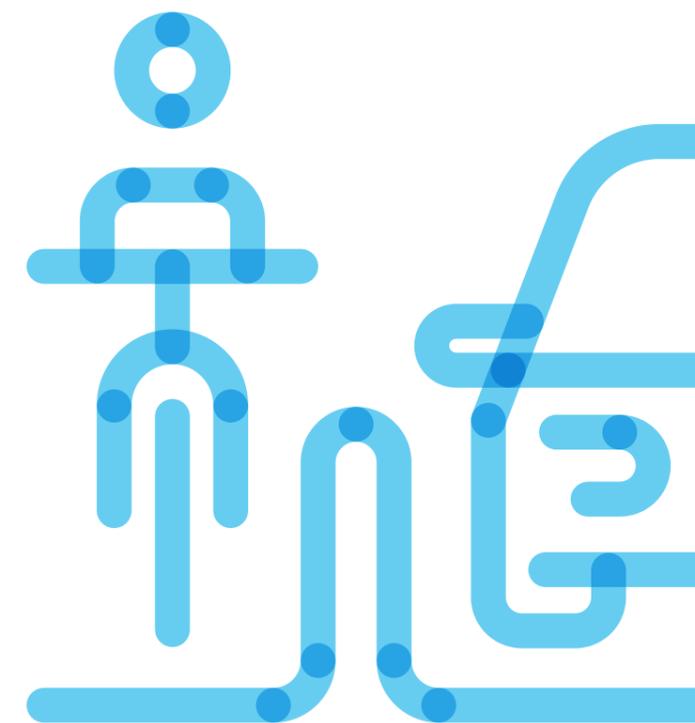
<b>1º NÍVEL</b> Rede Supra Concelhia	deve assegurar os principais acessos ao concelho, as deslocações intraconcelhias de maior distância e, sobretudo, garantir o atravessamento entreconcelhos (ligações intermunicipais e regionais);
<b>2º NÍVEL*</b> Rede Supra Concelhia	deve assegurar a distribuição dos maiores fluxos de tráfego do concelho, bem como os percursos de média distância e o acesso à rede de 1º nível;
<b>3º NÍVEL*</b> Rede Supra Concelhia	deve ser composta por vias internas aos aglomerados urbanos e assegurar a distribuição próxima, bem como o encaminhamento dos fluxos de tráfego para as vias de nível superior;
<b>4º NÍVEL*</b> Rede Supra Concelhia	deve ser composta por vias estruturantes ao nível do bairro, com alguma capacidade de escoamento, mas onde o elemento principal é já o peão;
<b>5º NÍVEL*</b> Rede Supra Concelhia	deve garantir o acesso rodoviário ao edificado, reunindo condições privilegiadas para a circulação pedonal.

\* A rede viária urbana é habitualmente constituída pelas vias de 3º, 4º e 5º níveis, no entanto é igualmente possível integrar as vias de 2º nível

## 2.5 Categorização hierárquica funcional para as vias urbanas

Na presente Norma Técnica adota-se uma categorização funcional para as vias urbanas que teve em conta as considerações tecidas anteriormente e tomou como referência o trabalho desenvolvido pelo LNEC em 2010 para o então InIR – Instituto das Infraestruturas Rodoviárias (cujas atribuições passaram para o atual IMT), que se traduziu na elaboração de um “Documento Base” para normas de projeto rodoviário (Macedo, Cardoso e Roque, 2011), visto contemplar todos os tipos de vias, incluindo as que pertencem a redes urbanas.

Em relação a estas últimas, procedeu-se a uma adaptação da referida categorização de modo a torná-la compatível com os níveis urbanos da hierarquia de redes concelhias apresentada no subcapítulo precedente (Quadro 2.2), tal como representado no Quadro 2.3, onde se evidenciam as diferentes categorias de vias urbanas posicionadas no conjunto das que constituem a rede rodoviária do País no seu todo.



Quadro 2.3  
Categorização hierárquica rodoviária (adaptado de Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Função Principal	Categoria	Envolvente	Tipo de separador	Plataforma típica	Número de faixas usual	Controlo de acessos	Velocidade máxima (km/h)
Mobilidade	Autoestrada	Rural	Não atravessável	n x 2	2	Sim	120
	Rodovia reservada a automóveis e motociclos	Rural	Não atravessável	n x 2	2	Sim	100
	Rodovia Urbana Nível I	Urbana	Não atravessável	n x 2	2	Sim	80
	Itinerário Principal Itinerário Complementar	Rural	Atravessável	2+1/1+1	1	Sim	90/70
Distribuição	Estrada Nacional	Rural	Sem separador	1+1	1	Não	70
	Estrada Regional	Rural	Sem separador	1+1	1	Não	70
	Arruamento Nível II	Urbana	Sem separador*	n + n	1	Não	50
Acesso	Estrada Municipal	Rural	Sem separador	1+1	1	Não	80/60
	Arruamento Nível III	Urbana	Sem separador*	n + n	1	Não	50/30
	Arruamento residencial Nível IV	Urbana	Sem separador*	1+1	1	Não	30

\* Dependendo de arranjo urbanístico.

As categorias de vias urbanas assinaladas no quadro são a seguir caracterizadas mais detalhadamente:

• **Rodovia Urbana de Nível I:** (estradas urbanas que asseguram ligações intermunicipais e regionais): correspondem a vias-rápidas urbanas, com limites de velocidade máxima de 80 km/h, excecionalmente até 100 km/h; nestas vias deve haver segregação entre a circulação dos veículos motorizados e peões ou velocípedes e, no caso dos limites de velocidade superiores a 80 km/h, circulação reservada apenas aos veículos motorizados. O efeito de barreira destas vias deve ser mitigado, quando justificável.

• **Arruamento Nível II:** (asseguram percursos de média distância e o acesso à rede do 1º nível): correspondem a arruamentos estruturantes da rede urbana, com funções distribuidora e coletora, com reduzida influência dos fluxos marginais de peões no funcionamento do tráfego motorizado, com limite de velocidade máxima de 50 km/h.

• **Arruamento Nível III:** correspondem a arruamentos com funções simultaneamente de acesso e coletoras ou distribuidoras, com limite de velocidade máxima de 50 km/h, que asseguram a ligação às de nível II ou às de acesso local.

• **Vias urbanas de Nível IV:** correspondem aos arruamentos residenciais, com funções de acessibilidade e de fruição do espaço público, com limite de velocidade máxima igual ou inferior a 30 km/h, e prevalência do peão.

Para contemplar devidamente as principais distinções entre as vias que asseguram a função que em 2.4 se designou de “função social”, estende-se a categorização acima elencada através de uma subdivisão do arruamento residencial (Nível IV) em três subcategorias, conforme se apresenta no Quadro 2.4.

• **A Rua em Zona 30** é um arruamento de Nível IV (ver Quadro 2.2), na qual a circulação obedece ao limite de velocidade de 30 km/h, estabelecido principalmente por razões de segurança na área onde essa rua se insere, e requerendo, nomeadamente, o adequado tratamento da envolvente física que induza a redução da velocidade desde a entrada; a circulação pedonal é, em regra, efetuada em sítio próprio (passeios ou faixas devidamente assinaladas).

• **Na Rua de Coexistência** pretende-se privilegiar a convivência local, sem proibir

a circulação de veículos motorizados, que para o efeito têm a sua velocidade mais limitada, a valores não superiores a 20 km/h, para que, em caso de embate, as consequências sejam pouco graves. Em alguns países nestas zonas não está estabelecido um valor para a velocidade máxima, que é indicada apenas de forma qualitativa (como sendo a que é compatível com a correspondente à caminhada a passo); igualmente não há regras de cedência de passagem mas apenas a obrigatoriedade de especial cuidado com os outros utentes do espaço.

• **A Rua Pedonal** é dedicada à circulação e permanência de peões, podendo numa aceção mais alargada compreender outras áreas pavimentadas que configuram praças ou espaços similares. A composição do tráfego só excecionalmente poderá incluir outros utentes com meios de locomoção não motorizados, como velocipedistas, e eventuais veículos motorizados com funções especiais (carga/descarga, emergência, etc.) em horários especiais, devidamente autorizados para não colidirem com o usufruto pelos peões, e obrigando os veículos a circular a velocidades muito baixas, compatíveis com a dos peões.

Quadro 2.4  
Categorização ao nível do arruamento residencial

	Subcategoria	Velocidade máxima (km/h)	Composição do tráfego	Regime de circulação *
Arruamento Residencial	Rua em Zona 30	30	Misto	Dentro das Localidades
	Rua de Coexistência	20**	Misto	Zona Residencial de Coexistência
	Rua Pedonal	Não aplicável	Apenas peões	-

\* Definido nos nº 1 do art. 27º, nº 1 e nº 2 do art. 78A do Código da Estrada

\*\* Nota: em diversos países não é preconizado um valor para a velocidade máxima nesta categoria de arruamentos, que é estabelecida apenas de forma qualitativa, como a compatível com a correspondente à caminhada a passo.

Para além das que constam do quadro, várias outras características podem ser associadas a cada uma das referidas subcategorias, de modo a permitir uma mais precisa definição e identificação das mesmas.

A categorização hierárquica que se apresenta diz respeito a uma tipificação das vias que estruturam a rede urbana. Encontram-se, além disso, em meio urbano casos específicos que introduzem alguma diferenciação no modo de funcionamento de certas vias ou mesmo infraestruturas próprias, e que requerem intervenções físicas e condições de utilização apropriadas, como sejam:

- Estradas rurais no atravessamento de zonas urbanas;
- Vias reservadas a velocipedistas (rodovias com velocípedes);

- Arruamentos urbanos com vias dedicadas (para transporte público, para motociclos, para velocípedes, etc.);
- Arruamentos cujo espaço é partilhado com infraestruturas de transporte público, sejam carris sejam outros equipamentos de guiamento e/ou alimentação (metro ligeiro de superfície, BRT (Bus Rapid Transit), elétricos, etc.);
- Vias de acesso a parques de estacionamento. No quadro seguinte (Quadro 2.5) sintetiza-se a classificação apenas referente às vias urbanas.

No quadro seguinte (Quadro 2.5) sintetiza-se a classificação apenas referente às vias urbanas.

Quadro 2.5  
Categorização hierárquica ao nível das vias urbanas

Função Principal	Categoria	Subcategoria	Separação de sentidos de circulação	Controlo de acessos	Composição do tráfego	Velocidade máxima (km/h)	Regime de circulação *
Mobilidade	Rodovia Urbana Nível I	-	Sim	Sim	Motorizado	80	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fora das Localidades</li> <li>• Via reservada a automóveis e motociclos</li> </ul>
	Arruamento Nível II	Urbana	Não**	Não	Misto	50	Dentro das Localidades
Acesso	Arruamento Nível III	Urbana	Não**	Não	Misto	50	Dentro das Localidades
	Arruamento residencial Nível IV	Rua em Zona 30	Não**	Não	Misto	30	Dentro das Localidades
		Rua de Coexistência	Não	Não	Misto	20 ***	Zona Residencial de Coexistência
	Rua Pedonal	Não	Não	Peões, apenas	Não aplicável	-	

\* Definido nos nº 1 do art. 27º e nº 1 e nº 2 do art. 78A do Código da Estrada

\*\* Dependendo de arranjo urbanístico.

\*\*\* Nota: em diversos países não é estabelecido um valor para a velocidade máxima, que é estabelecida de forma qualitativa, como a compatível com a correspondente à caminhada a passo.

## 2.6 Hierarquização viária e cruzamentos

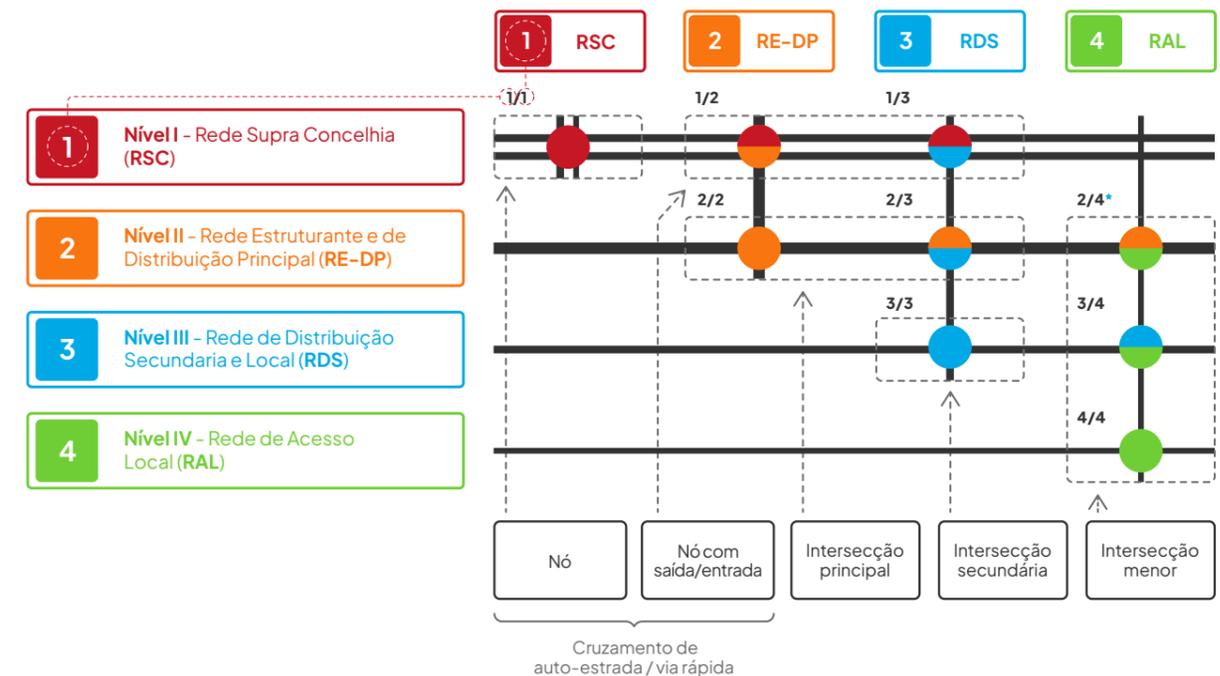
Os cruzamentos entre vias urbanas, da mesma categoria ou de categorias diferentes, constituem pontos críticos da rede, que condicionam o seu funcionamento, em termos de fluidez e segurança. O processo de hierarquização viária pressupõe, pois, o estabelecimento de regras precisas, primeiramente sobre a permissão ou negação de transferência do tráfego motorizado entre as vias que se cruzam, consoante a sua categoria, e seguidamente sobre as tipologias mais adequadas a que devem obedecer esses cruzamentos.

Para esse efeito adota-se o recomendado na Brochura Técnica – “Rede Viária – Princípios de planeamento e desenho” (IMTT, I.P., 2011a) e em Seco et al. (2008a), adaptado aos quatro níveis considerados, conforme configurado na Figura 2.6.

De acordo com o mesmo documento, para as referidas interseções consideram-se basicamente as seguintes tipologias:

- **Nó de ligação**
- **Interseção**
  - prioridade à direita, ou sinalização de cedência de passagem ou “stop”
  - com sinalização luminosa
- **Cruzamento giratório**
  - sem sinalização luminosa
  - com sinalização luminosa

Figura 2.6  
Cruzamentos admissíveis entre vias urbanas, consoante a respetiva categoria funcional (adaptado de IMTT, I.P., 2011a).



\* Tipologia de interseção a evitar

Para cada um dos cruzamentos admissíveis, identificados na Figura 2.6, ficam definidas à partida quais as tipologias que se consideram passíveis de ser adotadas para os mesmos, de acordo com o representado no Quadro 2.6.

Vários fatores devem ser tidos em conta na análise e decisão sobre a tipologia de cruzamento a adotar, uma vez conhecida a categorização funcional das vias que se cruzam, designadamente:

- volumes de tráfego em presença
- capacidade a instalar
- contexto urbano e espaço disponível para implantação
- funções acessórias atribuídas à interseção
- prioridades especiais
- segurança rodoviária de todos os utentes

No caso dos cruzamentos das zonas de 30 e de coexistência com o resto da rede viária deverá ser previsto o recurso a portões.

Seco et al. (2008a) referem ainda outros aspetos pertinentes na análise e decisão sobre a tipologia da interseção a adotar, designadamente:

- grau de compatibilidade com a organização funcional da rede viária;
- grau de compatibilidade com a tipologia das soluções da rede ou eixo viário;
- potencial de criação de singularidades;
- potencial para funcionamento coordenado.

Quadro 2.6  
Tipologias possíveis para os cruzamentos admissíveis (IMTT, I.P., 2011a).

Tipologia de exploração de interseção	Tipologia de interseção								
	1/1	1/3	1/3	2/2	2/3	2/4	3/3	3/4	4/4
Desnivelamento	x	x	x						
Rotunda com sinalização luminosa				x	x				
Rotunda				x	x	x	x	x	x
Sinalização luminosa				x	x	x <sup>1</sup>	x		
Cedência de passagem ou STOP						x <sup>2</sup>	x	x	x

<sup>1</sup>No movimento com maior fluxo

<sup>2</sup>STOP com obrigatoriedade de viragem à direita

O primeiro indicador diz respeito à relação entre as tipologias dos cruzamentos e a categorização funcional das vias urbanas que neles se cruzam. Este indicador decorre da necessidade de se tratar cada acesso de um cruzamento de acordo com a sua importância funcional, bem como contribuir para a concretização de estradas autoexplicativas. O conceito de “estrada autoexplicativa” fundamenta-se na teoria segundo a qual, através da experiência de condução, os condutores adquirem expectativas “de longo prazo” (a priori) acerca da envolvente rodoviária, as quais estão organizadas em função de categorias de estradas (por exemplo, autoestrada ou rua residencial) ou de segmentos de estrada (por exemplo, rotunda, interseção, curva, passagem estreita) e influenciam a escolha dos comportamentos de condução. Decorre desta noção ser possível estruturar a rede rodoviária e projetar os seus elementos de uma forma que encoraje ou propicie aos condutores uma condução segura, designadamente no que diz respeito à escolha da velocidade.

A concretização de estradas autoexplicativas pressupõe a atribuição de uma função clara a cada estrada da rede rodoviária e a sua categorização num conjunto muito limitado de categorias facilmente reconhecíveis pelos utentes rodoviários. Assente neste conceito, a visão holandesa de “segurança sustentável” preconiza, como princípios orientadores, a monofuncionalidade, a previsibilidade, a homogeneidade de massa e velocidade, a tolerância, bem como o autoconhecimento das capacidades do utente (Wegman e Aarts, 2006). O primeiro estabelece que a rede rodoviária deve ser estruturada hierarquicamente de modo a que cada estrada tenha uma função prevalecente (acesso, distribuição ou mobilidade). O segundo determina que a configuração da envolvente rodoviária e o comportamento dos utentes sejam reconhecíveis e estejam de acordo com as suas expectativas, o que pode ser conseguido através da homogeneidade e continuidade do traçado da estrada, bem como através de um conjunto específico de características associadas a cada categoria.

O grau de compatibilidade com a tipologia de soluções existentes é também fundamental para que se possa criar nos condutores a expectativa adequada quanto aos comportamentos de condução que eles devem adotar, bem como aos comportamentos que os outros condutores adotarão. Por exemplo, se ao longo de um eixo estruturante a larga maioria dos cruzamentos existentes são com sinalização luminosa, será recomendável que essa tipologia seja também adotada em algum cruzamento que aí seja interencionado.

O potencial de criação de singularidades corresponde à capacidade de criação de aparências diferenciadas e facilmente distinguíveis. Por exemplo, a tipologia rotunda permite criar transições da geometria de um arruamento (e.g., mudança significativa do respetivo perfil transversal) ou de ambiente rodoviário (e.g., marcação da entrada de um aglomerado urbano). Importa salientar que nem todas as singularidades são desejáveis. O seu campo de aplicação é nas fronteiras dos aglomerados urbanos; fora delas são indesejáveis e perigosas, em especial se não houver meio de alertar devidamente os utentes para as mesmas.

Finalmente, o potencial para viabilizar um funcionamento coordenado de vários cruzamentos adjacentes é relevante em zonas onde existe algum tipo de regulação integrada (ou sistema coordenado de controlo de tráfego) que permita otimizar o funcionamento da rede viária sob vários aspetos (fluxo de tráfego, segurança e emissões).

# 03.

## Caraterização dos elementos do sistema de tráfego

O ambiente rodoviário deve ser concebido de forma a acomodar os vários elementos de forma harmoniosa. As necessidades e requisitos espaciais entre os diferentes utentes rodoviários e veículos diferem muito. Acrescem as particularidades relativas ao suporte da sua circulação, designadamente no que se refere às condições de aderência dos pavimentos. Neste capítulo são apresentadas em pormenor as particularidades dos peões e condutores, dos veículos motorizados e não motorizados e das características superficiais dos pavimentos por eles utilizados.

A interação entre o utente ativo (peão ou condutor) e o ambiente rodoviário requer que a tarefa de condução envolva um processo contínuo de análise da informação e decisão da ação a tomar, conforme apresentado na Figura 3.1 (Pires da Costa e Macedo, 2008).

### 3.1 Condutores

A conceção geométrica de uma rodovia deve ter em consideração as características dos seus potenciais utilizadores. Para além dos aspetos antropométricos devem ser especialmente tidas em conta as suas limitações psicofisiológicas que afetam o respetivo desempenho da tarefa de condução ou, no caso dos peões, de caminhada (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

Existem diversas limitações (designadamente aos níveis do campo de visão, dos tempos de perceção e reação, de concentração e de conforto) que podem comprometer a segurança rodoviária e a eficiência do sistema de tráfego.

A tarefa de condução envolve a contínua busca, seleção e processamento de informação, com o objetivo de decidir e executar ações.

Basicamente, esta tarefa é composta por um conjunto de ações sucessivas que se desenvolvem em 3 níveis: navegação, guiamento e controlo (Lunenfeld e Alexander, 1984, referido em Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

O **nível da navegação** corresponde ao planeamento e execução do percurso, desde a origem até ao destino. Neste nível, a necessidade de recolha de informação só ocorre ocasionalmente, em função do grau de conhecimento do percurso pelo condutor: os intervalos de tempo são muito variáveis, desde alguns segundos, em zonas de divergência críticas, a algumas horas. O **nível do guiamento** refere-se às tarefas relacionadas com a interação com a infraestrutura rodoviária e com os seus outros utentes, incluindo atividades como a manutenção no veículo na via e a gestão das distâncias de segurança ao veículo precedente. É uma atividade que exige decisões frequentes, com intervalos que variam dos escassos segundos aos minutos. A regulação da trajetória e o controlo do movimento do veículo incluem-se no **nível do controlo**, em que a atividade é quase permanente e cuja recolha de informação é efetuada com muita frequência, sendo quase contínua.

Existe uma hierarquização no relacionamento entre os referidos níveis, em função da sua complexidade e da premência (prioridade) das respetivas atividades. As exigências são simples no nível de controlo, cujas decisões são sensivelmente automáticas e que exige pouco das capacidades cognitivas do utente, sobretudo no caso de condutores experientes. Os níveis de guiamento e de navegação, por seu lado, exigem tratamentos de informação mais complexos e cognitivamente mais exigentes.

As atividades, num determinado nível ou de níveis diferentes, podem competir pelas capacidades do condutor. A hierarquização pela premência estabelece a prioridade atribuída ao processamento da informação e à ação resultante, face à gravidade das consequências em caso de erro ou em situação de emergência. Assim, por exemplo, a súbita perda de aderência, ou a pre-

visão de ocupação do espaço por outro veículo, interrompem as atividades de navegação, uma vez que não efetuar uma mudança de direção (e seguir momentaneamente para um destino diferente do desejado) é menos grave do que des-pistar-se ou colidir com outro veículo.

Genericamente, o traçado de uma estrada influencia o comportamento de condução sobretudo ao nível do guiamento, por exemplo, nas decisões sobre ultrapassagem, e do controlo (travagens, acelerações e viragens) (Martens, Brouwer e Richard, 2009).

Em locais específicos, como interseções, curvas, rampas, etc., onde os níveis de comportamento compitam entre si (pela capacidade do condutor) a hierarquização pela premência assume um papel primordial.

De acordo com modelos cognitivos da atividade de condução (Michon, 1988), o comportamento do utente depende do grau de atenção empregue no processo de planeamento, execução e avaliação da conduta adotada. Esta atividade pode ser baseada: na perícia, em que a sequência de passos cognitivos é realizada quase automaticamente; em rotinas, que obrigam a um nível de atenção mais elevado e em que a decisão consiste na escolha de uma rotina de entre um conjunto restrito de rotinas possíveis pré-definidas; e no conhecimento (habilidade e inteligência), caracterizável por não haver rotinas pré-definidas aplicáveis, o que obriga a definir novas rotinas, no momento da decisão.

O comportamento do condutor num dado momento pode ser descrito como resultando da aplicação de regras de produção do tipo:

**"SE (a informação interpretada é) I, ENTÃO (a conduta a adotar é) C"**

No nível pericial do comportamento (que normalmente está associado a respostas simples) a execução de uma regra de produção é desencadeada por um número restrito de símbolos (estímulos) primários.

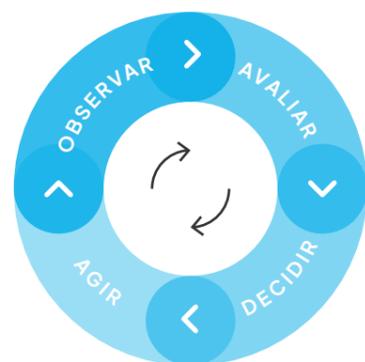


Figura 3.1 Processos realizados durante a realização da tarefa de condução

Os comportamentos de nível mais elevado são desencadeados pelo carácter de novidade da situação. As regras de produção são as usadas para a busca de informação ou as heurísticas para resolver tipos de problemas (neste caso baseadas na classificação da situação usando informação simbólica contida na mesma).

As transferências entre níveis de complexidade do comportamento são, também elas, governadas por regras de produção do tipo referido. Devido à propensão natural para minimizar o desgaste psicológico, o comportamento do utente desenvolve-se preferencialmente ao nível mais baixo possível.

### 3.1.1 A expectativa do condutor

A expectativa tem um papel primordial no comportamento do condutor, atendendo, designadamente, à referida propensão para utilizar preferencialmente o nível pericial para o desempenho das tarefas de condução. Face a um estímulo, as motivações e a experiência determinam a expectativa que controla a perceção; ambas contribuem para desencadear a resposta ao estímulo.

A expectativa é um conceito que representa o processo pelo qual um indivíduo, face a um estímulo, lhe responde de determinada maneira, em função de um conjunto construído de conceitos e ideias (Cantilli, 1988, referido em Macedo, Cardoso e Roque, 2011). Pode ser entendida igualmente como a tendência, baseada na experiência adquirida, para reagir de determinada maneira a um conjunto de estímulos. Joga um papel importante na atividade de condução, nomeadamente ao nível da síntese da informação recente – percebida em cada instante – com os efeitos da aprendizagem, tendo reflexos ao nível da atenção/perceção e da decisão/execução (Summala e Naatanen, 1988, referido em Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

A expectativa determina a prontidão para responder a situações, acontecimentos ou informação, de forma previsível e bem-sucedida,

sendo importante para a determinação da velocidade de resposta e da adequação da mesma (Cardoso, 1996).

É possível distinguir duas formas básicas do conceito de expectativa: a priori e ad hoc (Lunenfeld e Alexander, 1990).

As expectativas a priori são de longa duração, muito arreigadas, formadas ao longo da vida do condutor e baseadas na sua experiência. Estas expectativas podem ser violadas por características da estrada com dimensões não habituais, inesperadas, ou combinações extraordinárias de características geométricas.

As expectativas ad hoc são circunstanciais, de curta duração, desenvolvidas ao longo de um percurso de estrada, baseadas nas características da estrada e do tráfego que o condutor está a encontrar durante a viagem. A sua validade termina com a conclusão de cada viagem; no entanto, quando repetidas ao longo de sequências prolongadas de viagens, contribuem para a criação de expectativas a priori. As expectativas ad hoc podem ser violadas por características geométricas substancialmente diferentes das encontradas imediatamente a montante.

Importa salientar que o comportamento de um utente rodoviário é determinado pela situação por ele percebida (em que só uma parte da informação disponível foi apreendida) e não pelo estado real do sistema de tráfego. Os condutores tendem a antecipar as situações e acontecimentos habituais na estrada que percorrem.

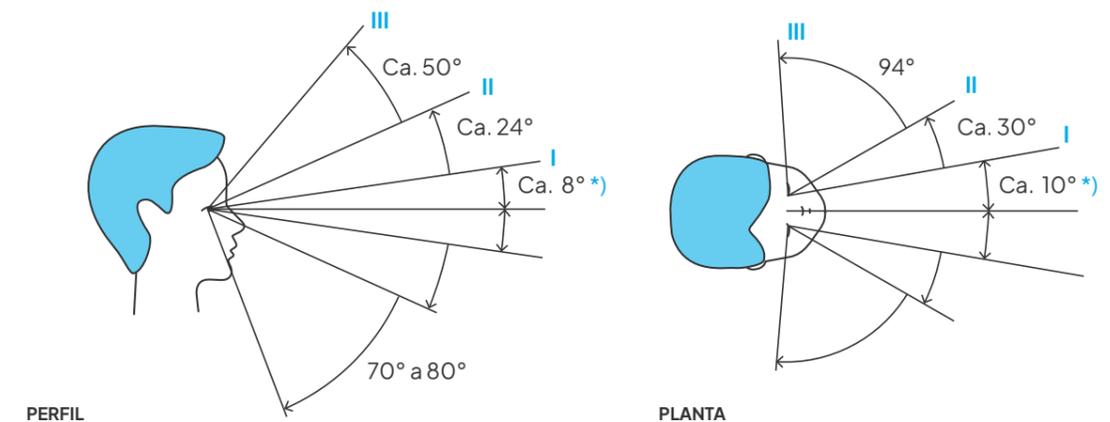
Considerando o sentido em que se está a circular, a envolvente rodoviária a montante de um local cria expectativas quanto às condições da estrada a jusante. Em geral, as expectativas estão associadas a todos os níveis do desempenho da condução e das situações de condução: interferência da atividade no solo marginal à estrada nas respetivas condições de circulação, velocidade, qualidade do percurso, características geométricas do traçado e superficiais do pavimento, condições meteorológicas, funcionamento do

tráfego e dispositivos de regulação do tráfego. Na ausência de informação em contrário, o condutor presume que só terá de reagir a situações padrão semelhantes às encontradas até aí.

O comportamento bem-sucedido depende da habilidade para distinguir corretamente as situações habituais das excepcionais, estando também associado a alguns aspetos críticos, como os seguintes:

- existência de uma regra de produção adequada no conjunto das disponíveis;
- disponibilidade da informação necessária (apresentada de modo a ser interpretada de forma que seja escolhida uma regra adaptada à situação);
- presença de informação que leve ao reconhecimento de que uma regra em uso já não conduz ao objetivo pretendido;
- disponibilidade de tempo para efetuar a escolha correta e confirmar a sua adequação ou mudar de regra, de modo a manter a situação controlada ou a recuperar o controlo momentaneamente perdido;
- existência de um conjunto de objetivos apropriados (motivação) que constituam o padrão relativamente ao qual se ajuíza a adequação do comportamento.

Figura 3.2 Campo de visão humano (adaptado de CROW, 1998)



I - Parte central do campo de visão II - Campo de visão primário III - Campo de visão periférico \*) - Visão precisa (leitura) cerca de 2°

### 3.1.2 A visão do condutor

A informação recolhida pelos condutores é, fundamentalmente, visual, sendo disponibilizada pelo traçado da estrada, pela sinalização vertical e pela marcação rodoviária, pela envolvente rodoviária e através dos outros utentes rodoviários e seus veículos. Informação complementar é enviada pela suspensão, pela direção do veículo e pelo ruído na estrada.

A apreensão da informação disponibilizada pelos estímulos visuais resulta de uma cadeia complexa de fenómenos envolvendo o cérebro, a visão, outros sentidos e outros processos (aprendizagem, memória, emoção, atitudes, expectativas), estando relacionada com três aspetos básicos:

- a visibilidade, que pressupõe a existência de uma ligação desobstruída entre o estímulo e o recetor, sendo afetada também pela dimensão do estímulo e da conspicuidade deste;
- a função visual do observador, dependente das suas capacidades fisiológicas, designadamente em termos de acuidade visual, visão periférica e parafoveal, adaptação às variações de luz e perceção de campo;
- a perceção, que está relacionada com o estado mental do observador e a sua interpretação do que é relevante para a atividade de condução, num determinado momento e contexto.

A visão nítida dos objetos, com pormenor e cor, é apenas conseguida na zona central do campo visual humano (ver Figura 3.2). No entanto, a deteção de movimentos é também possível no campo de visão periférica, que, mesmo sem distinção de pormenores, funciona como um sistema de alerta. A fixação de um ponto qualquer, para conseguir uma adequada nitidez, pode ser conseguida através de movimentos do globo ocular, com eventuais movimentos da cabeça.

A retina humana caracteriza-se por uma pequena zona central (a fóvea) que permite distinguir pormenores e cores e por uma zona periférica cujas células apenas permitem diferenciar formas gerais e em tons de cinzento. Para baixos níveis de iluminância do alvo a observar as células responsáveis pela melhor qualidade da função visual na fóvea não funcionam, pelo que não é possível distinguir cores.

Duas características da função visual são especialmente relevantes para a forma como a tarefa de condução é realizada. Em primeiro lugar, genericamente a apreciação dos estímulos visuais é feita através de sucessivas miradas (usando a zona central da retina) para áreas visíveis relevantes, as quais vão variando ao longo do tempo, em função dos estímulos na visão periférica ou da experiência recente. Dependendo da dimensão das sacadas intermédias, a frequência de fixações visuais (miradas) normal é de uma a duas por segundo (sustentável, em condições normais, apenas por muito curtos períodos de tempo). Em segundo lugar, diversas capacidades visuais estão sujeitas a limiares de estimulação, abaixo dos quais não há deteção do estímulo. Inclui-se neste último aspeto, por exemplo, a deteção de variações na dimensão angular, a qual só é possível para valores acima de  $3,5 \times 10^{-3}$  rad/s [43]; outro exemplo refere-se à resolução do sistema visual que tem um máximo de 120 linhas por grau (Noriega, 2010).

Figura 3.3 Campo de visão periférica (2Φ) em função da velocidade (Pires da Costa e Macedo, 2008)

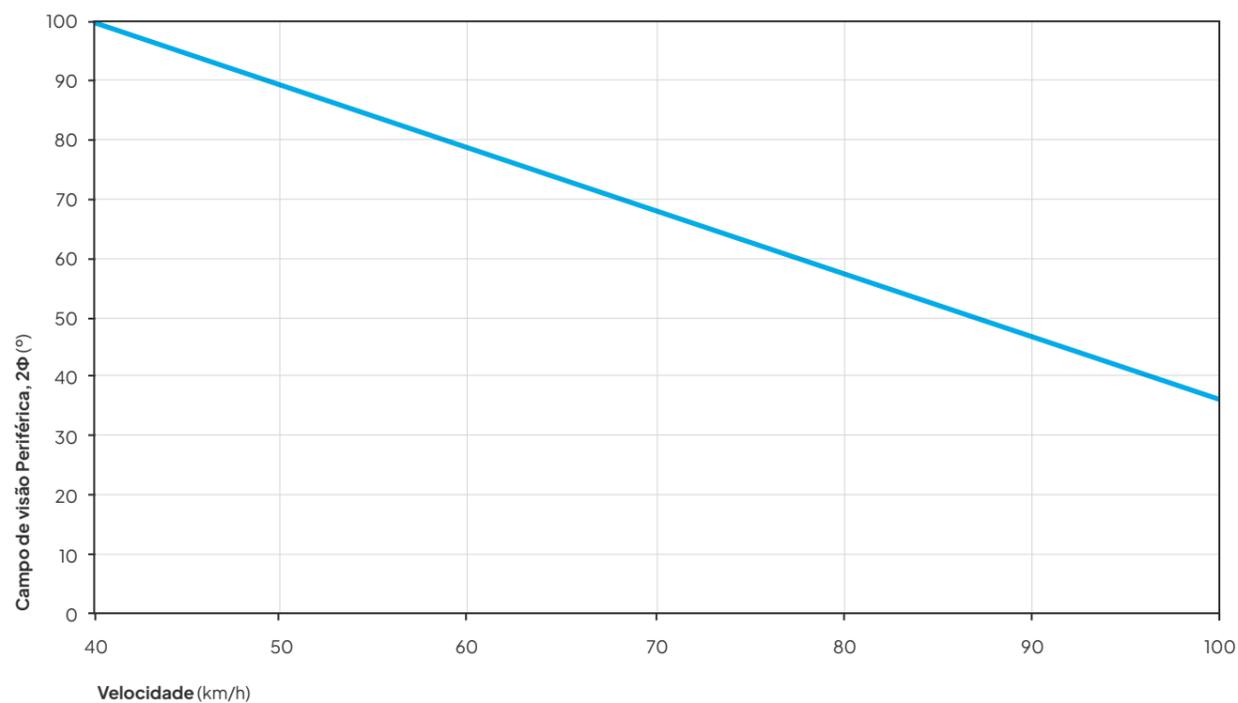
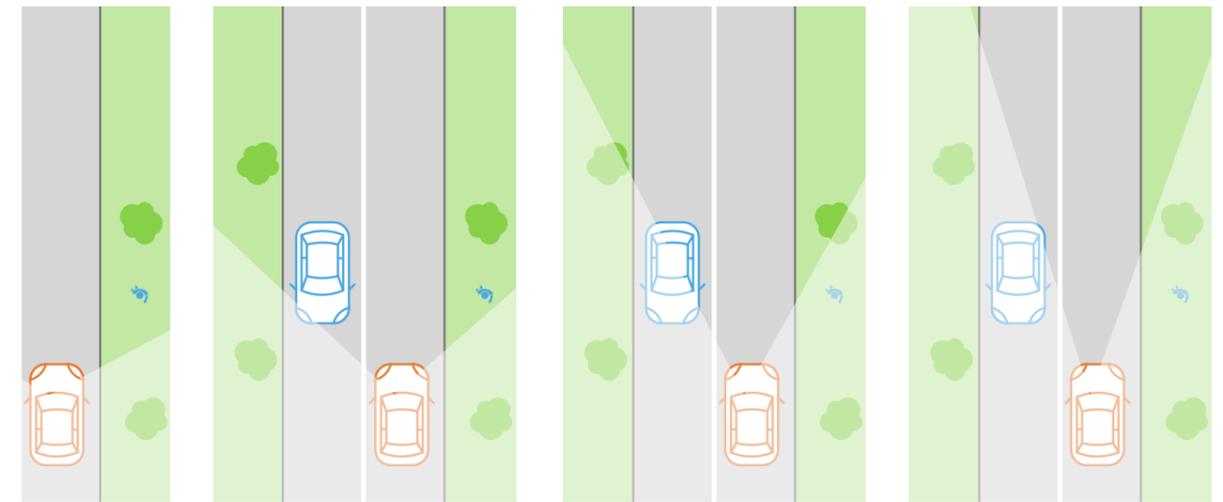


Figura 3.4 Características do campo visual para várias velocidades (Babkov, 1987, citado em ACEM, 2006)

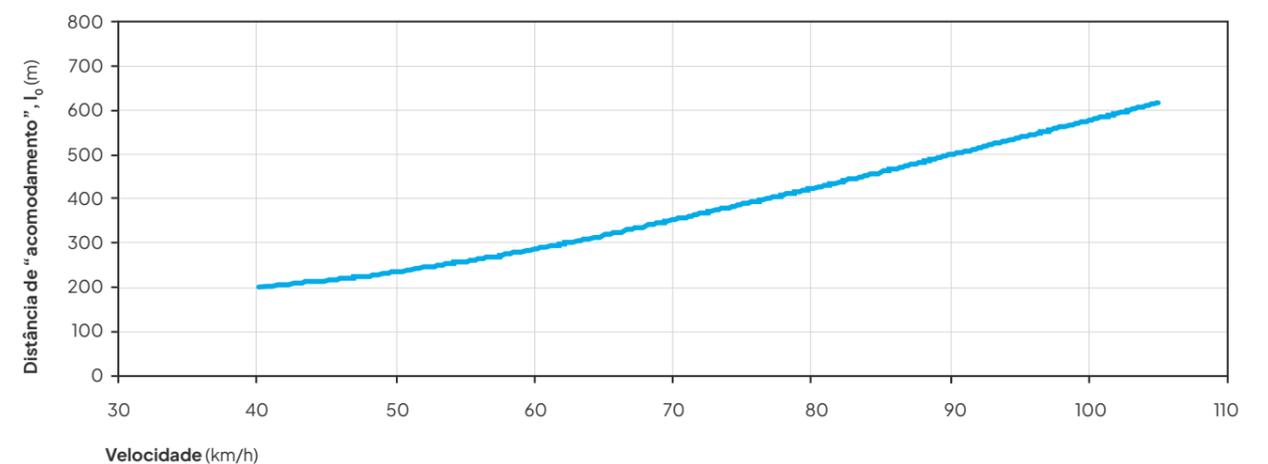


A perspetiva que os condutores têm do espaço envolvente enquanto conduzem é bastante diferente daquela que teriam se estivessem parados, uma vez que a velocidade de deslocação diminui o seu campo visual. À medida que a velocidade aumenta, o condutor tem necessidade de procurar informação relevante cada vez mais longe, tendo cada vez menos tempo para a processar. Na Figura 3.3 é ilustrada a diminuição do campo de visão periférica com o aumento da velocidade (Pires da Costa e Macedo, 2008). Constatase que a 40 km/h o campo de visão periférico apresenta um ângulo de abertura de 100°, sendo reduzido para apenas 36° quando a velocidade

é de 100 km/h. A Figura 3.4 pretende ilustrar este efeito de redução do campo de visão com a velocidade de circulação.

Um outro aspeto relevante na visão do condutor diz respeito à distância do observador ao ponto sobre o qual o seu olhar normalmente se fixa. Esta distância é designada por “acomodamento” do olho (l<sub>0</sub>) e aumenta com a velocidade de circulação. Na Figura 3.5 é apresentada a relação entre a distância l<sub>0</sub> e a velocidade de circulação (adaptada de Parayre e Trouchet, 1965, referido em Pires da Costa e Macedo, 2008).

Figura 3.5 Distância de “acomodamento” do olho em função da velocidade



A acuidade visual é a capacidade do olho para identificar o contorno e a forma dos objetos, podendo ser corrigida através do uso de óculos ou lentes de contacto. O Decreto-Lei n.º 336/97 de 2 Dezembro relativo ao Regulamento de Inspeção para Avaliação da Aptidão Física, Mental e Psicológica dos Condutores, estabelece os valores mínimos de acuidade visual e campo visual que um indivíduo deve possuir para que lhe possa ser concedida ou renovada a carta ou a licença de condução. No que se refere às questões oculares, e de acordo com o Artigo 7º relativo às causas de reprovação em inspeção normal, constituem motivo de reprovação:

- Acuidade visual cujos valores, após correção ótica, se necessário, sejam inferiores a 5/10 num dos olhos e 8/10 no outro;
- Discromatopsia, hemeralopia, estrabismo, nistagmo, diplopia, afacia, ausência de visão binocular, campo visual inferior a 150º no plano horizontal e doenças oculares progressivas.

### 3.1.3 Tempos de percepção-reação

A capacidade que o condutor possui de processar informação está condicionada pelo tempo que os órgãos sensoriais necessitam para distinguir as diferentes ações. Em média esses tempos são de 1/16 seg. para a visão, 1/20 seg. para a audição, 1/5 seg. para reações a sustos e choques (Babkov, 1987, citado em Pires da Costa e Macedo, 2008). Para além das reações a estes estímulos, existem outros recebidos em contínuo, designadamente ruídos, vibrações e acelerações.

O tempo de percepção consiste no espaço temporal que medeia entre o momento em que o condutor observa uma determinada situação até ao momento em que ele se apercebe que tem de realizar uma ação. A percepção pode ser quase instantânea, mas nos casos em que o condutor tenha que prestar atenção a vários acontecimentos em simultâneo, será necessário mais tempo para se aperceber da situação.

A forma como o condutor reage aos estímulos exteriores não é igual para todos eles. Algumas das reações são meros reflexos, outras são atos voluntários que implicam processos complexos. O tempo necessário à execução desses processos é designado por tempo de reação e é variável consoante a complexidade da situação: de 0,5 seg. para situações mais simples até 3 a 4 seg. nas situações mais complexas.

Habitualmente e dada a complexidade de avaliação individual, os valores do tempo de percepção são combinados com os do tempo de reação. São vários os fatores que influenciam este processo:

- Idade;
- Experiência e formação do condutor;
- Cansaço do condutor;
- Complexidade da situação;
- Uso de álcool, estupefacientes ou de substâncias psicotrópicas.

O desencadear de uma reação por parte de um condutor pressupõe algum tempo para que toda a informação por este recebida seja processada. Assim, o tempo de percepção-reação, para além de variar com as características individuais de cada condutor, depende também do tipo de situação (paragem de emergência provocada por objeto na estrada, paragem por impedimento do tráfego, decisão de ultrapassagem, etc.) e do ajuste da mesma à expectativa do condutor (Cardoso, 2010).

De acordo com Johansson e Rumar (citado em TRB, 2001), o tempo médio de reação para um evento esperado pelo condutor é de 0,6 s, aumentando esse valor para 0,8 s (superior em 35%) no caso do evento ser inesperado. O tempo médio de percepção-reação de um condutor (incluindo o tempo de decisão) é de 2,5 s. Este é também o valor que o “Green Book” da AASHTO considera, desde a versão de 1954 até à atual versão de 2004, para o cálculo da distância de visibilidade de paragem, referindo contudo que alguns condutores necessitam de 2,7 s para reagir (AASHTO, 2004).

Nos anos 80, Hooper e McGee (citado em TRB, 2001) desenvolveram um modelo para os tempos médio de percepção-reação, coerente com os valores anteriormente apresentados (ver Quadro 3.1).

Em Portugal e em diversos países europeus tem sido adotado o valor de 2,0 s para rodovias interurbanas enquanto nos Estados Unidos da América (E.U.A.) e num conjunto de países que normalmente segue as disposições normativas norte-americanas esse valor foi fixado em 2,5 s (ver Quadro 3).

Quadro 3.1 Componentes do tempo médio de percepção-reação (Hooper e McGee, citado em TRB, 2001)

Componente	Tempo (s)	Tempo acumulado (s)
<b>1) Percepção</b>		
Latência	30	0,31
Movimento ocular	0,09	0,4
Fixação	0,2	0,6
Reconhecimento	0,5	1,1
<b>2) Início da aplicação da travagem</b>		
	1,24	2,34

Quadro 3.2 Comparação dos tempos de percepção-reação considerados ao nível internacional (Harwood, et al., 1995 e JAE, 1994)

País	Tempo (s)
<b>África do Sul</b>	2,5
<b>Alemanha</b>	2,0
<b>Austrália</b>	Traçado normal 2,0 - 2,5 Situações excecionais 1,5
<b>Áustria</b>	2,0
<b>Canadá</b>	2,5
<b>E.U.A.</b>	2,5
<b>França</b>	2,0
<b>Grécia</b>	2,0
<b>Portugal</b>	2,0*
<b>Reino Unido</b>	2,0
<b>Suécia</b>	2,0
<b>Suíça</b>	2,0

\* Valor preconizado pela Norma de Traçado JAE P3/94

Ainda neste âmbito, refira-se que nos últimos anos tem-se verificado um aumento da percentagem de condutores idosos. Estes têm, tendencialmente, maiores tempos de reação, por um conjunto de motivos descrito no Quadro 3.3, sendo este um aspeto cada vez mais relevante no projeto de traçado rodoviário.

Na década de 1970 Rumar *et al.* (citado em TRB, 2001) (bem como outros autores, posteriormente) verificaram que o tempo de perceção-reação é maior sob condições de estímulo inesperado, do que face a um estímulo esperado. De acordo com a AASHTO, um tempo de perceção-reação de 2,5 s para paragem abrange as capacidades da maioria dos condutores, incluindo idosos (AASHTO, 2004). Em Portugal e em diversos países europeus (Reino Unido, Alemanha, França) é adotado o valor de 2,0 s para rodovias interurbanas (JAE, 1994 e Fambro, Fitzpatrick e Koppa, 1997), como atrás referido.

Na Suécia, são considerados tempos de reação diferenciados em função das classes de arruamentos urbanos e do tipo de local no arruamento: 1,5 s junto às interseções e 2,0 s fora destas, em arruamentos com maior peso da função mobilidade; e 1,0 s junto às interseções e 1,5 s fora da influência das interseções, no caso de arruamentos com maior peso da função acesso (NSRA, 1973). Na Holanda, em arruamentos urbanos, são adotados os valores de 1,2 s nos arruamentos com limite de velocidade de 70 km/h e de 1,0 s naqueles cujo limite de velocidade é de 30 ou de 50 km/h. No Manual para Arruamentos britânico é adotado o valor de 1,5 s para tempo de perceção-reação em zona urbana (DfT, 2007); no caso dos arruamentos com V85<sup>1</sup> superior a 60 km/h é recomendado o uso do valor 2,0 s, conforme definido no Manual para Projeto de Estradas e Pontes (DfT, 2000).

Pelo exposto, preconizam-se os valores constantes do Quadro 3.4 para o tempo de perceção-reação (t) a considerar em estradas portuguesas:

**Quadro 3.3**  
Fatores que afetam negativamente as diferentes componentes dos tempos de perceção-reação de condutores idosos

Componente	Motivo
Perceção	Necessidade de maiores níveis de iluminância. Menor sensibilidade a contrastes visuais e maior dificuldade em lidar com o ofuscamento visual (motivado, por exemplo, pelos faróis dos veículos que se dirigem em sentido contrário ou por reflexos no vidro frontal).
Elementos cognitivos	Necessidade de mais tempo para tomar decisões.
Execução das ações	Necessidade de mais tempo para executar os movimentos de controlo do veículo e eventuais limitações na amplitude de movimentos.

**Quadro 3.4**  
Tempos de perceção-reação a considerar em estradas portuguesas

	Rodovia interurbana	Arruamento urbano / Atravessamento de povoação	
V. limite (km/h)	-	≤ 50	≥ 60
t (S)	2,5	1,5	2,5

<sup>1</sup>V85 – percentil 85 da distribuição de velocidades numa secção.

### 3.1.4 Altura dos olhos do condutor

A altura dos olhos do condutor é um parâmetro fundamental para a definição das distâncias de visibilidade. No Quadro 3.5 é feita uma comparação entre o valor obtido pelo LNEC e os critérios utilizados ao nível internacional para a altura dos olhos do condutor.

### 3.1.5 Altura do obstáculo

Para o cálculo da distância de visibilidade de paragem o “Green Book” da AASHTO (2004) preconiza uma altura do obstáculo de 600 mm acima da superfície do pavimento.

A adoção do valor de 600 mm para a altura do obstáculo corresponde, em grande parte, a uma racionalização arbitrária do tamanho do objeto que pode potencialmente ser encontrado na estrada, da variação do perigo que o obstáculo constitui com a sua altura e da capacidade que um condutor tem para perceber e reagir a tal situação.

Preconiza-se o valor de 1,05 m para a altura dos olhos do condutor (o que corresponde a um valor idêntico ao da Norma revista (JAE, 1994)).

Considera-se que um obstáculo com 600 mm de altura é representativo de um objeto que envolve risco para os ocupantes de um veículo e que pode ser reconhecido pelo condutor a suficiente distância por forma a imobilizar o veículo com segurança antes de o atingir, mesmo para as grandes DVP necessárias em estradas de velocidade de circulação superior a 70 km/h [2]. Simultaneamente, corresponde à altura de uma criança, o que é relevante na prevenção de atropelamentos.

**Quadro 3.5**  
Comparação dos critérios para a altura dos olhos do condutor ao nível internacional (AASHTO, 2004, Harwood, *et al.*, 1995 e JAE, 1994)

País	Altura dos olhos do condutor (m)	
	Veículos Ligeiros	Veículos Pesados
Valor obtido (LNEC)	1,05	-
Alemanha	1,00	-
Austrália	1,15	1,80
Áustria	1,00	-
Canadá	1,05	-
E.U.A	1,08	-
França	1,00	-
Grecia	1,00	-
Portugal	1,05*	-
Reino Unido	1,05	2,00
Suécia	1,10	-
Suiça	1,00	2,50

\*Valor preconizado pela Norma de Traçado JAE P3/94 (JAE, 1994).

## 3.2 Peões

O dimensionamento do sistema pedonal deve ser feito com base nas características do ser humano, designadamente no que se refere à altura e largura mínimas livres necessárias à sua circulação. Há que atender ao facto de estes atributos não serem estanques, uma vez que dependem da idade, do sexo e da condição física de cada peão. Outros fatores como o motivo da deslocação, a hora do dia e as condições climatéricas e da envolvente, também influenciam as deslocações pedonais (Seco *et al.*, 2008b).

Na conceção do espaço é ainda relevante a forma como o peão interage com outros peões (determinante para o cálculo do espaço necessário para cada pessoa em zonas de espera ou em zonas com elevada ocupação pedonal), e com a própria infraestrutura (passeios, rampas, etc.). Em aspetos mais particulares, como sejam os tempos de limpeza a definir em passagens para peões reguladas por sinais luminosos ou na determinação do número de paragens de auto-

carro e respetivas localizações, importa ainda ter em conta a velocidade de circulação e a extensão dos percursos pedonais.

### 3.2.1 Tipos de peões

As características físicas e psicológicas dos peões não são constantes, o que induz claras distinções na forma como se deslocam, bem como na sua orientação e avaliação do risco. Este fato tem impacto na magnitude da sua vulnerabilidade em termos de segurança.

De acordo com a New Zealand Transport Agency (2009), podem ser distinguidos vários tipos de peões, conforme apresentado no Quadro 3.6.

As capacidades de cada peão afetam a facilidade da sua interação com o sistema de tráfego. No Quadro 3.7 sumarizam-se as principais características relevantes neste processo, bem como a forma como estas afetam as capacidades do peão.

Quadro 3.6  
Tipos de peões (New Zealand Transport Agency, 2009)

Tipo de peão	Subgrupo
A pé	Peão sem condicionalismos
	Corredor
	Peão adulto
	Jovem peão
	Peão com deficiência física
	Peão idoso
	Peão com cão-guia
Peão com deficiência sensorial	
Peão com bengala	
Em pequenas rodas	Patins de 4 rodas
	Patins em linha
	Skates
	Trotinetes
	Peão com carrinho de bebé
Com mobilidade condicionada	Mobility Scooter motorizada
	Cadeira de rodas manual
	Cadeiras de rodas elétrica
	Peão com andarilho

Quadro 3.7  
Características físicas dos peões (adaptado de New Zealand Transport Agency, 2009)

Características do peão	O que afeta
Altura	Capacidade de ver objetos Capacidade de ser visto por outros
Velocidade dos reflexos	Incapacidade de evitar rapidamente situações perigosas
Energia	Distância de viagem entre períodos de descanso
Perceção visual	Capacidade de analisar o ambiente e tolerar o encandeamento
Tempo de concentração e capacidades cognitivas	Tempo necessário para tomar decisões Dificuldades em ambientes desconhecidos Incapacidade de ler ou compreender os sinais de aviso Dificuldades na avaliação dos intervalos do tráfego
Tolerância a temperaturas e ambientes adversos	Preferência por condições abrigadas
Equilíbrio e estabilidade	Potencial para a perda de equilíbrio
Medo pela segurança pessoal e pública	Disponibilidade para utilizar a totalidade ou parte de um trajeto
Destreza manual e coordenação	Capacidade de operar mecanismos complexos
Exatidão no julgamento da velocidade e distância	Movimentos de travessia inoportunos
Dificuldade em localizar a direção dos sons	Estímulos auditivos do tráfego perdidos
Energia gasta em movimento	Velocidade de marcha

Embora muitos peões sejam saudáveis, apresentem visão e audição satisfatórias, prestem a devida atenção e não tenham problemas de locomoção, este não é o caso de todos os peões.

Destacam-se como mais vulneráveis as crianças, os idosos e os peões com mobilidade reduzida, uma vez que o seu comportamento apresenta limitações acrescidas no que se refere à integração no ambiente rodoviário e à interação com os restantes modos de transporte.

As crianças com idade inferior a 9 anos não possuem, na generalidade dos casos, as capacidades sensoriais e cognitivas suficientemente

desenvolvidas para lidar com a complexidade inerente ao tráfego rodoviário. Apresentam uma fraca capacidade para usar tanto a informação do campo visual periférico como das impressões auditivas, o que se traduz num maior tempo de reação, pois não conseguem estimar devidamente a velocidade e a distância de um veículo em aproximação. Acrescem dificuldades de atenção quando sujeitos a estímulos múltiplos, facilidade de distração e impulsividade nas reações. A deteção por parte dos condutores é ainda dificultada pela sua reduzida estatura.

### 3.2.2 Características dimensionais

As capacidades físicas e cognitivas das crianças desenvolvem-se de forma gradual até aos 11-12 anos, altura em que se podem equiparar aos adultos no que concerne à interação com o sistema de tráfego (DaCoTa, 2012).

Os idosos, por oposição às crianças, que ainda não viram desenvolvidas determinadas capacidades, caracterizam-se fundamentalmente pela perda de capacidades físicas e cognitivas, associadas ao normal processo de envelhecimento, traduzidas numa locomoção mais lenta, piores reflexos e maiores tempos de decisão e reação. As dificuldades de visão e audição, perdas de memória e de capacidade de raciocínio contribuem também para as dificuldades de compreensão global das situações de tráfego. A gravidade das lesões originadas por um acidente aumenta normalmente com a idade, pelo que grande parte dos idosos teme qualquer tipo de queda. A regularidade dos pavimentos em que circulam é um aspeto particularmente relevante no conforto das suas deslocações, sendo por isso comum a sua presença na faixa de rodagem quando os passeios ou bermas se encontram em mau estado. A presença de obstáculos nos passeios pode motivar igualmente esta transferência.

No grupo dos peões de mobilidade reduzida incluem-se todas as pessoas com dificuldades de locomoção, independentemente de possuírem ou não deficiências físicas, mentais ou sensoriais e de se fazerem acompanhar ou não por equipamentos de apoio à sua locomoção. A velocidade de marcha destas pessoas é inferior devido aos próprios problemas de locomoção, e a outros que eventualmente existam, como a falta de visão ou audição, que limitam de forma significativa a perceção da envolvente. As suas necessidades de espaço são em regra maiores.

São diversas as características dos peões relevantes para o traçado rodoviário, de entre as quais se destacam as medidas do espaço que ocupam, determinantes para o dimensionamento dos canais de circulação pedonal nas infraestruturas rodoviárias.

Para este aspeto contribuem principalmente as diferenças de altura, peso, largura de ombros, entre outros. No entanto, enunciam-se também as diferenças de perceção associadas à diversidade sensorial ou a perdas de capacidade sensorial dos cinco sentidos, bem como a diversidade cognitiva, que afeta a capacidade de atenção, perceção, memória, raciocínio, discernimento, pensamento e linguagem; ambos relevantes para a interpretação dos estímulos provenientes da envolvente rodoviária (IMTT, I.P., 2011c).

Têm particular relevância as dificuldades motoras, principalmente quando obrigam à utilização de cadeira de rodas ou outros instrumentos de ajuda à locomoção.

Na Figura 3.6 ilustram-se as dimensões fundamentais a ter em conta no projeto de infraestruturas pedonais, de acordo com o Washington State Department of Transportation (1997).

Embora em planta um adulto isolado ocupe apenas uma área de 0,14 m<sup>2</sup>, para efeitos de dimensionamento considera-se que o espaço que um peão ocupa é representado por uma elipse de 0,50 m x 0,60 m (ver Figura 3.7), cuja área total é 0,30 m<sup>2</sup>, de forma a evitar o contacto físico entre os peões (Pires da Costa e Macedo, 2008). Em movimento, recomenda-se, em geral, a consideração de uma zona de proteção (buffer zone) de 0,75 m<sup>2</sup> (TRB, 2000).

Figura 3.6

Dimensões do ser humano a ter em conta no projeto de infraestruturas (Washington State Department of Transportation, 1997)

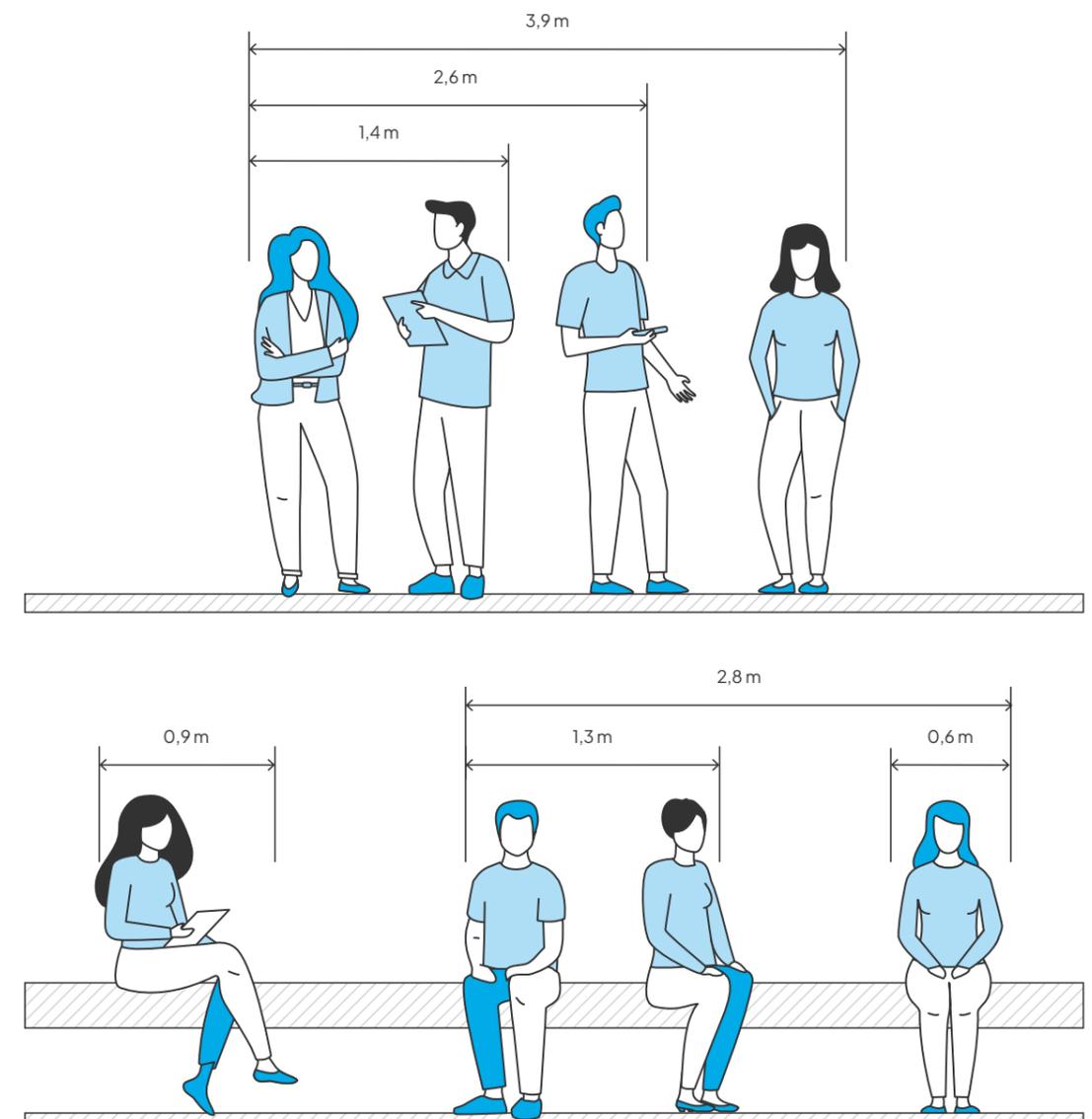
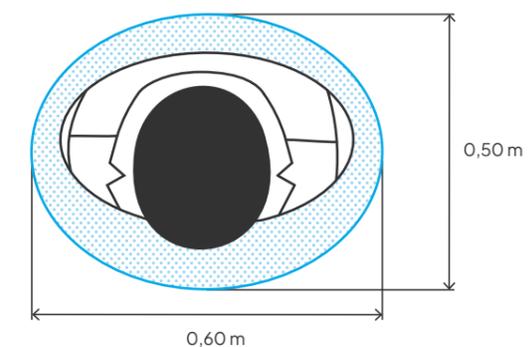


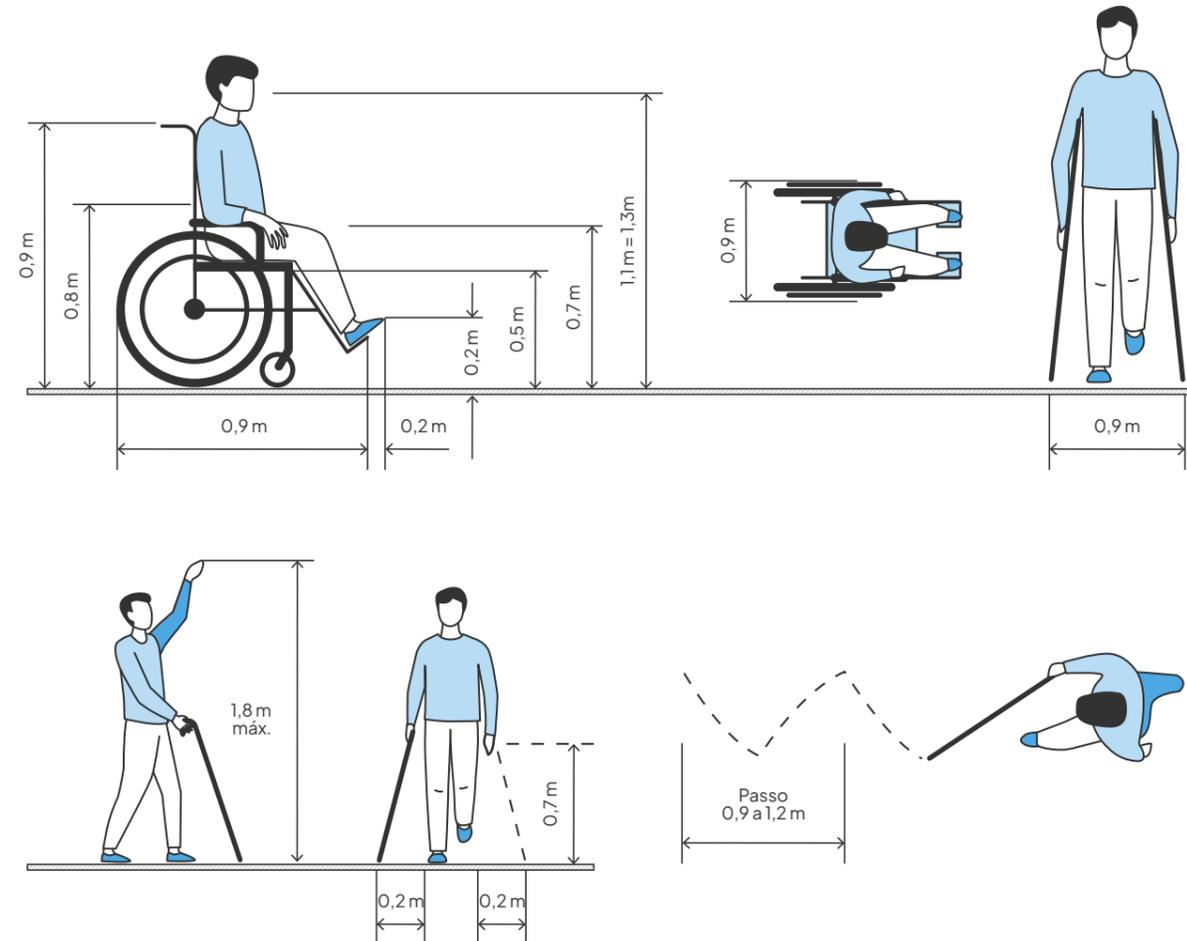
Figura 3.7

Ocupação espacial do peão em planta (Pires da Costa e Macedo, 2008)

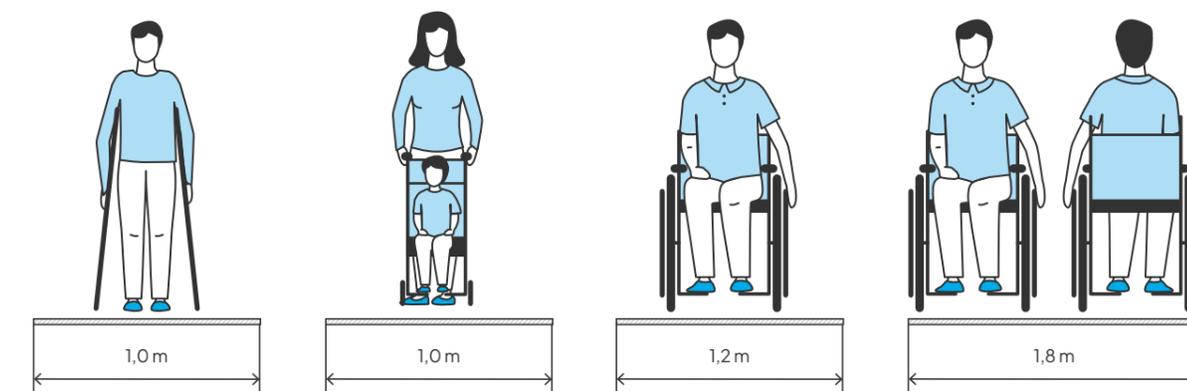


No caso particular de peões portadores de deficiências consideram-se as dimensões seguintes:

**Figura 3.8**  
Dimensões espaciais para pessoas com incapacidades (Washington State Department of Transportation, 1997)



**Figura 3.9**  
Necessidades espaciais dos peões (New Zealand Transport Agency, 2009)



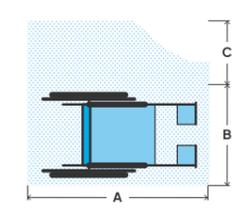
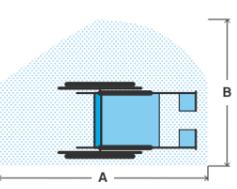
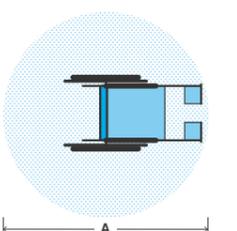
De acordo com a New Zealand Transport Agency (2009) as exigências dimensionais para pessoas com incapacidades são ligeiramente superiores às anteriores, como se pode comprovar pela Figura 3.9.

Na conceção do espaço urbano deve também ser tida em conta a manobrabilidade das cadeiras de rodas, com necessidades espaciais acrescidas para mudanças de direção ou inversão de sentido. Num percurso pedonal, sendo necessária uma mudança de direção (rotação) de uma pessoa em

cadeira de rodas sem deslocamento, devem ser consideradas as dimensões mínimas para as zonas de manobra indicadas no Quadro 3.8.

A conceção do espaço dedicado aos peões deve estar adequada às dimensões necessárias para a sua deslocação, que é distinta consoante se trate de um peão isolado ou de um grupo de peões. A largura do passeio deve ser por isso adequada ao fluxo pedonal, conforme se apresenta na Figura 3.10 (Conceito de Acessibilidade, 2003, referido em IMTT, I.P., 2011c).

**Quadro 3.8**  
Zonas de manobra em percursos acessíveis (adaptado de SNRIPD, 2006)

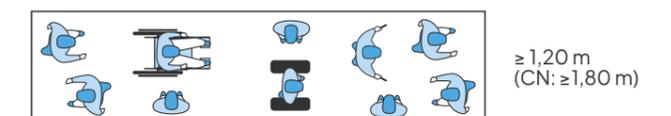
Zona de Manobra	Dimensões
<b>Rotação de 90°</b>	 <p><math>A \geq 1,20 \text{ m}</math> <math>B \geq 0,75 \text{ m}</math> <math>C \geq 0,45 \text{ m}</math></p>
<b>Rotação de 180°</b>	 <p><math>A \geq 1,50 \text{ m}</math> <math>B \geq 1,20 \text{ m}</math></p>
<b>Rotação de 360°</b>	 <p><math>A \geq 1,50 \text{ m}</math></p>

**Figura 3.10**  
Espaço necessário para a deslocação pedonal (Conceito de Acessibilidade, 2003, referido em IMTT, I.P., 2011c)

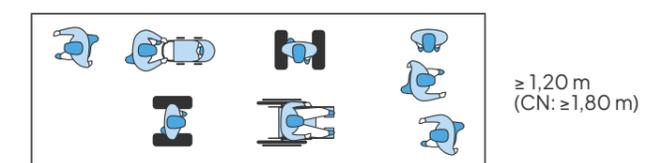
Quando as pessoas nunca passam umas pelas outras, não se cruzando.



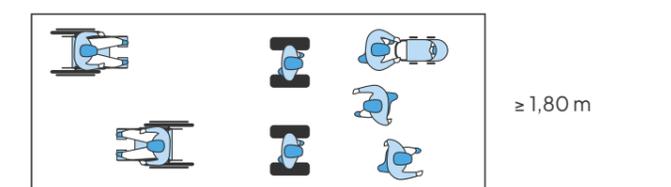
Quando as pessoas se cruzam ocasionalmente.



Quando as pessoas têm de se cruzar regularmente.



Quando as pessoas se encontram continuamente e se cruzam.



CN: critérios nos países nórdicos (Dinamarca, Finlândia, Islândia, Noruega e Suécia).

### 3.2.3 Peões em movimento

#### 3.2.3.1 Velocidade

Diversos fatores condicionam a velocidade de caminhada de um peão, cuja velocidade livre se situa normalmente no intervalo entre 0,74 m/s e 2,39 m/s (Austroads, 1988, referido por Pires da Costa e Macedo, 2008), dependendo não só das características psicofisiológicas do peão (como sejam a idade, sexo, deficiências físicas, cargas transportadas – compras, pastas, crianças ao colo, etc. – e motivo da viagem) mas também de fatores externos, tal como a hora do dia, as condições atmosféricas, o tipo e características da infraestrutura, e as condições de liberdade de circulação.

Na Figura 3.11 representam-se as distribuições de velocidade dos peões para os três principais grupos etários de peões (crianças, adultos e idosos) usadas como referência na Holanda (CROW, 1998).

Os valores constantes do Quadro 3.9 são os considerados como valores padrão da população<sup>2</sup>, tendo sido extraídos da Figura 3.11.

Refira-se que em Portugal, de acordo com a atual legislação (Decreto-Lei n.º 163/2006), as passagens de peões dotadas de dispositivos semafóricos de controlo de circulação devem disponibilizar tempo de verde suficiente para a travessia de peões ser feita a uma velocidade de 0,4 m/s, o que corresponde a um percentil inferior a 5% da distribuição de velocidades de idosos (CROW, 1998).

De acordo com o HCM (TRB, 2018) a velocidade de marcha recomendada para a temporização da sinalização semafórica é de 0,924 m/s para peões idosos e 1,149 m/s para peões jovens.

A declividade do trajeto seguido afeta a velocidade de deslocação de um peão, a qual é menor para os maiores declives. Na Figura 3.12 apresenta-se a variação da velocidade máxima e média em função do declive, verificando-se que a partir de 10% de inclinação as velocidades de marcha apresentam uma redução significativa.

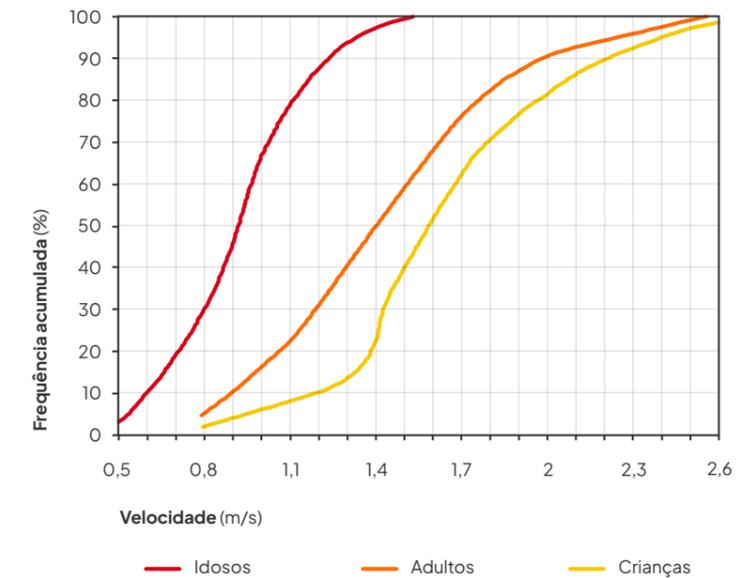
No Capítulo 4 são abordados os aspetos relacionados com a velocidade dos peões, juntamente com outros parâmetros caracterizadores do tráfego pedonal (4.3.3).

**Quadro 3.9**  
Valores padrão de velocidade de um peão para uma população (adaptado de CROW, 1998)

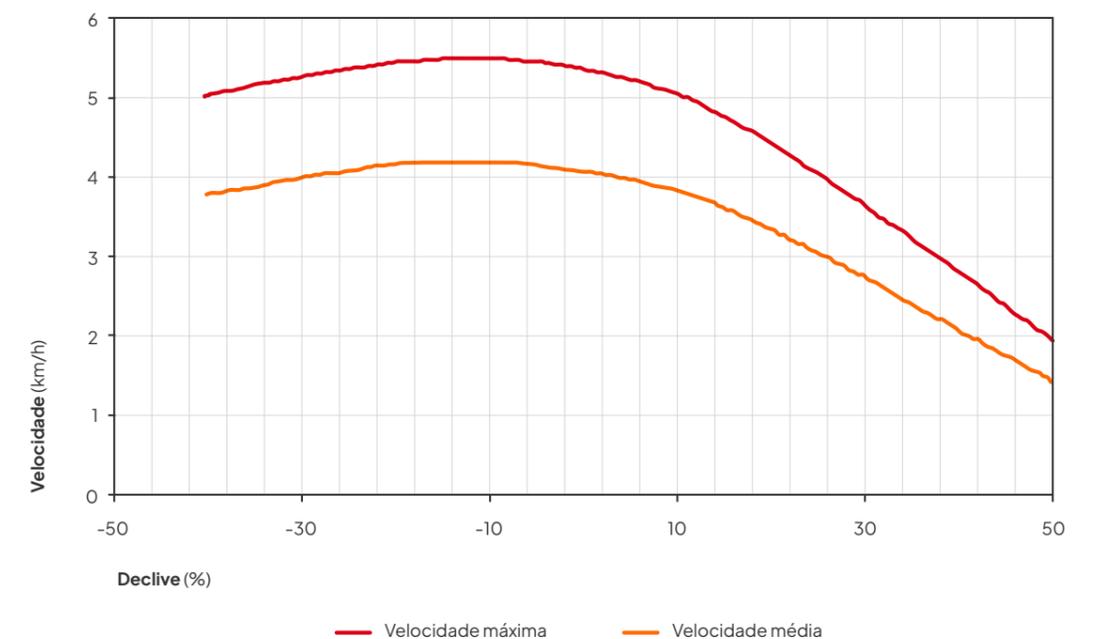
	$V_{85}$ [m/s]	$V_{med}$ [m/s]	$V_{15}$ [m/s]
<b>Crianças</b>	2,1	1,6	1,3
<b>Adultos</b>	1,9	1,4	1,0
<b>Idoso</b>	1,1	0,9	0,7

<sup>2</sup> Excluindo os casos de pessoas com mobilidade condicionada.

**Figura 3.11**  
Distribuição de velocidade dos peões para três grupos etários de peões (crianças, adultos e idosos) (CROW, 1998)



**Figura 3.12**  
Velocidade de circulação do peão em função do declive (EPFL-LITEP, 1995, referido em IMTT, I.P., 2011a)



### 3.2.3.2 Distância percorrida

A distância que um peão está disposto a percorrer, para além de depender das características anteriormente apresentadas, depende também do motivo da deslocação e do tempo máximo que o peão estabelece como limite aceitável para essa deslocação (IMTT, I.P., 2011c).

Quando se trata do acesso a interfaces de transporte público, a disponibilidade para percorrer distâncias varia em função do nível de oferta de transporte disponibilizada. As áreas de influência são por isso proporcionais à oferta de cada interface, como se pode contactar no Quadro 3.10.

Atualmente o modo pedonal constitui-se como uma verdadeira alternativa ao uso do automóvel, principalmente em trajetos curtos, conforme apresentado na Figura 3.13, reforçando a importância de dotar a rede pedonal de características que a tornem atrativa e segura (Seco et al., 2008b).

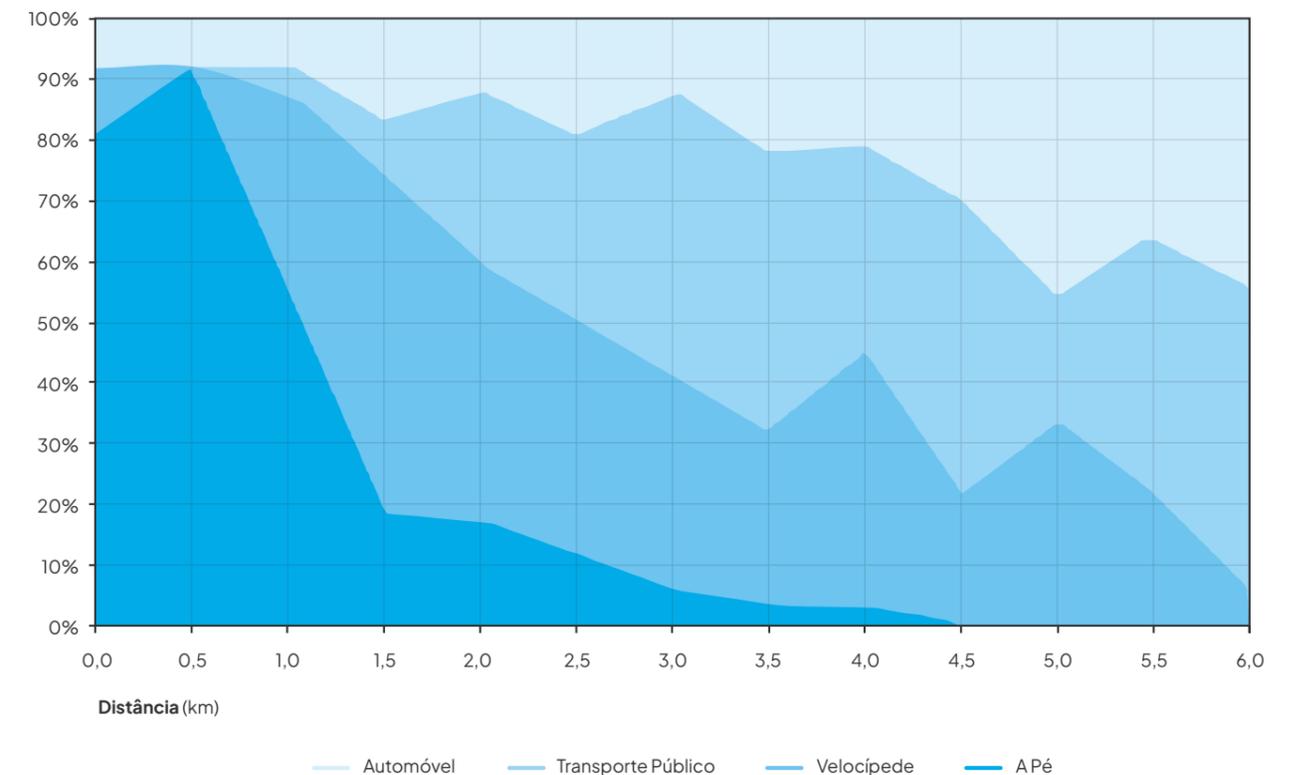
A facilidade com que um idoso ou uma pessoa com mobilidade condicionada anda a pé é significativamente menor que os valores médios apresentados para peões sem qualquer tipo de limitação.

Alguns autores defendem que o dimensionamento de infraestruturas pedonais deve satisfazer as necessidades de pelo menos 80% dos peões com mobilidade condicionada, obtendo-se as distâncias máximas recomendadas, sem haver pausas durante o percurso, para determinado grupo com mobilidade condicionada apresentadas no Quadro 3.11.

**Quadro 3.10**  
Tempos de deslocação em função de valores de velocidades do peão (New Zealand Transport Agency, 2009)

Tempo de deslocação em função da velocidade			
Raio da área de influência	1,5 km/h (0,4m/s) (Velocidade considerada para o cálculo do tempo de atravessamento para uma passadeira com sinalização luminosa no DL.n.º 163/2006)	3,6 km/h (1m/s) (Velocidade considerada para o cálculo do tempo de verde do tempo de atravessamento para uma passadeira com sinalização luminosa em algum países europeus)	4 km/h (1,1m/s) (velocidade média de referência)
Paragem de autocarro (200 m)	8 min.	3,3 min.	3 min.
Interface de transporte, que inclua o modo ferroviário (0,5 km a 1 km)	20 min. - 40min.	8,3 min.- 16,6min.	7,5 min.- 15 min.

**Figura 3.13**  
Repartição modal típica em função do comprimento da viagem (Pita, 2002, referido em Seco et al., 2008b)



**Quadro 3.11**  
Distâncias máximas recomendadas para grupos especiais (Seco et al., 2008b)

Grupo com mobilidade condicionada	Distância limite recomendada sem haver pausas (m)
Utilizadores de cadeira de rodas	150
Invisuais	150
Utilizadores de Bengalas/muletas	50
Pessoas em ambulatório	150

### 3.2.3.3 Resistência biomecânica

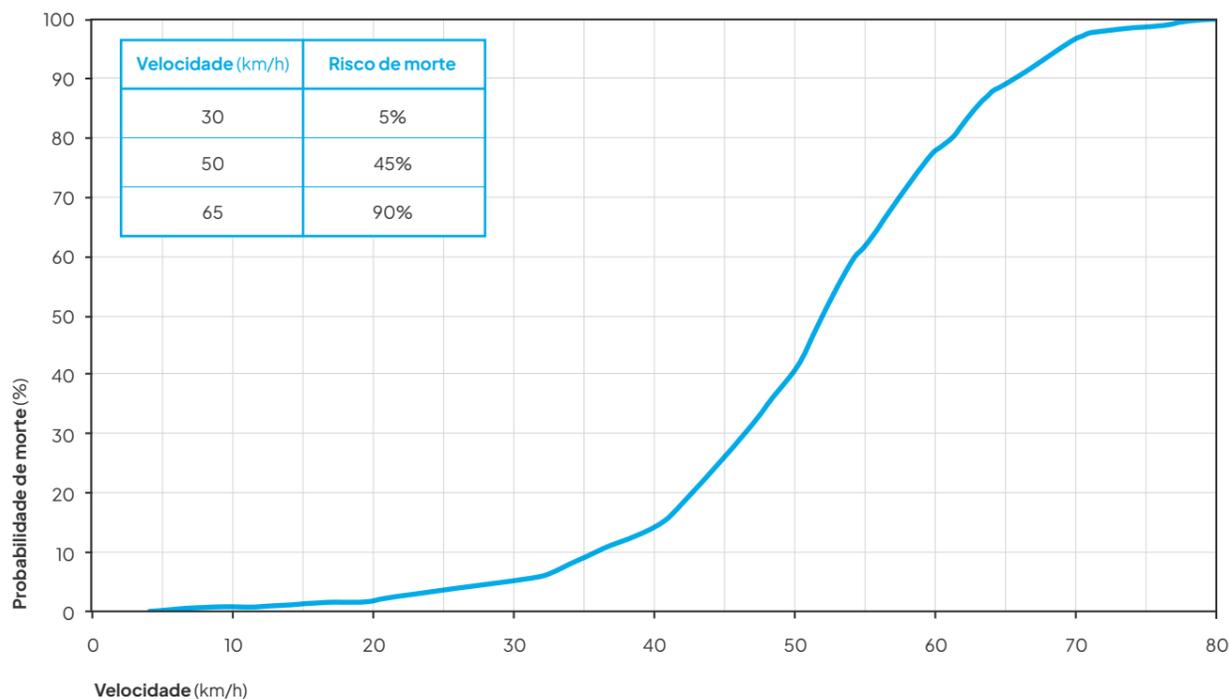
No quadro do Sistema Seguro, a definição de limites de velocidade em zonas suscetíveis de interações frequentes entre peões e veículos motorizados, é fundamental considerar a resistência fisiológica de corpo humano à intensidade e duração da transferência de energia cinética durante uma colisão ou um choque.

A experiência tem demonstrado que, numa colisão entre um peão e um veículo ligeiro, o risco de morte do peão depende diretamente da velocidade a que o veículo circula. Se a velocidade deste for de 30 km/h o risco de óbito do peão é pequeno, mas se a velocidade aumentar para 50 km/h a probabilidade do peão sobreviver é já bastante reduzida (ver Figura 3.14) (Cardoso, 2001).

### 3.2.3.4 Níveis de serviço

A definição dos diferentes níveis de serviço para peões em movimento segue os habituais seis níveis de serviço, A, B, C, D, E e F, cujas fronteiras são definidas pelo “Espaço” disponível para cada peão em movimento, conforme se apresenta no Quadro 3.12 (Seco et al., 2008b). O nível de serviço A, corresponde a uma situação em que a qualidade do serviço é ótima, normalmente não justificável do ponto de vista de uma análise custo-benefício. O nível de serviço F representa um funcionamento muito deficiente do sistema e indesejável mesmo em relação à capacidade. A capacidade é atingida para o nível de serviço E.

Figura 3.14 Risco de morte de peão, por atropelamento, em função da velocidade do veículo (Cardoso, 2001)

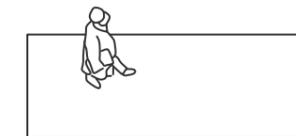


Quadro 3.12 Níveis de Serviço para peões em movimento (Seco et al., 2008b)

#### NÍVEL DE SERVIÇO A

Espaço > 5,6 m<sup>2</sup>/p  
Débito ≤ 16 p/min/m

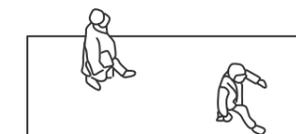
Num caminho pedonal com nível de serviço A, os peões movem-se segundo as trajetórias desejadas sem alterar os seus movimentos relativamente a outros peões. As velocidades de circulação são definidas livremente, e os conflitos entre peões são improváveis.



#### NÍVEL DE SERVIÇO B

Espaço > 3,7 – 5,6 m<sup>2</sup>/p  
Débito > 16 – 23 p/min/m

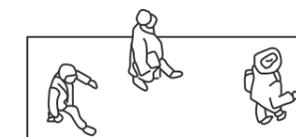
No nível de serviço B, é definida uma área que permite aos peões definirem livremente as velocidades de circulação, de modo a contornarem e evitarem conflitos com outros peões. Neste nível, os peões começam a estar atentos relativamente à presença de outros peões e a responderem a essa presença aquando da seleção do caminho.



#### NÍVEL DE SERVIÇO C

Espaço > 2,2 – 3,7 m<sup>2</sup>/p  
Débito > 23 – 33 p/min/m

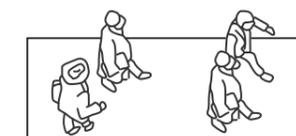
No nível de serviço C, o espaço disponível é o suficiente para a seleção das velocidades de circulação, e para contornar os outros peões que se deslocam no mesmo sentido. Em locais onde ocorram movimentos de mudança de direção ou de atravessamento pode haver conflitos, implicando diminuição de velocidades de débito.



#### NÍVEL DE SERVIÇO D

Espaço > 1,4 – 2,2 m<sup>2</sup>/p  
Débito > 33 – 49 p/min/m

No nível de serviço D, a liberdade para cada peão selecionar a velocidade de circulação de modo a poder contornar outros peões, é restrita. Onde existam movimentos de mudança de direção ou de atravessamento, a probabilidade de ocorrer conflitos é superior, de tal modo que para se evitar essa situação é necessário haver mudança de velocidade e de posição. Neste nível de serviço a fluidez ainda é razoável, porém é provável a existência de interferência mútua entre os peões.



#### NÍVEL DE SERVIÇO E

Espaço > 0,75 – 1,4 m<sup>2</sup>/p  
Débito > 49 – 75 p/min/m

No nível de serviço E, virtualmente todos os peões têm a sua velocidade de circulação restringida, necessitando por isso de ajustar frequentemente o ritmo da passada. Para valores do débito próximos da capacidade o movimento só é possível “arrastando os pés”. O espaço disponível é insuficiente para ser possível ultrapassar peões mais lentos. Movimentos de atravessamento ou de mudança de sentido são muito difíceis de efetuar e geram conflitos.



#### NÍVEL DE SERVIÇO F

Espaço ≤ 0,75 m<sup>2</sup>/p  
Débito – variável p/min/m

No nível de serviço F, todas as velocidades de circulação estão severamente restringidas, e o movimento para a frente só é possível “arrastando os pés”. É frequente o contacto físico com outros peões. Os movimentos de atravessamento e de mudança de sentido são praticamente impossíveis de realizar. O fluxo é esporádico e instável.



Estes níveis são também diferenciados por um conjunto de parâmetros de referência como sejam a taxa de saturação (rácio entre o volume e a capacidade), a possibilidade de escolha da velocidade pretendida, a possibilidade de “atravessar” uma corrente de tráfego pedonal e o grau de conflito entre o movimento principal e o secundário em direcções opostas (Seco et al., 2008b), conforme apresentado no Quadro 3.13.

Existem diversas metodologias de cálculo dos níveis de serviço consoante o elemento do sistema pedonal: passeios e vias pedonais, passagens para peões semaforizadas, passagens para peões sem regulação, zonas de espera e trajetos em zona urbana (Seco et al., 2008b).

Quadro 3.13 Níveis de serviço para peões em movimento (Seco et al., 2008b)

Nível de Serviço	Taxa de saturação	Restrições ao Movimento			Observações/ Mov. Aplicabilidade
		Mov. dominante	Mov. não dominante	Mov. atravessamento	
A	≤ 0,21	LL	LL	LL	Apenas para onde se pretendem elevados níveis de conforto e não existem restrições de espaço.
B	> 0,21 - 0,31	L	L	L	Nível correspondente a uma situação de conforto e desejável em condições normais.
C	> 0,31 - 0,44	L	L	R	Recomendável para espaços com pontas frequentes mas não muito intensas e onde se pretendem bons níveis de conforto.
D	> 0,44 - 0,65	L	R	R	Aceitável em espaços com grandes fluxos pedonais e onde existam restrições de espaço ou em espaços com movimentos unidireccionais
E	> 0,65 - 1,00	R	R/S	S	Recomendável só em situações de ponta muito intensas com possível congestionamento mas de curta duração. Ex. Saídas de estádios ou estações de comboio.
F	variável	S	S	S	Corresponde quase a condições de zona de espera. Não recomendável para condições de circulação.

Legenda:  
LL - Completamente livre; L - Relativamente livre, com poucas restrições; R - Com algumas restrições e incómodos; S - Com severas restrições

● **Passeios e vias pedonais**

Em passeios e vias pedonais é usualmente utilizado o débito de peões por unidade de largura para definir os diferentes níveis de serviço. Este indicador pode ser calculado a partir do volume de peões na ponta de 15 minutos e do valor da largura útil do passeio.

$$V_p = \frac{V_{15}}{15 \times W_E} \quad (3-1)$$

Em que:

- V<sub>p</sub>** – Débito por unidade de largura (p/min/m);
- V<sub>15</sub>** – Volume de peões na ponta de 15 minutos (p/15 min);
- W<sub>E</sub>** – Largura útil do passeio (m), calculada a partir da seguinte expressão:

$$W_E = W_T - W_O \quad (3-2)$$

Em que:

- W<sub>T</sub>** – Largura bruta do passeio (m);
- W<sub>O</sub>** – Somatório das larguras perdidas devido à existência de obstáculos e distâncias de reserva (ver mais informação no capítulo 2.3 do Fascículo III).

Com base no débito por unidade de largura é possível determinar então o nível de serviço, como evidenciado no Quadro 3.14. Neste quadro são ainda apresentados outros indicadores relevantes, como a área ocupada por peão, a velocidade média e razão entre o volume e a capacidade.

De salientar que as relações entre o débito por unidade de largura e o nível de serviço apresentadas neste quadro correspondem a condições médias, não tendo por isso em consideração a formação de pelotões.

Caso se verifique a formação de pelotões, os níveis de serviço diferem, como se pode consultar no Quadro 3.15. Constata-se que o movimento deixa de ser livre para um espaço da ordem dos 49 m<sup>2</sup>/p (nível de serviço A) sendo a capacidade atingida quando o espaço atinge 1,0 m<sup>2</sup>/p (equivalente a 59 p/min/m).

Quadro 3.14 Níveis de serviço em passeios para condições médias (Seco et al., 2008b)

Nível de Serviço	Débito (p/min/m)	Espaço (m <sup>2</sup> /p)	Velocidade média (m/s)	Vol./Cap.
A	≤ 16	> 5,6	> 1,30	≤ 0,21
B	> 16 - 23	> 3,7 - 5,6	> 1,27 - 1,30	> 0,21 - 0,3
C	> 23 - 33	> 2,2 - 3,7	> 1,22 - 1,27	> 0,31 - 0,44
D	> 33 - 49	> 1,4 - 2,2	> 1,14 - 1,22	> 0,44 - 0,65
E	> 49 - 75	> 0,75 - 1,4	> 0,75 - 1,14	> 0,65 - 1,0
F	variável	≤ 0,75	≤ 0,75	variável

Quadro 3.15 Níveis de serviço em passeios para pelotões (Seco et al., 2008b)

Nível de Serviço	Espaço (m <sup>2</sup> /p)	Débito (p/min/m)
A	> 49	≤ 16
B	> 8 - 49	> 1,6 - 10
C	> 4 - 8	> 10 - 20
D	> 2 - 4	> 20 - 36
E	> 1 - 2	> 36 - 59
F	≤ 1	> 59

● **Passagens para peões semaforizadas**

Em passagens para peões semaforizadas é proposta a utilização do atraso médio do peão para definir os diferentes níveis de serviço. Este indicador é obtido através da seguinte expressão:

$$d = \frac{0,5 \times (C-g)^2}{c} \quad (3-3)$$

Em que:

- d** – atraso médio do peão (seg.);
- g** – tempo útil de verde para o peão (seg.);
- C** – duração do ciclo (seg.).

O Quadro 3.16 apresenta os níveis de serviço em função do atraso médio, considerando-se que para atrasos superiores a 30 seg. os peões começam a impacientar-se, aceitando correr riscos maiores (Seco et al., 2008b).

**Quadro 3.16**  
Níveis de serviço em função do atraso médio para passagens para peões semaforizadas (Seco et al., 2008b)

Nível de Serviço	Atraso médio por peão (seg.)
A	≤ 10
B	> 10 - 20
C	> 20 - 30
D	> 30 - 40
E	> 40 - 60
F	> 60

● **Passagens para peões sem regulação**

Em passagens para peões sem regulação é utilizado o intervalo crítico para definir os diferentes níveis de serviço. Este indicador consiste no intervalo de tempo em segundos abaixo do qual um peão não tenta efetuar o atravessamento de uma estrada. A decisão de atravessamento começa pela avaliação do intervalo de tempo disponível entre veículos, após a qual o peão decide se esse intervalo é suficiente para que possa efetuar o atravessamento em segurança, fazendo então nesse caso o atravessamento.

Caso o intervalo disponível seja inferior ao crítico considera-se que não é efetuado o atravessamento.

O intervalo crítico é calculado de forma distinta caso o peão se encontre isolado ou em grupo:

**Peão isolado**

$$t_c = \frac{L}{s_p} + t_s \quad (3-4)$$

Em que:

- t<sub>c</sub>** – Intervalo crítico para um peão isolado (seg.);
- s<sub>p</sub>** – Velocidade do peão (m/s);
- L** – Comprimento do atravessamento (m);
- t<sub>s</sub>** – Tempo de arranque do peão (seg.) – que em média são 3 segundos.

**Peão em grupo**

Neste caso é necessário calcular em primeiro lugar o número de filas com peões à espera de uma oportunidade para avançar:

$$N_p = INT \left[ \frac{0,75 \times (N_c - 1)}{W_E} \right] + 1 \quad (3-5)$$

Em que:

- N<sub>p</sub>** – Número de filas formadas por peões;
- W<sub>E</sub>** – Largura útil da travessia (m);
- 0,75 – Largura necessária para que um peão, sem que haja interferência no seu movimento por outros peões, passe por eles;
- N<sub>c</sub>** – Número total de peões num pelotão em atravessamento, que pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$N_c = \frac{V_p \times e^{V_p \times t_c} + V \times e^{-V \times t_c}}{(V_p + V) \times e^{(V_p - V) \times t_c}} \quad (3-6)$$

Em que:

- V<sub>p</sub>** – débito pedonal (p/seg.);
- V** – débito de veículos (veíc./seg.);
- t<sub>c</sub>** – Intervalo crítico de um peão isolado (seg.), que pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$t_g = t_c + 2 \times (N_p - 1) \quad (3-7)$$

Em que:

- t<sub>c</sub>** – Intervalo crítico de um peão isolado (seg.);
- N<sub>p</sub>** – Número de filas de peões (igual a 1 se não existirem pelotões).

O atraso médio por peão pode então ser calculado através da seguinte expressão:

$$d_p = \frac{1}{V} \times (e^{V \times t_g} - V \times t_g - 1) \quad (3-8)$$

Em que:

- d<sub>p</sub>** – Atraso médio por peão (seg.);
- v** – Débito de veículos (veíc./seg.);
- t<sub>g</sub>** – Intervalo crítico de um pelotão (seg.).

O nível de serviço pode assim ser determinado com base nos valores do atraso médio, conforme se apresenta no Quadro 3.17.

**Quadro 3.17**  
Níveis de serviço em passagens para peões sem regulação (Seco et al., 2008b)

Nível de Serviço	Atraso médio por peão (seg.)
A	≤ 5
B	> 5 - 10
C	> 10 - 20
D	> 20 - 30
E	> 30 - 40
F	> 45

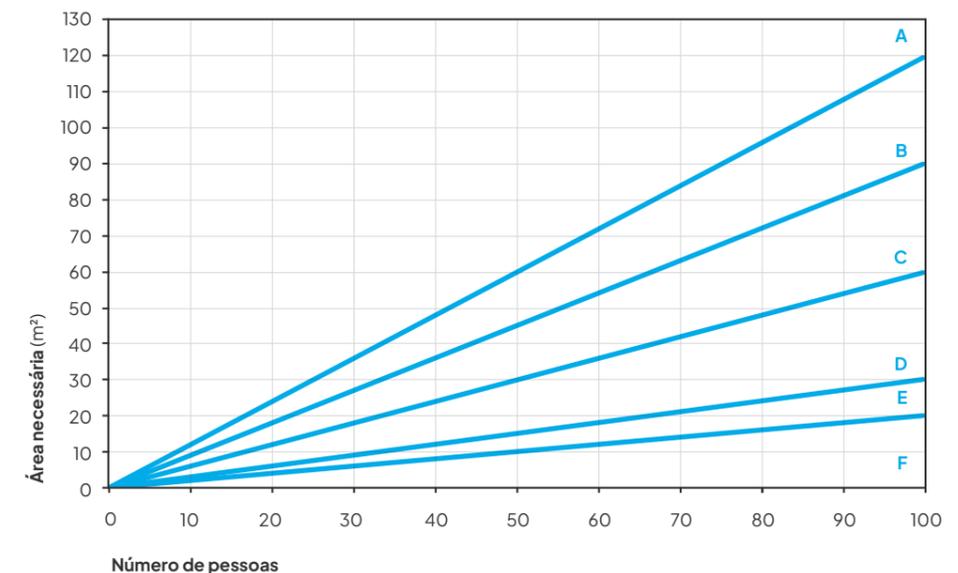
● **Zonas de espera**

Em zonas de espera é utilizado o espaço disponível por peão para definir os diferentes níveis de serviço, que é calculado através do quociente entre o número de peões que aguardam determinado serviço pela área total da zona onde os mesmos se encontram à espera – ver Quadro 3.18 e Figura 3.15.

**Quadro 3.18**  
Níveis de serviço em zonas de espera (Seco et al., 2008b)

Nível de Serviço	Espaço (m <sup>2</sup> /p)
A	> 1,2
B	> 0,9 - 1,2
C	> 0,6 - 0,9
D	> 0,3 - 0,6
E	> 0,2 - 0,3
F	≤ 0,2

**Figura 3.15**  
Área necessária para determinada zona de espera (Seco et al., 2008b)



• **Trajeto em zona urbana**

Por fim, apresenta-se a forma de como se pode determinar o nível de serviço de um determinado trajeto pedonal em zona urbana, constituído por segmentos de passeio e atravessamentos. Para este efeito é usada a velocidade média do percurso, obtida a partir do tempo gasto pelo peão ao percorrer uma determinada distância. O cálculo desta velocidade média de percurso passa por analisar cada segmento do trajeto de forma individual, fazendo-se a separação em passeios e em atravessamentos e recorrendo subsequentemente à seguinte expressão:

$$S_A = \frac{L_T}{\sum \frac{L_i}{S_i} + \sum d_j} \quad (3-9)$$

Em que:

$L_T$  – Comprimento total do trajeto em análise (m);

$L_i$  – Comprimento do segmento i (m);

$S_i$  – Velocidade pedonal no segmento i (m/s);

$d_j$  – Atraso do peão na travessia j (seg.);

$S_A$  – Velocidade média de percurso do peão (m/s).

A determinação dos níveis de serviço do trajeto pedonal é então obtida através das relações apresentadas no Quadro 3.19.

Quadro 3.19 Níveis de serviço para um trajeto pedonal (Seco et al., 2008b)

Nível de Serviço	Velocidade de percurso (m/s)
A	> 1,33
B	> 1,17 - 1,33
C	> 1,00 - 1,17
D	> 0,83 - 1,00
E	≥ 0,58 - 0,83
F	≤ 0,58

### 3.3 Veículos não motorizados

As características físicas e dinâmicas dos veículos não motorizados que circulam em arruamentos urbanos são elementos indispensáveis para o traçado e ordenamento da envolvente de redes viárias urbanas. Tendo em consideração a crescente procura de veículos desta natureza em ambiente urbano, é necessário identificar veículos representativos de cada uma das categorias existentes. As dimensões, pesos e características de funcionamento destes veículos são essenciais para o estabelecimento de critérios de controlo de projeto.

#### 3.3.1 Velocípedes

As dimensões críticas para os velocipedistas adultos em posição vertical são ilustradas na Figura 3.16. A largura operacional mínima para acomodar a deslocação da maioria dos velocipedistas (1,2 m), é maior que a largura física momentaneamente ocupada por um velocipedista (0,75 m), devido ao movimento transversal (deriva) que varia com a velocidade, inclinação, vento e aptidão do velocipedista. Em algumas situações, poderá ser necessária uma largura operacional adicional, e.g., em terrenos íngremes. A figura não inclui distâncias de conforto a objetos lineares paralelos à direção de deslocação, como paredes de túneis, lancis ou carros estacionados. A altura operacional de 2,5 m permite acomodar um velocipedista adulto em pé sobre os pedais.

A Figura 3.17 indica as dimensões de vários tipos de velocípedes, incluindo velocípedes típicos, reclinados, tandem e com reboque para crianças.

Figura 3.16 Espaço de manobra de um velocipedista (AASHTO, 2012).

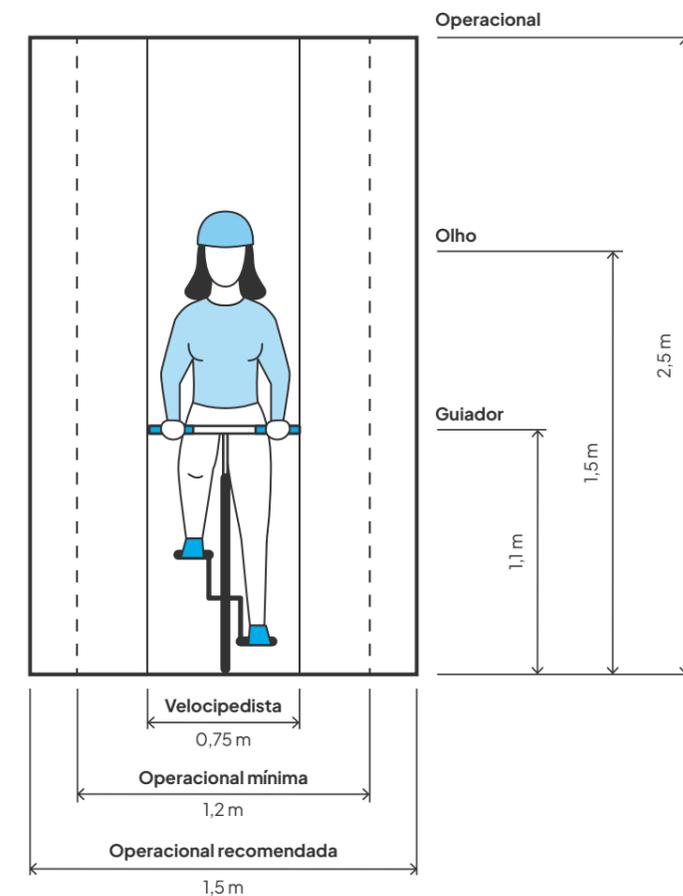
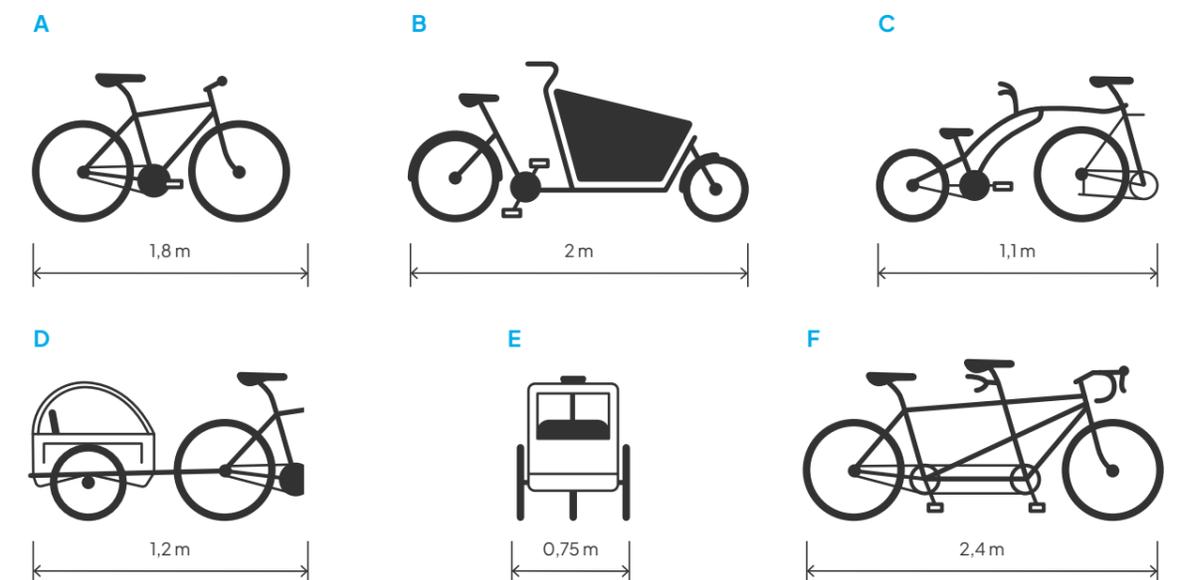


Figura 3.17 Dimensões dos velocípedes (adaptado de AASHTO, 2012).



A. Velocípede de adulto; B. Velocípede de carga; C. Comprimento adicional para velocípede-atrelado; D. Comprimento adicional para reboque para crianças; E. Largura para reboque para crianças ou compartimento de carga; F. Velocípede tandem de adulto

No Quadro 3.20 são apresentadas dimensões-chave para velocipedistas adultos e para configurações típicas de velocípedes, incluindo velocípedes reclinados, tandem e velocípedes com reboque para crianças.

Os valores apresentados correspondem ao percentil 85 da distribuição da respetiva variável, salvo indicação contrária. Habitualmente aquele percentil é usado para fornecer uma estimativa conservadora que abrange a maioria dos velocipedistas.

**Quadro 3.20**  
Dimensões fundamentais - velocípedes (adaptado de AASHTO, 2012).

Tipo de utilizador	Característica	Dimensão (m)
<b>Velocipedista adulto típico em posição vertical</b>	Largura (percentil 95)	0,75
	Comprimento	1,8
	Altura do guiador (dimensão corrente)	1,1
	Altura dos olhos	1,5
	Centro de gravidade	0,8 – 1,0
	Largura operacional (mínima)	1,2
	Largura operacional (recomendável)	1,5
	Altura operacional (mínima)	2,5
	Altura operacional (recomendável)	3,0
<b>Velocipedista em velocípede reclinado</b>	Comprimento operacional	2,2
	Altura dos olhos	1,2
<b>Velocipedista em velocípede tandem</b>	Comprimento operacional (dimensão corrente)	2,4
<b>Velocipedista com reboque para crianças</b>	Largura	0,75
	Comprimento	3,0

No Quadro 3.21 identifica-se um conjunto de critérios de desempenho para velocipedistas adultos. A velocidade dos velocipedistas depende de diversos fatores, nomeadamente, capacidades físicas e cognitivas do velocipedista, desenho do velocípede, tráfego, iluminação, vento, infraestrutura e tipo de terreno.

Os velocipedistas adultos geralmente deslocam-se a velocidades entre 13 e 24 km/h (em terreno plano), enquanto as crianças circulam mais devagar (ver 4.3.2). Velocipedistas experientes e em boa forma física podem circular a velocidades até 50 km/h (ou até mais, normalmente fora de zonas urbanas).

**Quadro 3.21**  
Critérios de desempenho fundamentais - velocípedes (adaptado de AASHTO, 2012).

Tipo de utilizador	Característica	Valor
<b>Velocipedista adulto típico em posição vertical</b>	Velocidade em patamar e em superfície pavimentada	13–24 km/h
	Velocidade em descida	32 –50 ou mais km/h
	Velocidade em subida	8 –19 km/h
	Tempo de perceção-reação	1,0 – 2,5 s
	Nível de aceleração	0,5 – 1,5 m/s <sup>2</sup>
	Coefficiente de atrito longitudinal, em patamar e em superfície pavimentada	3,14 m/s <sup>2</sup>
	Nível de desaceleração (em patamar, piso seco)	4,8 m/s <sup>2</sup>
	Nível de desaceleração (piso molhado)	2,4 – 3,0 m/s <sup>2</sup>

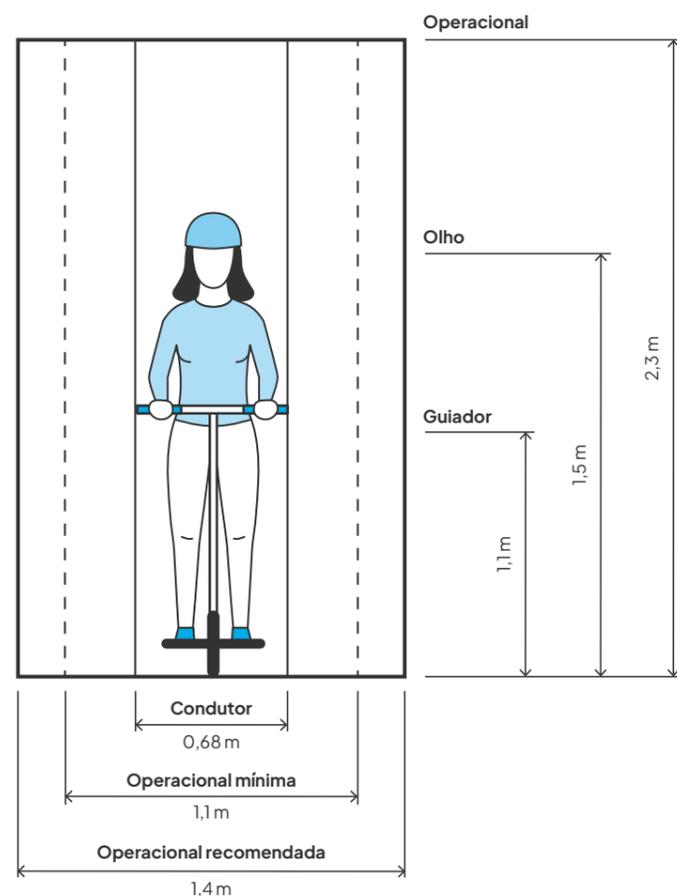
### 3.3.2 Trotinetas

As dimensões críticas para os adultos que se deslocam em trotineta são ilustradas na Figura 3.18. A largura operacional mínima para acomodar a deslocação da maioria das trotinetas (1,1 m), é maior que a largura física momentaneamente ocupada por um dos seus condutores (0,68 m), devido ao movimento transversal em andamento. A figura não inclui distâncias de conforto a objetos lineares paralelos à direção de deslocação, como paredes de túneis, lancis ou carros estacionados. A altura operacional de 2,3 m permite acomodar um condutor adulto em pé sobre o patim.

No Quadro 3.22 são apresentadas dimensões-chave para condutores de trotinetas adultos e para configurações típicas de trotinetas.

No Quadro 3.23 identifica-se um conjunto de critérios de desempenho para condutores de trotinetas adultos. Não há referências internacionais relativamente a este tipo de veículos, pelo que, provisoriamente, se adotaram valores próximos dos velocípedes, enquanto não se dispõe de resultados experimentais, mais ajustados às efetivas características dos mesmos.

Figura 3.18 Espaço de manobra de um condutor de trotineta.



Quadro 3.22 Dimensões fundamentais - trotinetas.

Tipo de utilizador	Característica	Dimensão (m)
Condutor de trotineta adulto típico	Largura	0,68
	Comprimento	1,0
	Altura do guiador (dimensão corrente)	1,1
	Altura dos olhos	1,5
	Largura operacional (mínima)	1,1
	Largura operacional (recomendável)	1,4
	Altura operacional (mínima)	2,3
	Altura operacional (recomendável)	2,8

Quadro 3.23 Critérios de desempenho fundamentais - trotinetas.

Tipo de utilizador	Característica	Valor
Condutor de trotineta adulto típico em posição vertical	Velocidade máxima em patamar	30 km/h
	Tempo de perceção-reação	1,0 - 2,5 s
	Nível de desaceleração (em patamar, piso seco)	4,8 m/s <sup>2</sup> (igual ao velocípede)

### 3.4 Veículos motorizados

As características físicas e dinâmicas dos veículos que utilizam a rodovia são elementos fundamentais para o projeto do traçado rodoviário. Tendo em consideração a diversidade de veículos na corrente de tráfego, é necessário estabelecer classes e selecionar veículos representativos dentro de cada uma dessas classes, designados “veículos tipo”, que servirão de base ao projeto rodoviário. As dimensões, pesos e características de funcionamento destes veículos são essenciais para o estabelecimento de critérios de controlo de projeto.

#### 3.4.1 Veículos tipo

As dimensões dos veículos tipo devem ter em consideração as mais recentes tendências dos veículos produzidos, devendo representar a composição do tráfego de veículos atualmente em operação.

Para efeitos de projeto de traçado rodoviário, é importante que cada veículo tipo tenha dimensões superiores às da maioria dos veículos da sua classe, atendendo a que essas dimensões se destinam a representar os tamanhos de veículos que são críticos para o referido projeto. Estas dimensões não correspondem necessariamente às dimensões máximas dos veículos para efeitos de circulação fixadas no Artigo 3º (Capítulo II) Decreto-Lei n.º 132/2017, que aprova o regulamento que fixa os pesos e as dimensões máximas autorizados para os veículos em circulação.

Relativamente à altura dos veículos motorizados, no referido Decreto-Lei está estipulado o valor máximo de 4,60 m.

São genericamente três as classes de veículos tipo a considerar: veículos ligeiros (de passageiros e de mercadorias), autocarros e comerciais pesados.

Apresentam-se na Figura 3.19 as dimensões dos veículos tipo, de várias categorias, que se preconiza que venham a ser utilizados no dimensionamento da infraestrutura rodoviária.

O projetista deverá avaliar qual o veículo tipo mais adequado para o controlo do projeto, tendo como base a utilização prevista da infraestrutura em causa. Por exemplo, o veículo tipo da classe de veículo de passageiros é adequado para o dimensionamento de parques de estacionamento e das suas vias de acesso. Já no caso de uma rua urbana que faça parte do itinerário de uma determinada carreira de autocarros, o veículo tipo a utilizar será, à partida, o da classe de autocarros, desde que o volume de tráfego de camiões seja inexistente ou irrelevante. Igual situação ocorre nos arruamentos onde se prevê a circulação de veículos pesados de transporte de resíduos sólidos urbanos (Campos, 1993) (ver Figura 3.20). Também se devem considerar os requisitos de inscrição dos veículos de socorro previstos no regulamento de segurança contra incêndios em vigor, designadamente os veículos com escada ou plataforma giratória.

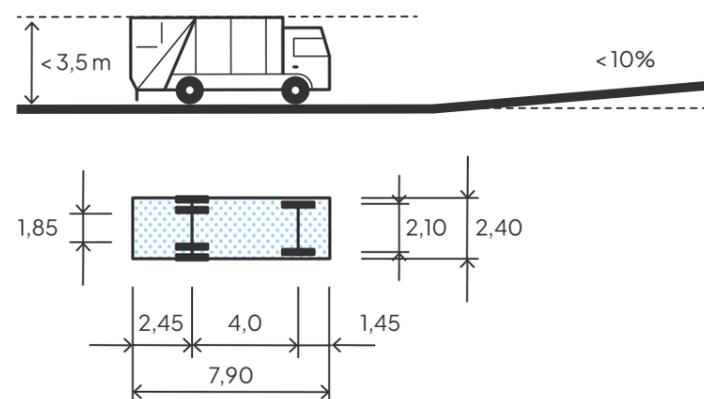


Figura 3.19 Dimensões do veículo tipo de recolha de resíduos sólidos urbanos (Campos, 1993).

Figura 3.20 Dimensões dos veículos tipo (Macedo et al., 2011).

<b>Veículo ligeiro de passageiros</b>		<b>metros</b> Largura: 1,80 Ângulo da direção: 35,9
<b>Veículo ligeiro de mercadorias</b>		<b>metros</b> Largura: 1,93 Ângulo da direção: 44,8
<b>Veículo pesado de mercadorias</b>		<b>metros</b> Largura: 2,62 Ângulo da direção: 34,7
<b>Veículo pesado de mercadorias com reboque</b>		<b>metros</b> Largura do veículo: 2,70 Largura do atrelado: 2,70 Ângulo da direção: 37,7 Ângulo de articulação: 70,0
<b>Veículo pesado de mercadorias – Conjunto tractor – semi-reboque</b>		<b>metros</b> Largura do veículo: 2,65 Largura do atrelado: 2,65 Ângulo da direção: 34,7 Ângulo de articulação: 70,0
<b>Autocarro</b>		<b>metros</b> Largura: 2,47 Ângulo da direção: 34,5
<b>Autocarro articulado</b>		<b>metros</b> Largura: 2,55 Ângulo da direção: 41,8 Ângulo de articulação: 70,0

Na Figura 3.21 ilustram-se as trajetórias e áreas de varredura mínimas de viragem de um autocarro. No Anexo I são apresentados os valores para os diversos veículos tipo. Os raios de curvatura dos veículos tipo limitam a geometria das curvas em planta. As características dos veículos que afetam o raio mínimo das curvas circulares são:

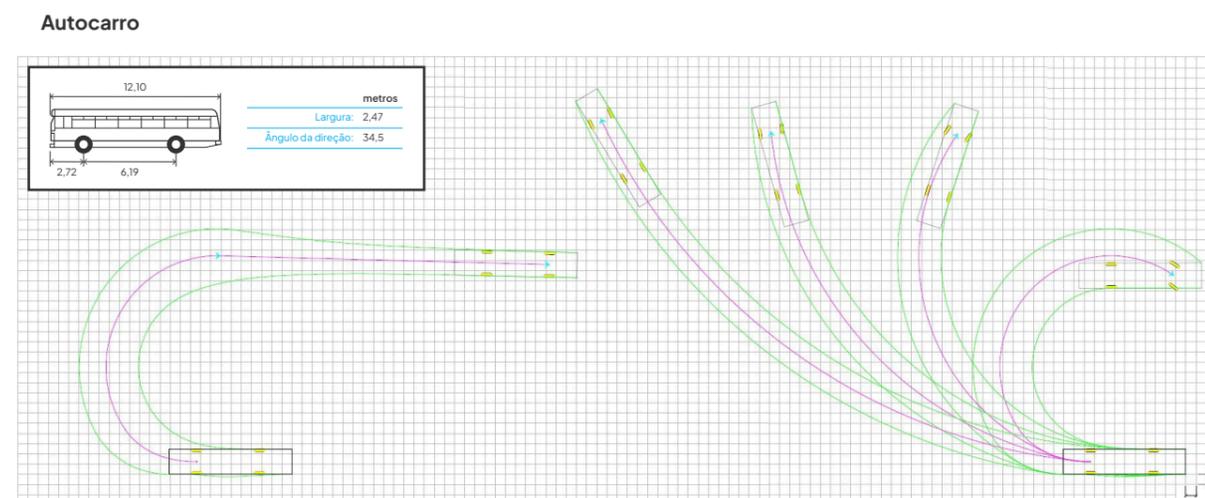
- o raio mínimo de curvatura do eixo longitudinal;
- a distância entre eixos;
- a largura do veículo;
- a trajetória do pneu traseiro mais próximo do intradorso da curva.

Os efeitos relacionados com as características da dinâmica do movimento (como a velocidade com que o mesmo descreve uma curva) e os ângulos de escorregamento (slip angles) das rodas são minimizados assumindo que a velocidade do veículo para o raio mínimo de viragem é inferior a 15 km/h.

Os limites das áreas de varredura de viragem de cada veículo tipo são estabelecidos pelos caminhos percorridos, respetivamente, pela parte exterior da zona dianteira do veículo e pela parte interior da roda traseira.

Existem atualmente programas de computador capazes de simular quaisquer manobras executadas por estes veículos. Os referidos programas simulam as trajetórias e as respetivas áreas de varredura de viragem (vehicle swept path and turn) em função do tipo de manobra.

Figura 3.21 Exemplo de áreas de varredura de um autocarro (Macedo et al., 2011).



### 3.4.2 Desempenho do veículo

As capacidades de aceleração e desaceleração dos veículos rodoviários são parâmetros necessários para a definição de alguns elementos do projeto rodoviário. As respetivas taxas de variação admissíveis, em termos de conforto e segurança dos utentes, contribuem para a determinação das dimensões de parâmetros geométricos em diferentes situações, tais como em cruzamentos, ramos de ligação a autoestradas, vias adicionais ou de ultrapassagem e gares para autocarros.

Os dados que seguidamente se apresentam não pretendem representar o desempenho médio para as diferentes classes de veículos tipo, mas antes o de veículos cujo desempenho seja inferior à média, uma vez que são estes os que poderão condicionar o projeto rodoviário.

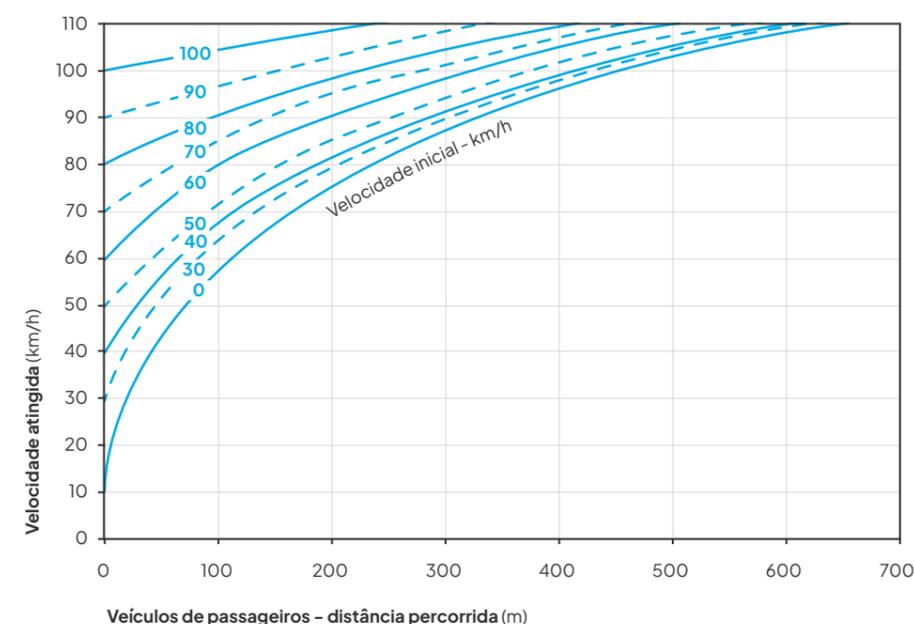
Assim, por exemplo, nos veículos ligeiros de passageiros, o veículo selecionado corresponde a um automóvel compacto de baixa potência.

No caso de um camião ou um autocarro, as condições mais desfavoráveis correspondem à situação de carga máxima.

O veículo ligeiro de passageiros, tendo por base as suas taxas de aceleração e desaceleração correntes, raramente é determinante para o projeto rodoviário. É possível constatar pela Figura 3.22 e pela Figura 3.23 que, com estes veículos, são possíveis acelerações e desacelerações relativamente rápidas, embora possam ser desconfortáveis para os seus ocupantes.

Complementarmente, as constantes e rápidas mudanças promovidas pela indústria automóvel nas características de funcionamento dos veículos podem, a breve trecho, tornar obsoletos dados atuais sobre aceleração e desaceleração.

Figura 3.22 Distâncias de aceleração do veículo ligeiro de passageiros em patamar (adaptado de AASHTO, 2011)



### 3.5 Pavimento

#### 3.5.1 Pavimento das faixas de rodagem

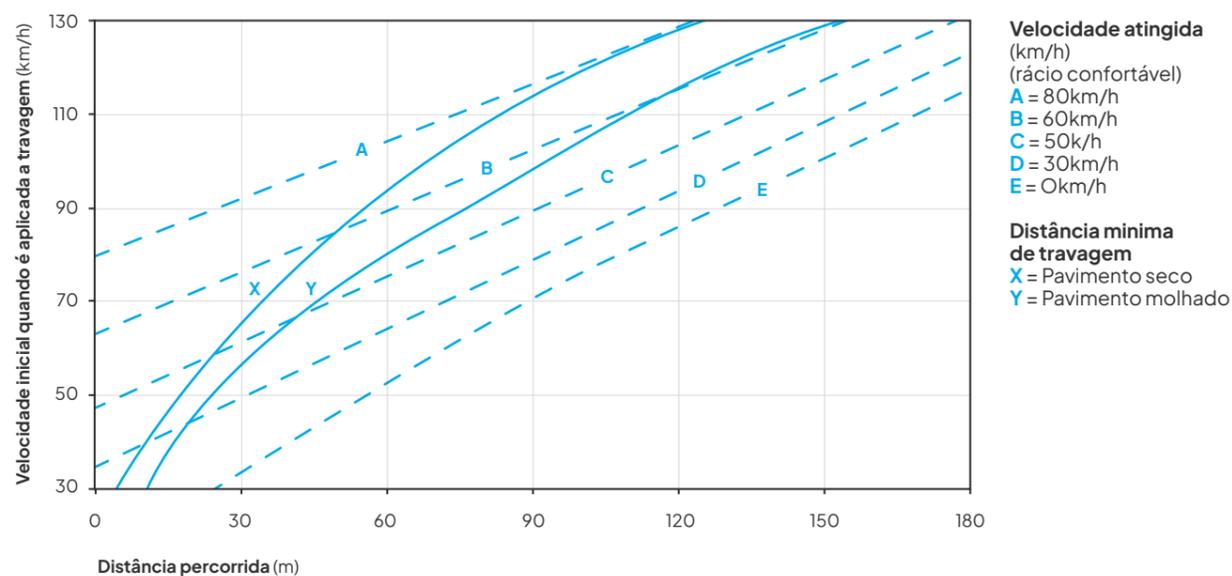
Face à relevância dos fatores humanos no comportamento de condução, em situações de paragem forçada devida a obstáculo inesperado, preconiza-se a adoção dos dois níveis de desaceleração de emergência padrão constantes do Quadro 3.24.

A interação entre o pneu de um veículo em movimento e a superfície de um pavimento é outro dos aspetos fundamentais a atender no âmbito do projeto rodoviário, já que as principais manobras de controlo dos veículos são efetuadas mediante mobilização de forças na interface pneu-superfície do pavimento.

**Quadro 3.24**  
Níveis de desaceleração de emergência padrão a considerar no cálculo da DVP (Cardoso, 2010b).

	Rodovia interurbana	Arruamento urbano / Atravessamento de povoação
V. limite (km/h)	-	≤ 50      ≥ 60
a (ms <sup>-2</sup> )	3,41	4,4      3,41

**Figura 3.23**  
Distâncias de desaceleração do veículo ligeiro de passageiros na aproximação a cruzamentos (AASHTO, 2011)



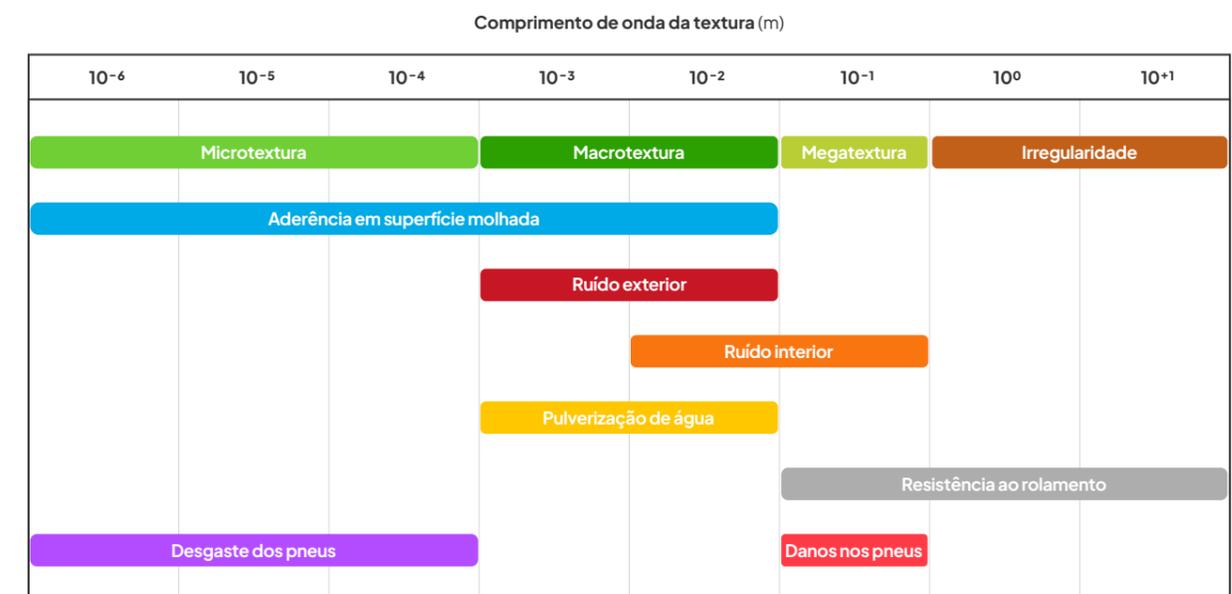
A superfície dos pavimentos rodoviários não é perfeitamente lisa, nela existindo singularidades geométricas, as quais, ao longo do tempo, têm sido alvo de propostas de modos de classificação por várias entidades. De acordo com a Associação Mundial da Estrada (AIPCR), podem ser definidas quatro grandes categorias de singularidades para classificar as características de textura superficial dos pavimentos, em função do comprimento e da amplitude das mesmas (ver Figura 3.24). Assim, foram definidas a microtextura (comprimentos inferiores até 0,5 mm e amplitude vertical inferior a 0,2 mm), a macrotextura (comprimento de 0,5 a 50mm e amplitude vertical entre 0,1 e 20 mm), a megatextura (comprimento entre 50 e 500mm e amplitude vertical de 0,1 a 50 mm) e a irregularidade (comprimentos superiores a 500 mm) (PIARC, 1987).

As características de textura superficial dos pavimentos exercem um efeito importante nas condições operacionais de uma rodovia, na medida

em que condicionam o comportamento do condutor e que afetam as condições dinâmicas de circulação e as condições de visibilidade (Cardoso, 2018).

Diversos aspetos da interação pneu-superfície do pavimento relevantes para a segurança são afetados diretamente pelas características superficiais do pavimento: a aderência em piso seco a velocidades correntes e em piso molhado a baixa velocidade são condicionados pela microtextura; a aderência a elevadas velocidades, sob piso seco e molhado, e a pulverização e projeção de água, em piso molhado, são afetados pela macrotextura; a resistência ao rolamento é influenciada pela macrotextura e pela megatextura. Os efeitos sobre a segurança das características superficiais comportam, adicionalmente, efeitos devidos à interação com outras características do traçado da estrada, do ambiente rodoviário, dos veículos e do comportamento dos utentes (Cardoso, 2018).

**Figura 3.24**  
Classificação das características superficiais segundo a AIPCR (PIARC, 1987).



No âmbito da construção e conservação dos pavimentos rodoviários foram desenvolvidos diversos indicadores do impacto das características superficiais dos pavimentos em diversos aspetos da operação das estradas. Estas têm relevância especial no caso dos acidentes sob condições de piso molhado, quer por diminuição da aderência, quer por diminuição das condições de visibilidade, quer, ainda, sob condições especiais, por supressão do contacto pneu-pavimento (hidroplanagem). Assim, no que se refere mais diretamente ao traçado de estradas, são relevantes os indicadores relacionados com a aderência.

Os aspetos de aderência e da sua variabilidade com as condições da superfície do pavimento (p.ex. molhado, enlameado ou com gelo) também têm impacto na segurança quer da circulação de velocípedes e outros veículos individuais, quer da caminhada dos peões, pelo que devem ser considerado no traçado das respetivas rodovias e passeios.

### 3.5.1.1 Aderência

A aderência ao pavimento, também designada de atrito ou de resistência à derrapagem, consiste na força que se opõe ao movimento de translação do pneu relativamente à superfície do pavimento e que é gerada quando o pneu rola ou desliza sobre a superfície do pavimento. A aderência mobilizável numa interface pneu-superfície do pavimento está relacionada com a força normal à interface exercida pelo pneu, através de um coeficiente adimensional designado de coeficiente de atrito:

$$\mu = \frac{F_{Aderência}}{F_{Peso}} \quad (3-10)$$

Num pneu em movimento de rotação sobre a superfície de um pavimento desenvolvem-se forças longitudinais de aderência, as quais dependem da velocidade relativa entre o pneu e a superfície nos pontos de contacto. Para a mesma força normal à superfície de contacto, a força longitudinal

de aderência mobilizada varia com a relação entre a velocidade de translação da roda e a do veículo (o designado deslizamento do pneu, habitualmente expresso em percentagem da velocidade do veículo): em circulação livre, a velocidade relativa entre a circunferência do pneu e o pavimento é nula (deslizamento de 0%); sob condições de travagem da roda, a velocidade aumenta desde o valor nulo (roda livre) até ao máximo potencial da velocidade de translação do veículo (deslizamento de 100%). A relação entre o coeficiente de atrito e o deslizamento do pneu não é monótona, apresentando um rápido crescimento inicial até um valor máximo (atingido para um deslizamento da ordem dos 10% a 20%), decrescendo a partir desse valor até se atingir o valor correspondente ao deslizamento de 100%. Na Figura 3.25 apresenta-se um gráfico típico da variação do coeficiente de atrito com o deslizamento.

Em trajetórias curvas ou quando o condutor introduz pequenas correcções em trajetórias eminentemente retilíneas desenvolvem-se forças de aderência transversais ao plano longitudinal do pneu, correspondentes à força centrípeta necessária para que essas sejam descritas.

É possível definir os coeficientes de atrito longitudinal e transversal, mediante a consideração das componentes longitudinal ou transversal da força de aderência na equação (3-10).

Em situações próximas do esgotamento da capacidade de aderência da interface pneu-superfície do pavimento o aumento de uma das componentes (por exemplo a longitudinal) da força de aderência é efetuado por diminuição da outra componente (a transversal, no exemplo inicial), conforme apresentado na Figura 3.26 (Gillespie, 1992, referido em Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

São três os principais mecanismos envolvidos na aderência dos pneus à superfície do pavimento: a adesão, a histerese da borracha do pneu e o corte. Em circunstâncias correntes o terceiro mecanismo descrito tem impacto marginal. A adesão resulta da ligação fina que se estabelece entre a borracha e a superfície do pavimento

quando contactam mutuamente; está especialmente relacionada com a microtextura e depende dos esforços de corte e da área de contacto. A histerese resulta da perda de energia devida à deformação do pneu em redor da textura da superfície do pavimento; está relacionada com a macrotextura do veículo e resulta da transformação de parte da energia de deformação da borracha ser dissipada sob a forma de calor.

A aderência é um fenómeno complexo para o qual não há uma descrição analítica rigorosa, sabendo-se que envolve um conjunto muito numeroso de variáveis explicativas (relacionadas com características superficiais dos pavimentos, operacionais dos veículos e ambientais, bem como as propriedades dos pneus) cujas inter-relações não estão ainda completamente esclarecidas do ponto de vista científico.

Figura 3.25 Variação do coeficiente de atrito com a percentagem de deslizamento do pneu (Gillespie, referido em Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

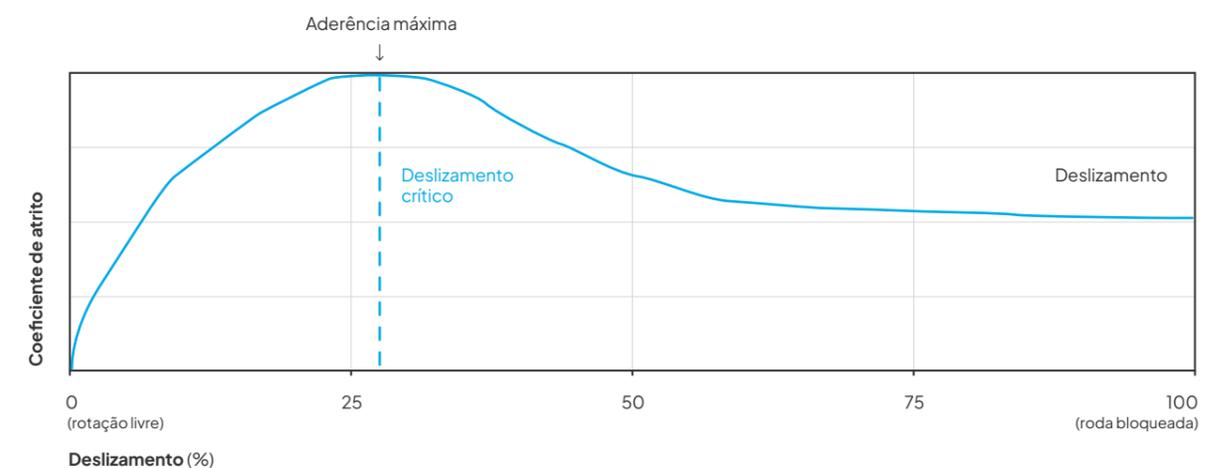
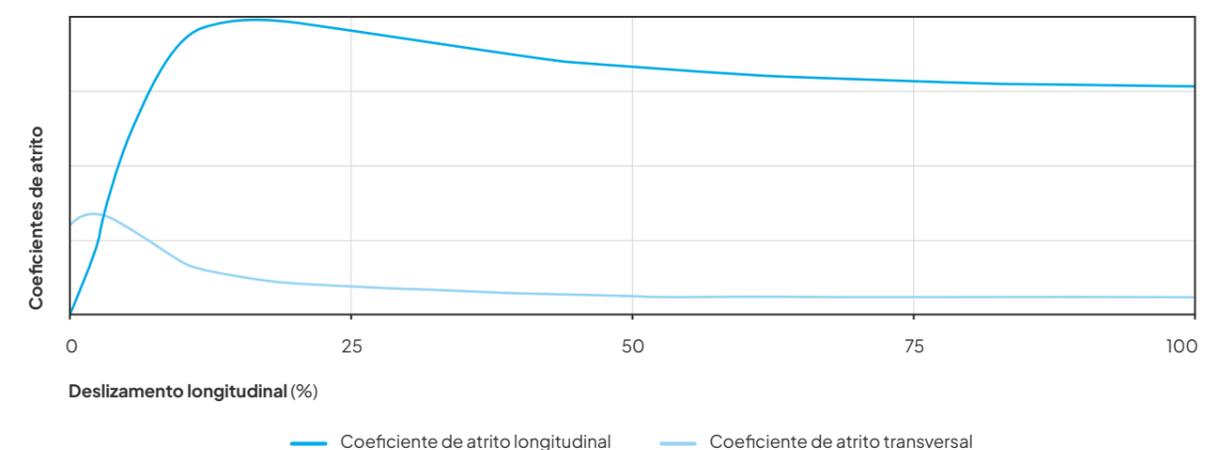


Figura 3.26 Variação dos coeficientes de atrito longitudinal e transversal com a percentagem de deslizamento do pneu



São vários os métodos e equipamentos disponíveis para avaliar as condições de aderência da superfície dos pavimentos, verificando-se não ser possível comparar diretamente os resultados assim obtidos. Com este enquadramento, foi desenvolvido o indicador da aderência *International Friction Index* (IFI) para caracterizar o contributo da superfície do pavimento rodoviário para os dos mecanismos da adesão (através da microtextura e avaliado com o coeficiente de atrito transversal, medido designadamente por equipamentos como o SCRIM e o Griptester) e da histerese (através da macrotextura) de uma forma normalizada, disponibilizando aos responsáveis pela gestão das rodovias os meios para uma abordagem racional – técnica – que permite o desenvolvimento de ferramentas de apoio à decisão, designadamente nas fases de construção e de conservação. Os valores de aderência medidos com estes ensaios, quando comparados com valores de referência, são úteis para decidir quando intervir corretivamente na estrada. No entanto, a maioria das condições de ensaio não corresponde às circunstâncias que ocorrem num veículo normal em circulação. Assim, apesar de os referidos valores serem traduzidos por variáveis expressas em unidades semelhantes às do coeficiente de atrito usado nas equações de dinâmica dos veículos adoptadas na reconstituição de acidentes, não podem ser usados diretamente nessa reconstituição nem na descrição exata da dinâmica de circulação de um veículo específico.

A análise dos dados referentes ao atrito longitudinal e transversal, realizada em diversos países, permite constatar considerável diversidade nos valores de referência utilizados em várias normas (ver Figura 3.27 e Figura 3.28), principalmente no caso da componente longitudinal.

Tais diferenças radicam, essencialmente no facto de os condutores não utilizarem totalmente os níveis de aderência potencialmente disponibilizados pelas superfícies dos pavimentos, mesmo em situações de travagem de emergência (AASHTO, 2004). Estas diferenças têm influência

direta em diversos parâmetros de projeto (em função da velocidade base), tais como, raios mínimos de curvas em planta, distâncias de visibilidade ou raios e desenvolvimentos mínimos de curvas verticais.

A experiência tem demonstrado que, na prática, um pavimento bem projetado e construído e convenientemente conservado – designadamente apresentando valores de IFI dentro de intervalos correntes de aceitabilidade – tem capacidade para disponibilizar níveis de aderência satisfatórios sob condições atmosféricas e de condução correntes, e com valores superiores aos que a maioria dos condutores estão dispostos a mobilizar. Exceptuam-se, no entanto, as situações de contaminação da superfície, por óleo, areia ou outros agregados soltos, bem como condições atmosféricas excepcionais e comportamentos de condução temerários.

Tendo por base as desacelerações consideradas no Quadro 3.24 e o atrás referido relativamente aos coeficientes de atrito longitudinal, preconiza-se que sejam adoptados nos cálculos associados a situações de variação de velocidade os coeficientes de atrito longitudinal constantes do Quadro 3.25.

A componente transversal da aderência mobilizada na interface pneu-pavimento, por seu lado, intervém no equilíbrio de forças geradas quando um veículo percorre uma trajetória com curvatura em planta. Também para a definição deste parâmetro são especialmente relevantes os aspetos comportamentais da condução, designadamente em curva horizontal. Verifica-se que a aderência transversal disponibilizável por um pavimento (bem projetado e construído e convenientemente conservado) é superior à suficiente para mobilizar a força gerada pela aceleração centrípeta aceite pela maioria dos condutores. Sendo este aspeto referido de forma pormenorizada em 5.6.3, a fundamentação dos valores máximos apresentados no Quadro 3.26 é apresentada nesse capítulo.

Figura 3.27

Coefficiente de atrito longitudinal considerado nas normas de diferentes países (Fambro et al., referido em Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

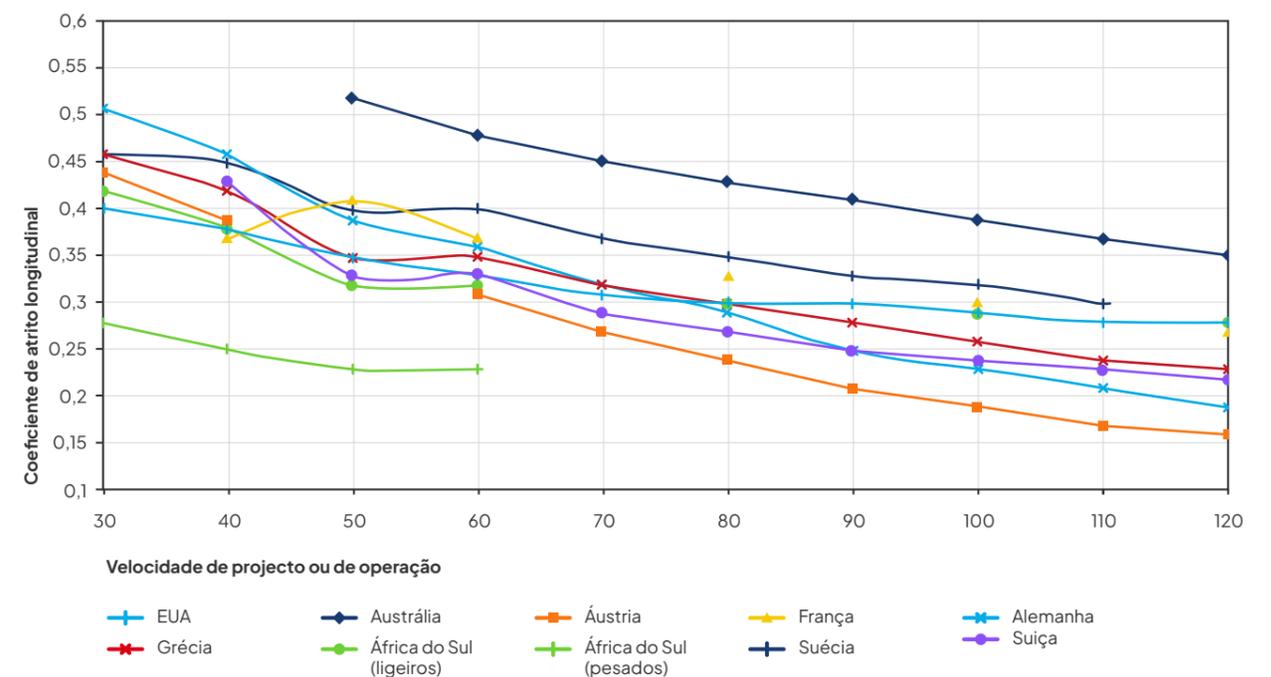
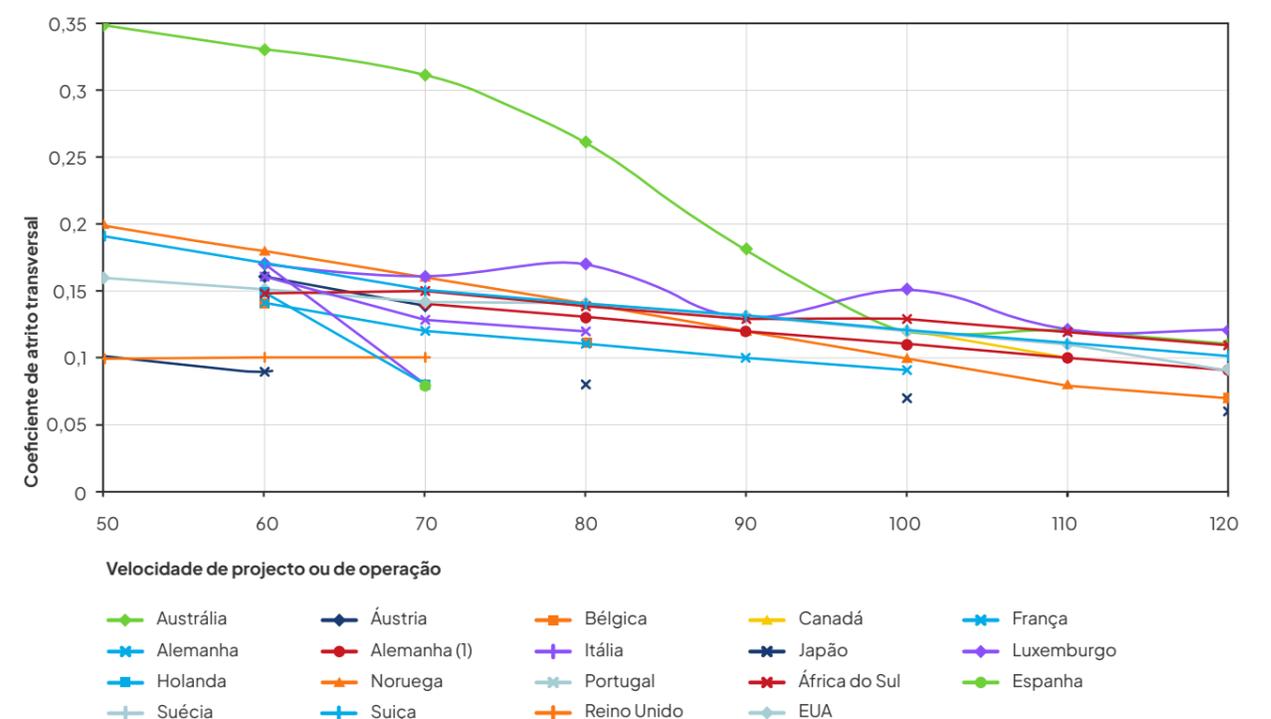


Figura 3.28

Coefficiente de atrito transversal considerado nas normas de diferentes países (Krammes e Garnham, referido em Macedo, Cardoso e Roque, 2011)



**Quadro 3.25**

Coeficiente de atrito longitudinal (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

	Rodovia interurbana	Arruamento urbano / Atravessamento de povoação	
V. limite (km/h)	-	≤ 50	≥ 60
a (ms <sup>-2</sup> )	3,41	4,4	3,41
Coeficiente de atrito longitudinal	0,35	0,45	0,35

**Quadro 3.26**

Coeficiente de atrito transversal máximo a considerar (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

	Rodovia interurbana		Arruamento urbano / Atravessamento de povoação	
V. limite (km/h)	≤ 70	≥ 80	≤ 50	≥ 60
Coeficiente de atrito transversal	0,35	0,25	0,45	0,35

### 3.5.2 Pavimento em rodovias para velocípedes e caminhos pedonais

A aderência ao pavimento de velocípedes e peões, apesar de envolver fenómenos semelhantes aos descritos para veículos motorizados apresenta aspetos consideravelmente diferentes, fruto das menores cargas envolvidas e, no caso dos peões, da diferença na evolução no tempo da dinâmica do contato. No caso dos velocípedes, o contributo da macrorugosidade não é tão importante como no dos veículos motorizados.

Relativamente à aderência da superfície dos pavimentos, recomenda-se considerar 55 como o valor mínimo para o coeficiente de atrito (PTV). De acordo com o London Cycling Design Standards, são aceitáveis valores não inferiores a 55. Na Austrália, são preconizados valores mínimos de 40 para passeios com inclinações longitudinais não superiores a 7%, e valores de 55 para vias de bus e para velocípedes – exceto em locais onde seja necessária elevada aderência, onde o valor mínimo é 65 /SA, 2014). Nos arruamentos com limite de velocidade de 50 km/h ou valor inferior, habitualmente não se colocam exigências especiais no que se refere à macrotextura nas vias de trânsito, para além da garantia de apoio à

quebra da película de água sob os pneus e a utilização de agregados de qualidade na camada de desgaste. Assim, para este aspeto é de considerar o valor mínimo de profundidade média de textura (MTD) de 0,60 mm. Genericamente, verifica-se que o cuidado na formulação de misturas betuminosas que atendem a requisitos de MTD exigentes está associado a bons desempenhos de coeficiente de atrito e de aderência.

Os materiais de revestimento de percursos urbanos pedonais assumem uma importância elevada uma vez que são determinantes para o conforto e segurança da deslocação do peão. De acordo com CEREMA (2016), os materiais de revestimento dos passeios públicos destinados à circulação de peões devem ter as seguintes características funcionais: serem não escorregadios e apresentar uma rugosidade adequada, confortáveis ao uso (devem ter um suporte liso, regular e bem drenado), qualidade estética, facilidade de reparação, facilidade de limpeza e duráveis (resistirem ao desgaste pela ação da chuva, tráfego pedonal e lavagem frequentes). Para assegurar a qualidade das deslocações, os ma-

**Quadro 3.27**

Aderência e conforto dos materiais para percursos pedonais (CEREMA, 2019)

Material do revestimento	Aderência	Conforto de circulação ou de caminhar
Argamassa de cimento	Boa	Fraco
Betão betuminoso	Boa	Médio
Asfalto	Média	Bom
Betão de cimento	Boa	Bom
Lajetas de betão	Boa	Médio
Cubos de pedra	Média	Fraco
Solo estabilizado	Média	Fraco a Médio
Complexo à base de resinas	Boa	Bom
Madeira	Fraca	Fraco

teriais de revestimento devem proporcionar uma boa aderência e estabilidade, não devendo ser deformáveis sob as ações mecânicas devidas à circulação em cadeira de rodas ou ao uso de dispositivos de apoio à caminhada. Os revestimentos devem ter uma superfície contínua, sendo que as juntas não devem ter uma largura superior a 0,5 cm. Refere-se neste domínio o Decreto-Lei n.º 163/2006 de 8 de Agosto, designadamente no seu capítulo 4.7, sobre pisos e revestimentos, onde se encontra patente o carácter vinculativo das propriedades anteriormente referidas.

As principais características dos materiais de revestimento ou pavimentação usualmente empregues em percursos pedonais urbanos, aderência e conforto, estão ilustradas no Quadro 3.27. A qualificação da aderência da superfície de um pavimento é realizada através de ensaios normalizados de aderência, sob condições de superfície seca ou molhada, havendo também equipamentos para avaliar a sua microtextura, quer pontualmente quer em contínuo.

No projeto de pavimentos impermeáveis de percursos pedonais, as inclinações mínimas são de 2% transversalmente e de 0,5% longitudinalmente, de forma a assegurar uma drenagem adequada (encaminhamento da água superficial para os coletores). Recomenda-se atender ao tipo de pavimento (drenante ou não) e à articulação do projeto nas várias especialidades pois poderá haver drenagem direta para terrenos permeáveis adjacentes.

Alguns materiais de revestimento podem perder propriedades com a sua utilização continuada, como seja a rugosidade, perdendo as suas propriedades de aderência, o que pode comprometer a segurança das deslocações. Assim, recomenda-se que sejam considerados os requisitos de aderência para o tipo de utilização do pavimento, de acordo com a certificação dos materiais.



# Elementos básicos de projeto

## 4.1 Velocidade

### 4.1.1 Generalidades

A *velocidade* traduz, como se sabe, a distância percorrida por um objeto em movimento durante uma unidade de tempo (expressa em km/h, m/s, etc.). No caso das rodovias a velocidade do veículo automóvel ao percorrer uma trajetória, confinada por elementos físicos que materializam o respetivo traçado, constitui um parâmetro essencial para o projeto rodoviário.

Com efeito, vários aspetos da dinâmica do veículo em movimento resultam da interação da sua velocidade com características geométricas do traçado da estrada, o que permite, a partir da definição de limiares de solicitações considerados aceitáveis para a segurança e conforto dos utentes, passando também pelo equilíbrio e estabilidade dos próprios veículos, a dedução, através de métodos racionais, de valores limites para algumas destas características em função das velocidades em jogo. Tal é o caso, por exemplo, da geração da aceleração

centrípeta nas trajetórias curvas, que está na base da fixação dos referidos valores para raios de curvatura, sobrelevações e comprimentos de curvas de transição.

Em consequência da sua influência, designadamente no dimensionamento de características físicas da estrada, o fator velocidade tem incidências económicas, atendendo a que uma oferta de maiores velocidades praticáveis numa rodovia, sem comprometer adequados níveis de segurança e comodidade para os seus utentes, acarreta necessariamente um acréscimo de custos de construção e manutenção. Também é conhecida a influência da velocidade nos custos de utilização durante a vida útil da estrada, mediante diferentes durações dos tempos de percurso, consumos de combustíveis e intensidades de emissões aéreas (ruído, gases e partículas).

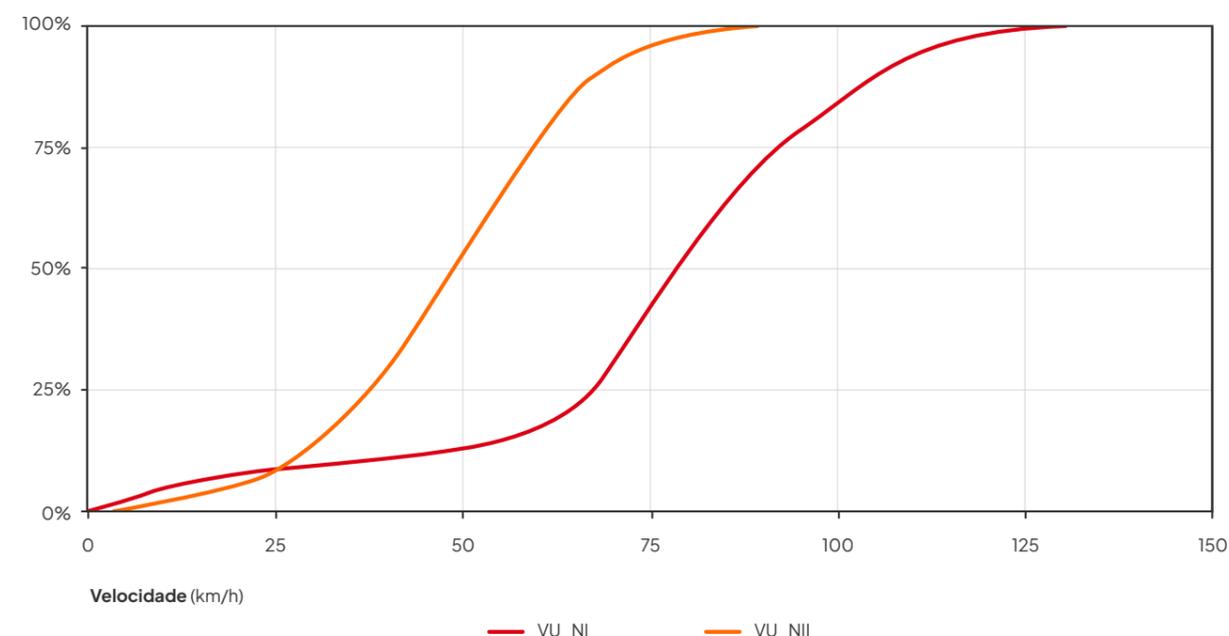
As anteriores considerações só passaram a ter verdadeiro sentido, no âmbito do projeto e construção rodoviária, a partir do momento em que, com o advento do veículo automóvel, as velocidades praticadas começaram a ter crescente expressão, como já sucedia desde décadas anteriores com o modo ferroviário, a cujo projeto de traçado da via se devem alguns dos conceitos e formulações que, com as devidas adaptações, foram transpostos já no Século XX para o caso da estrada.

O valor da velocidade efetivamente praticada por cada condutor depende de inúmeros fatores, mutáveis e dificilmente quantificáveis, desde características (físicas, psíquicas, etc.) e motivações do próprio, até ao ambiente que, em cada momento o rodeia (elementos físicos da estrada e sua envolvente, topografia, condições climáticas, restantes condutores e tráfego) passando pelas características do respetivo veículo (potência, estado de conservação, etc.), por restrições de natureza legal e regulamentar aplicáveis (gerais ou específicas do trecho em que se circula) e pelo nível de fiscalização que é exercido para o seu cumprimento.

Esta variabilidade de escolhas individuais da velocidade ocorrerá apenas a partir da abertura da estrada à circulação, manifestando-se ao longo do traçado da estrada, para cada condutor, e, numa determinada secção, para a população de condutores que a atravessam (Figura 4.1). No entanto, para efeito da elaboração do projeto rodoviário é imprescindível, pelos motivos atrás expostos, adotar antecipadamente valores de referência para este parâmetro de projeto.

Na aplicação da abordagem do Sistema Seguro às rodovias urbanas os valores de referência para a velocidade devem ser ajustados aos níveis de sobrevivência humana, tendo em conta que os seres humanos cometem erros e que os seus corpos têm uma tolerância limitada relativamente às forças cinéticas em caso de colisão rodoviária. A velocidade considerada segura depende da função da estrada, do seu traçado, do volume e composição do tráfego e dos tipos de conflitos potenciais. Adicionalmente, o traçado geométrico das rodovias e as características das respetivas envolventes devem configurados para condicionar a escolha da velocidade aos valores de referência escolhidos.

Figura 4.1 Distribuição de velocidades de circulação em arruamentos urbanos de Nível I (VU\_NI) e II (VU\_NII), (adaptado de Cardoso e Andrade, 2005).



## 4.1.2 Velocidades de projeto

A multiplicidade das situações que devem ser abrangidas no âmbito do projeto rodoviário impõe que, de um modo geral, se utilize como referência mais do que uma medida da variável velocidade, consoante a abordagem pretendida, pelo que o conceito de **velocidade de projeto** deve ser entendido com uma aceção alargada, traduzindo-se nem sempre por um único valor mas podendo envolver um conjunto limitado de valores a serem arbitrados ou estimados no âmbito de cada projeto.

Basicamente distinguem-se os quatro seguintes grupos principais de abordagens que habitualmente são realizadas ao nível do projeto do traçado rodoviário, e que podem determinar a adoção de outras tantas velocidades de referência:

- As que implicam apenas a consideração teórica do movimento de um veículo isolado ao longo de uma trajetória determinada pela geometria do traçado;
- Aquelas em que é particularmente relevante a consideração de valores representativos da velocidade que será escolhida pelos condutores após a abertura da estrada à circulação, de acordo com o traçado que é objeto do projeto e a envolvente onde este se irá desenvolver;
- As que envolvem análises sobre o conjunto de veículos ou utentes (tráfego) que previsivelmente irão circular num determinado momento (p. ex. num ano horizonte) na estrada a projetar, e sobre a capacidade que esta deverá exibir para os acomodar de forma conveniente;
- As que decorrem da necessidade de limitar superiormente a velocidade escolhida pelos condutores, designadamente para defesa dos utentes vulneráveis, em especial onde o respetivo tráfego seja elevado ou a segregação dos canais de circulação seja imperfeita.

No primeiro caso recorre-se usualmente à designada **velocidade base**, cujo valor é arbitrado para constituir um dos parâmetros iniciais do projeto. Em 4.1.2.1 tecem-se algumas considerações sobre a mesma e sua seleção.

No segundo caso, de entre várias medidas possíveis que podem ser estimadas relacionadas com a distribuição estatística de velocidades, salienta-se a designada **velocidade não impedida**. Em 4.1.2.2 define-se este conceito de velocidade e outros com ele relacionados, cuja consideração se remete também para o capítulo 5.7 que trata da homogeneidade do traçado.

No terceiro caso, figura, por exemplo, a **velocidade média de percurso**, estreitamente relacionada com a corrente de tráfego, traduzindo a divisão do comprimento de um trecho de estrada pelo tempo médio gasto pelo conjunto dos veículos ao percorrê-lo. Esta e outras medidas da velocidade, adequadas às análises nesta perspetiva, são objeto do subcapítulo 4.2.2.1.

No último caso é corrente definir uma velocidade alvo (**velocidade de sobrevivência** biodinâmica), a qual no quadro do Sistema Seguro corresponde ao limite de sobrevivência humana numa determinada interação de tráfego mal resolvida e que culmina num impacte (Cardoso, 2010b). Os limites de sobrevivência dependem do tipo de interação em apreço, designadamente no que se refere ao tipo de utente rodoviário e ao tipo de situação de tráfego. Esta abordagem é pormenorizada no subcapítulo 4.1.2.3.

Em rodovias em áreas urbanas são especialmente relevantes as duas últimas abordagens referidas.

### 4.1.2.1 Velocidade base

A **velocidade base** é um parâmetro do projeto, arbitrado inicialmente, de modo a constituir, nomeadamente, uma referência, inalterável em cada projeto, a observar para efeitos do dimensionamento dos elementos geométricos do traçado de uma determinada estrada.

A escolha da velocidade base é, portanto, determinante ao nível do projeto, devendo ser judiciosa, tendo em conta as consequências dessa mesma escolha e os compromissos a que deve satisfazer.

Estes compromissos radicam, como facilmente se depreende do que ficou exposto atrás, no facto da velocidade influir de diferentes formas em aspetos construtivos e de operação das rodovias, salientando-se a importante incidência do valor que lhe for atribuído na mobilidade, na segurança e na economia, e sabendo-se que o efeito da sua variação sobre qualquer um destes aspetos repercute-se, em regra, em sentido contrário nos outros, sob as mesmas condições.

Começando pelo aspeto da economia, já aflorado em 4.1.1, importa reter que, para além dos fenómenos físicos envolvidos na determinação de parâmetros geométricos – diretamente proporcionais ao valor da variável velocidade ou a uma sua potência – há a considerar os efeitos que o aumento da mesma exerce sobre os condutores (já referidos em 3.1.2), tais como a redução do campo de visão, nomeadamente da visão periférica, e a diminuição do tempo disponível para a perceção e processamento da informação fornecida pela estrada e sua sinalização, exigindo soluções de projeto com custos acrescidos. Também o facto de a gravidade dos acidentes tender a aumentar com a velocidade de colisão poderá determinar não só incrementos dos custos associados à adoção de dispositivos e equipamentos para mitigação destas consequências, mas inclusivamente tipologias viárias mais onerosas, como sejam as que reduzem as possibilidades de conflitos de tráfego (interseções desniveladas, controlo de acessos, etc.) e a pro-

visão de zonas livres de obstáculos de maiores dimensões, com os inerentes custos (expropriações, movimentação de terras, etc.).

Em relação à mobilidade, a abordagem efetuada em 2.3, designadamente no que se refere à categorização funcional das estradas, fornece desde logo elementos para uma balizagem de velocidades admissíveis, face à categoria em que se pretende inserir a estrada a projetar. Associada a esta questão está também a antecipação da forma como a estrada irá servir os utentes em termos do escoamento de tráfego, atendendo-se em particular à relação entre categorias de estradas e correspondentes níveis de serviço (ver 4.2.7).

Uma preocupação central que não pode ser descurada neste âmbito consiste na obtenção de um traçado coerente com as expectativas dos seus futuros utentes, neste caso quanto à escolha da velocidade a praticar, com reflexos não só na sua satisfação em termos da mobilidade proporcionada mas também na própria segurança. Estas expectativas não se limitam ao simples conhecimento de que a estrada pertence a determinada categoria na rede rodoviária, pois os utentes são também sensíveis a outros fatores, como as características topográficas dos terrenos atravessados e as da envolvente rural ou urbana em que a mesma se desenvolve, assim como ao tipo de tráfego expectável face ao ambiente prevalecente, estando mais predispostos a aceitar restrições à velocidade que se afigurem razoáveis face a essas mesmas condições. Tal justifica, por exemplo, a possibilidade de adoção de uma menor velocidade base para traçados em terrenos particularmente acidentados, com os inerentes benefícios económicos.

Quanto à segurança rodoviária, é evidente a consideração, direta ou indireta, da velocidade em decisões de projeto que estão associadas a este desiderato, como expresso em capítulos precedentes e noutros que se seguirão, pelo que este aspeto deverá estar também presente

na escolha da velocidade base. Há que ter em conta, porém, que esta velocidade serve basicamente para a determinação de valores críticos (mínimos ou máximos admissíveis) de parâmetros geométricos a adotar, enquanto a estrada projetada apresentará ao longo do seu traçado uma sucessão de elementos com características que em muitos casos podem, e desejavelmente deverão, não se confinar a esses valores. Daí também a atenção a prestar à forma como previsivelmente os condutores reagirão quanto à sua escolha de velocidades perante as condições que se lhes serão continuamente apresentadas, sobretudo quando a liberdade desta escolha for, em grande parte, condicionada apenas pelas características exibidas pela infraestrutura rodoviária. As questões relativas, por exemplo, à homogeneidade do traçado (ver 5.7), adquirem nesta perspetiva particular relevância.

No contexto apresentado, ao selecionar-se um valor para a velocidade base compatível com a inserção da estrada em determinado patamar funcional, é particularmente importante obter uma estimativa informada e tão rigorosa quanto possível acerca do previsível comportamento dos condutores em termos de velocidades praticadas. Daqui se infere que haverá subjacente um processo iterativo que decorre entre essa seleção e a estimativa de uma velocidade representativa do referido comportamento, como as definidas em 4.1.2.2 (para zonas de menor interação do tráfego motorizado com os utentes vulneráveis) ou em 4.1.2.3 (zonas urbanas em geral e residenciais em particular).

Os limites de velocidade gerais que, por lei, são impostos para diferentes categorias de estradas e de veículos, e que deverão ser sinalizados de acordo com o Código da Estrada e o Regulamento de Sinalização do Trânsito em vigor, podem, no âmbito que está a ser tratado, ter um papel indicativo cuja relevância é função dos objetivos que presidiram à sua fixação e do peso que os aspetos técnicos assumiram para esse efeito. Sabe-se também que o seu cumprimento

é heterogéneo e fortemente dependente do nível de fiscalização que, em cada momento, é exercido nos diversos tipos de estradas e de ambiente onde se inserem. No entanto, são várias as estatísticas da distribuição de velocidades utilizadas na prática como critério técnico na definição de limites de velocidade máxima gerais, nomeadamente, a velocidade média, o desvio padrão, o intervalo modal e o percentil 85, sendo este último o mais comumente utilizado.

Finalmente, em termos de valores concretos a atribuir à velocidade base, importa distinguir o caso de estradas rurais ou interurbanas do caso de vias com características marcadamente urbanas (arruamentos). Enquanto no primeiro são aplicáveis as considerações precedentes na sua generalidade, para gamas de velocidades base a seleccionar que vão desde a ordem dos 60 km/h aos 120 km/h, consoante a categoria da estrada e demais condicionamentos, no segundo caso essa velocidade, numa gama que pode ir desde os 20 km/h aos 50 km/h, deixa de ter o mesmo impacto na determinação de características geométricas, atendendo não só aos seus reduzidos valores mas também ao conjunto de constrangimentos adicionais à circulação expectáveis nessas vias que não permitem (nem aconselham) proporcionar, em regra, uma apreciável liberdade de escolha da velocidade aos condutores, nem tão pouco extensões suficientes para estes circularem sem paragens forçadas.

Especialmente no caso do traçado de estradas interurbanas, a adoção de uma velocidade base constitui também um primeiro facto contributivo para a desejável homogeneidade do mesmo, visto servir para o estabelecimento de valores limites de características geométricas a serem observados de forma generalizada. Nesse sentido aponta também a recomendação de que, no caso em que se afigure indispensável variar essa velocidade ao longo de um traçado, essa variação se faça de maneira progressiva.

#### 4.1.2.2 Velocidade não impedida

Entre os diversos fatores que influem nas escolhas individuais das velocidades praticadas numa estrada, conforme referidos em 4.1.1, figuram os relacionados com a infraestrutura rodoviária, salientando-se os seguintes: tipo de estrada percebido, visibilidade, curvatura, perfil transversal, estado do pavimento, interseções, nós de ligação e acessos marginais.

Com efeito, está comprovado que a escolha da velocidade pelos condutores é fortemente influenciada pelas características da estrada que acabaram de percorrer e pela sua percepção das características da secção onde se encontram; essa velocidade não coincide necessariamente com a velocidade base, tal como foi atrás definida.

Nesta conformidade considera-se que para determinadas finalidades ao nível do projeto se justifica a adoção de uma velocidade de referência que seja representativa da que se poderá esperar do comportamento dos condutores quando a estrada estiver aberta ao tráfego. Estão neste caso, em particular, as situações em que o valor da velocidade é utilizado na determinação de parâmetros que influem em características do traçado especialmente sensíveis para a segurança da tarefa de condução, como, por exemplo, no cálculo de valores de distâncias de visibilidade e na consecução de um traçado homogéneo.

O conceito de *velocidade de circulação não impedida* é particularmente adequado para traduzir esta abordagem, pois corresponde à velocidade teoricamente praticada pelo condutor de um veículo ligeiro, num elemento da estrada (reto ou curvo) com densidade de tráfego muito baixa e sem condicionantes devidas aos restantes condutores nem a outros fatores, como por exemplo condições atmosféricas adversas. Na prática pode considerar-se que um condutor circula sob estas condições quando menos de 25% dos condutores circulam em fila e os tempos de espaçamento para os veículos precedente e subsequente são superiores a 6 e 3 segundos, respetivamente.

Sobre uma distribuição observada de velocidades de circulação não impedida podem ser definidas diferentes estatísticas, como a “média” e o “percentil 85”, atribuindo-se à primeira a designação de velocidade média de circulação não impedida (ver 4.1.2) e à segunda simplesmente a designação de **velocidade não impedida**.

Considera-se que esta última reflete adequadamente a escolha efetuada pela população condutora, pelo que deve ser considerada no cálculo de elementos fundamentais do projeto, como seja a distância de visibilidade. Pontualmente, para finalidades específicas e quando justificado, poder-se-ão adotar outros percentis da distribuição de velocidades de circulação não impedida.

Há, por vezes, conveniência em expressar aspetos particulares dos conceitos de velocidade apresentados, através de outras designações para além das que foram enunciadas. Chama-se a atenção, em particular, para as seguintes:

- Velocidade desejada: referida à velocidade não impedida quando verificada em trecho reto;
- Velocidade média de circulação livre: referida à velocidade média de circulação não impedida quando verificada em trecho reto.

A velocidade base a considerar em estradas interurbanas deve corresponder, se possível, à velocidade desejada.

### 4.1.2.3 Velocidade de sobrevivência

Num acidente rodoviário um veículo e os seus ocupantes, todos animados de uma velocidade inicial idêntica, têm as respetivas energias cinéticas alteradas através de acelerações diferenciadas, cujas intensidades e durações dependem da natureza dos impactos que possam ocorrer até à imobilização. Em circunstâncias específicas, os utentes e os veículos podem ver a sua velocidade aumentada nos momentos iniciais do acidente, como é o caso de um peão atropelado ou de um velocipedista. Habitualmente, a energia cinética tenderá a ser absorvida até à imobilização das viaturas e utentes fisicamente envolvidos no acidente. Fundamentalmente, podem ocorrer três tipos de impactos: o do veículo com obstáculos exteriores (eventualmente outros veículos), o dos ocupantes e outros utentes com o interior do veículo ou obstáculos exteriores, e o dos órgãos internos moles com os ossos do corpo dos utentes.

Em caso de impacto, a resistência fisiológica do corpo humano depende da intensidade e duração da transferência de energia e da direção de incidência das forças geradas. Habitualmente quanto maior a duração das forças de impacto menor a intensidade suportada sem lesões graves; igualmente, por exemplo na cabeça os impactos laterais são menos bem suportados do que os frontais.

Os equipamentos de segurança passiva das viaturas destinam-se a mitigar a intensidade e duração das forças atuantes sobre os utentes, designadamente ao permitirem concentrar a absorção de energia do embate com obstáculos em componentes escolhidos para o efeito (garantindo, por exemplo, a indeformabilidade de uma célula de sobrevivência e a menor desaceleração da mesma), diminuir a velocidade de transferência de energia num atropelamento (por deformação localizada de elementos da carroçaria), atenuar a violência dos impactos com o interior da viatura (airbags frontais e de cortina) ou direcioná-los para zonas específicas (cinto de segurança). Os acessórios de segurança de velocipedistas e motociclistas têm uma função semelhante ao constituírem agentes mediadores no embate com obstáculos (capacete, luvas ou botas) ou no arrastamento ao longo do pavimento (fato de motociclista). No primeiro caso, o capacete permite transformar o impacto no obstáculo num embate na estrutura do capacete, amortecer a intensidade duração do impacto do corpo. No segundo, o tecido não só impede a abrasão direta da pele com o solo mas também constitui elemento de isolamento relativamente ao aumento de temperatura gerada na desaceleração.

Através de testes de colisão (*crash tests*) e de estudos pormenorizados de acidentes rodoviários, verifica-se que, num acidente, a probabilidade de sobrevivência dos utentes rodoviários depende da velocidade do impacto, da natureza do acidente, bem como do tipo de veículo e dos obstáculos envolvidos (Cardoso, 2010b).

Na Figura 4.2 apresentam-se exemplos de velocidades correspondentes a taxas de sobrevivência de 10% para vários tipos de impactos.

Como referido em 4.1.2.3, a noção de velocidade de sobrevivência é importante para a aplicação do conceito de “estrada tolerante”. Em áreas urbanas, as considerações acerca da resistência ao choque do ser humano são particularmente importantes na pretensão de os erros dos utentes rodoviários não originarem acidentes com consequências graves, irrecuperáveis. Assim, nestas áreas, os elevados volumes de tráfego de utentes desprotegidos, peões e velocipedistas, conferem particular relevância ao critério da velocidade de sobrevivência, o que é devidamente atendido nas presentes normas.

Em zonas urbanas a velocidade base deve corresponder à velocidade de sobrevivência para a categoria de rodovia em projeto.

## 4.2 Tráfego rodoviário

### 4.2.1 Conceitos gerais

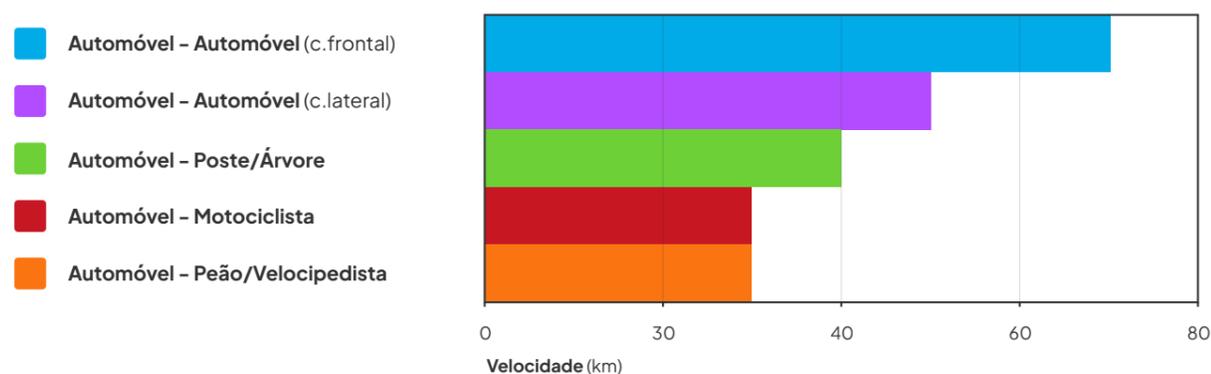
Os vários tipos de ocupação e uso do solo geram e atraem um determinado número de viagens que se distribuem pelos diferentes modos de transporte disponíveis e respetivas redes, daí resultando os correspondentes tráfegos.

O conceito de **tráfego rodoviário** refere-se ao conjunto de veículos (total ou desagregado por classes) ou de pessoas (tráfego pedonal; tratado em 4.3.3) que, em determinado momento ou período de tempo, se movimentam numa zona da rede rodoviária (secção de estrada, ramo de interseção, passagem pedonal, etc.).

A definição das características geométricas de uma rodovia depende não só de exigências dimensionais e dinâmicas associadas ao veículo automóvel, tomado isoladamente, mas também de diversos outros fatores. Entre estes, figura o tráfego que a estrada deverá estar apta a acomodar em condições (ou níveis) desejáveis, tendo por fim último servir adequadamente os seus utentes (com segurança, conforto, tempos de percurso aceitáveis, etc.). Do ponto de vista económico é igualmente importante que se procure dimensionar a rodovia para satisfazer tráfegos previsíveis num horizonte temporal razoável, evitando, por exemplo, gastos extemporâneos com eventuais obras de alargamento.

Deste modo, no âmbito do projeto do traçado rodoviário, torna-se necessário entender o fator tráfego como uma solicitação a satisfazer, quantificando devidamente os parâmetros que o caracterizam e que possibilitam relacioná-lo com características geométricas a adotar, de acordo com técnicas e procedimentos desenvolvidos para o efeito.

Figura 4.2 Velocidades de sobrevivência para diversos tipos de impactos (adaptado de ITF, 2008).



A publicação nos EUA do “*Highway Capacity Manual*” (HCM) – Manual de Capacidade de Estradas (TRB, 2018) –, iniciada em 1950, com subseqüentes revisões, melhoramentos e adaptações até à atualidade, introduziu e desenvolveu o suporte teórico e metodológico requerido para a concretização daquele objetivo. Com efeito, este manual, assente num estudo sistemático sobre um grande número de observações e de medições em vários tipos de estradas, fornece um método que relaciona o tráfego, caracterizado por parâmetros suscetíveis de quantificação – que se congregam para a definição do conceito de *capacidade* – com exigências de carácter qualitativo referentes ao funcionamento das mesmas estradas – expressas através do conceito de *nível de serviço* (ver 4.2.4) e traduzidas numericamente com recurso ao conceito de *volume de serviço*.

A definição dos referidos conceitos pressupõe a definição de três parâmetros básicos de caracterização dos fluxos de tráfego que se inter-relacionam: *velocidade*, *volume* e *densidade*. As respetivas definições são objeto dos subcapítulos seguintes.

Adicionalmente importa fazer referência ao facto de que, para efeitos destas análises, o comportamento dos fluxos de tráfego é substancialmente distinto em duas situações que tipicamente se podem apresentar na rodovia, e que determinam a respetiva inclusão numa de duas categorias:

- Rodovias de tráfego contínuo (ou de fluxo “ininterrupto”); ou
- Rodovias de tráfego descontínuo.

Na primeira categoria figuram as estradas ou secções de estrada suficientemente afastadas de interseções, que não apresentam elementos permanentes, externos à corrente de tráfego, capazes de provocar interrupções do mesmo; ou seja, nas quais, em situação normal (boas condições atmosféricas, pavimento em bom estado, ausência de incidentes, etc.), as condições em que o tráfego flui são fundamentalmente resultado das interações dos condutores dos veículos entre si e entre estes e características do traçado da estrada.

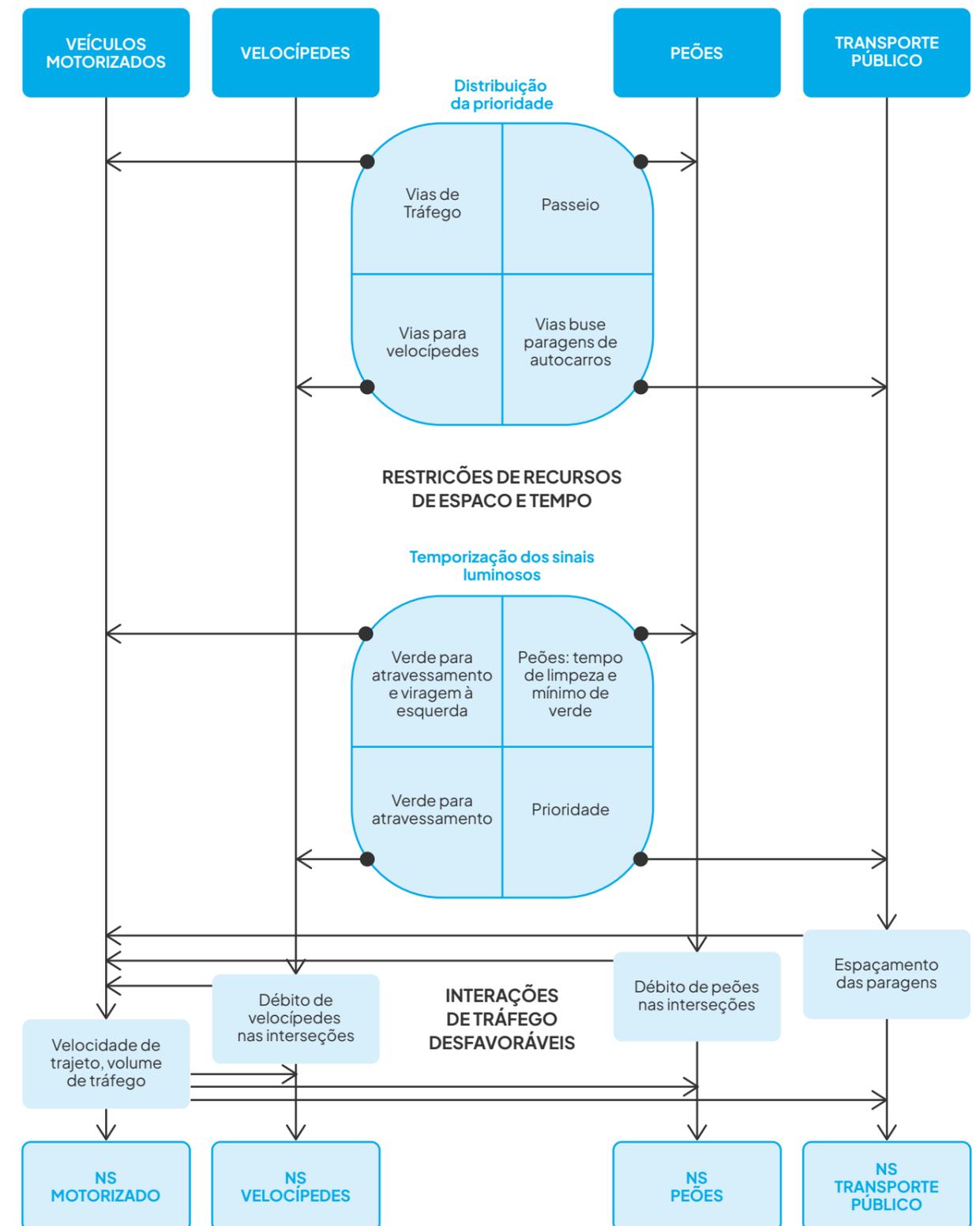
Na segunda categoria figuram as rodovias onde estão instalados equipamentos ou dispositivos que provocam interrupções periódicas do fluxo normal do tráfego (sinais luminosos, sinalização de cedência de passagem ou outros tipos de controlo), e em que, portanto, se verificam paragens ou abrandamentos significativos que não são devidos exclusivamente ao tráfego presente.

Os padrões dos fluxos de tráfego descontínuo são fortemente condicionados pelo tipo de sistema de controlo de tráfego a que estão sujeitos. Assim, os sinais luminosos originam pelotões de veículos, que circulam agrupados e com intervalos entre pelotões regulares e consideravelmente superiores aos intervalos entre veículos de um pelotão; enquanto os sinais de cedência de passagem estão associados a fluxos menos ordenados, com pelotões de menor dimensão e intervalos irregulares. A capacidade e os volumes de serviço também são influenciados pelo sistema de controlo, na medida em que a rodovia não está permanentemente aberta ao tráfego.

A abordagem dos fluxos de tráfego (motorizado e não motorizado) descontínuo é especialmente importante nas áreas urbanas, onde o espaço é partilhado por diversos modos de transporte, designadamente o motorizado, o pedonal, de velocípedes e do transporte público de passageiros.

O HCM contém um conjunto de métodos para avaliar de forma integrada o nível de serviço de cada modo de transporte em rodovias urbanas, esquematicamente representado na Figura 4.3. Numa perspetiva multimodal, a ênfase atribuída a cada um dos modos, em cada ligação rodoviária, é definida pelo município e reflete a respetiva função. Na abordagem do HCM os níveis de serviço dos vários modos de transporte não são combinados num indicador único da rodovia, uma vez que os objetivos das deslocações, as respetivas durações e as expectativas dos utentes de cada modo são diferenciadas, o que impede a obtenção de uma correspondência entre a respetiva agregação e um significado concreto (TRB, 2018).

Figura 4.3 Avaliação do nível de serviço multimodal em zona urbana (adaptado de TRB, 2018).



Quadro 4.1  
Exemplos do impacte multimodal nos níveis de serviço

Modo causador da interação	Modo influenciado pela interação			
	Veículos motorizados	Peões	Velocípedes	Transporte público
<b>Veículos motorizados</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Os veículos em viragens podem atrasar outros veículos;</li> <li>Os veículos pesados (por exemplo, camiões) têm desempenho de aceleração e desaceleração mais baixos;</li> <li>O tempo de ciclo dos semáforos é influenciado pelos volumes relativos de tráfego nos ramos da interseção;</li> <li>O atraso na interseção tende a aumentar com os volumes de veículos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Os volumes de tráfego nos ramos de interseções influenciam as fases dos semáforos (e o atraso dos peões);</li> <li>Conflitos entre veículos e peões;</li> <li>Os volumes de automóveis e veículos pesados influenciam a percepção de segregação dos peões que utilizam os passeios.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Os volumes de tráfego de veículos ligeiros e pesados, a presença de estacionamento longitudinal e o grau de segregação dos velocípedes influenciam o seu conforto;</li> <li>Os conflitos entre os movimentos de viragem conflituam com os veículos nas interseções.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Impactos semelhantes aos dos veículos motorizados nos outros veículos motorizados; os autocarros podem ser atrasados na espera por um intervalo no tráfego quando saem de uma paragem;</li> <li>Variações diárias nos volumes de tráfego e variações no aproveitamento dos tempos de verde durante uma carreira afetam a confiabilidade do programa de operação.</li> </ul>
<b>Peões</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>O tempo de verde mínimo nos semáforos pode ser ditado pelo comprimento do atravessamento;</li> <li>Os veículos têm de ceder passagem aos peões que atravessam nas passagens para peões.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Os fluxos de atravessamento onde correntes de peões se cruzam fazem com que os peões ajustem seu trajeto e velocidade;</li> <li>O espaço e o conforto dos peões diminuem à medida que os volumes de peões aumentam.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Em pistas partilhadas, a interação com peões e ultrapassagem destes afetam o conforto dos velocípedistas devido às velocidades mais baixas dos peões e à tendência destes para andarem a par;</li> <li>Nas ruas, efeito nos velocípedes semelhante ao dos veículos motorizados.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Efeitos semelhantes aos dos peões sobre veículos motorizados; os utentes de autocarros são muitas vezes peões no início no fim da viagem em transporte público (TP), o que faz com que a qualidade da envolvente pedonal afete a qualidade percebida da viagem de TP.</li> </ul>
<b>Velocípedes</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Veículos que viram têm de ceder passagem a velocípedes;</li> <li>Os veículos podem ser demorados enquanto esperam para ultrapassar velocípedes ruas partilhadas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Velocípedes que interagem ou ultrapassam peões em pistas partilhadas diminuem o conforto dos peões devido às suas velocidades marcadamente mais elevadas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Os velocípedistas podem ser demorados quando ultrapassam outro velocípede na rua;</li> <li>Ocorrências de interação ou de ultrapassagem em rodovias dedicadas afetam o conforto dos velocípedistas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Efeitos semelhantes aos dos velocípedistas sobre os veículos motorizados;</li> <li>Os velocípedes podem ajudar a ampliar a área de influência de uma paragem de autocarros.</li> </ul>
<b>Transporte público</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Os autocarros são veículos pesados; Os autocarros que param na faixa de rodagem para servir os passageiros podem atrasar outros veículos;</li> <li>A prioridade ao TP nos sinais luminosos afeta a atribuição do tempo verde</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Efeitos semelhantes aos dos veículos motorizados sobre os peões mas proporcionalmente maiores devido ao maior comprimento dos autocarros</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Efeitos semelhantes aos dos veículos motorizados sobre os velocípedes, mas proporcionalmente maiores devido ao maior comprimento dos autocarros; O TP pode ajudar a aumentar a distância das viagens com velocípede e permite que uma viagem seja concluída no caso de um pneu furado ou de chuva.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>As velocidades dos autocarros diminuem com o aumento dos volumes de tráfego de autocarros; O cumprimento irregular dos horários aumenta a ocupação de alguns autocarros e aumenta o tempo médio de espera dos passageiros</li> </ul>

Na Figura 4.3 também se ilustram as potenciais interações adversas entre os veículos motorizados e os outros modos. Genericamente, alterações no espaço ou tempo (sinais luminosos) para melhorar o nível de serviço de um modo podem afetar o nível de serviço dos outros modos (ver exemplos no Quadro 4.1). À medida que o volume ou a velocidade do tráfego de veículos motorizados aumenta, o nível de serviço dos outros modos pode diminuir. Correspondentemente, quando

os volumes de tráfego de velocípedes, peões ou autocarros aumentam, o nível de serviço do tráfego de veículos motorizados pode diminuir.

As formulações que se apresentam na sequência (4.2.2 a 4.2.7) aplicam-se diretamente às rodovias com fluxo contínuo, no entanto o HCM fornece também os elementos necessários às correspondentes análises nas situações de tráfego descontínuo.

## 4.2.2 Parâmetros caracterizadores do tráfego

### 4.2.2.1 Velocidade

Em 4.1.2 foi abordada a *velocidade* como parâmetro de projeto, incluindo as definições associadas a diferentes formas de a considerar ou medir. Para efeitos das análises de tráfego pretende-se especificamente caracterizar o movimento de todo o conjunto de veículos que constituem uma corrente de tráfego em determinado momento, utilizando um parâmetro representativo.

Um parâmetro com particular interesse para este efeito designa-se *velocidade média de percurso* (ou de viagem), do inglês “average travel speed” conforme consta do HCM, sendo os seus valores obtidos através da divisão do comprimento da secção de estrada cujo tráfego se pretende caracterizar, pelo tempo médio para a percorrer gasto pelo conjunto de veículos observados durante um período de tempo pré-determinado, através da expressão seguinte:

$$S = \frac{C}{\sum T_i} = \frac{N \cdot C}{\sum T_i} \quad (4-1)$$

Em que:

**S** = velocidade média de percurso (km/h);

**C** = comprimento da secção de estrada (km);

**T<sub>i</sub>** = tempo que o veículo *i* gasta para percorrer a secção (h);

**N** = número de veículos observados.

Esta medida da velocidade é particularmente relevante para o estabelecimento de relações com os outros principais parâmetros caracterizadores (volume e densidade) no âmbito do método de análise proposto no HCM. Note-se que os tempos utilizados no seu cálculo incluem todos os atrasos devidos a eventuais interrupções do tráfego (congestionamentos ou outras causas), visto cobrir todo o período em que o veículo se encontra no espaço confinado à secção observada. Distingue-se, assim, de outras medidas, como, por exemplo, a velocidade média em andamento (do inglês “average running speed”), calculada de igual modo mas em que os correspondentes tempos (*t<sub>i</sub>*) são os gastos por cada veículo apenas durante o seu movimento.

Para além das referidas medidas da velocidade, que se relacionam com um espaço percorrido, é também utilizada em análises de tráfego, especialmente nos casos de fluxos contínuos, o conceito de velocidade instantânea. Este conceito corresponde à velocidade de um veículo num determinado instante e num trecho cujo comprimento tende para zero. A média das velocidades instantâneas consiste na média aritmética das velocidades de cada veículo, registadas ao passarem em determinado local da estrada onde estão instalados cinemómetros para o efeito, tais como radares. Para uma determinada estrada é possível estabelecer relações entre esta velocidade e a anteriormente definida, cujos valores tendem a aproximar-se tanto mais quanto menos congestionadas estiverem as rodovias.

Qualquer que seja o modo utilizado para a sua obtenção, a velocidade associada ao tráfego rodoviário apresenta padrões próprios de variação, traduzindo diferenciações que podem ser significativas, consoante o tipo de estrada e via de tráfego, a composição desse mesmo tráfego, as horas do dia, entre o dia e a noite, etc.

No âmbito da metodologia de análise proposta no HCM, refere-se ainda o conceito de velocidade livre, correspondente à velocidade teórica do tráfego quando a densidade do tráfego é nula; na prática corresponde à velocidade média dos veículos quando a densidade é muito baixa (por não haver influência de uns veículos sobre outros), conforme referido em 4.1.2).

#### 4.2.2.2 Volume

Define-se **volume de tráfego** como o número total de veículos (ou pessoas) que passam num determinado local de uma via ou faixa de rodagem durante determinado intervalo de tempo. Consoante o intervalo a que se reporta, o referido volume adquire a designação de anual, mensal, semanal, diário, horário ou correspondente a frações da hora.

O volume é o parâmetro mais utilizado para a quantificação de tráfegos existentes ou que são objeto de previsões, devido, nomeadamente, ao facto de os seus valores poderem ser obtidos diretamente a partir de contagens (manuais ou automáticas, totais, classificadas, direcionais, por sentido de tráfego, etc.) facilmente realizáveis em quaisquer locais selecionados das redes viárias, seja em plena via seja em interseções.

A variabilidade, quer espacial quer temporal, constitui uma importante característica inerente aos fluxos de tráfego a ter em conta, necessariamente, em qualquer análise ou previsão dos mesmos, como as que são realizadas para efeitos de planeamento e projeto rodoviário. Na prática a referida variabilidade é usualmente descrita através de medidas da variação dos volumes de tráfego que, em termos temporais, se caracterizam por:

- Variações sazonais e mensais ao longo do ano – refletindo características da procura do transporte rodoviário, que é função, designadamente, das atividades socioeconómicas servidas pela estrada em causa, consoante o seu tipo e zona de passagem;
- Variações diárias no decurso de uma semana – com padrões que refletem geralmente a distinção entre os dias de fim-de-semana e os restantes;
- Variações horárias ao longo do dia – com padrões associados ao dia considerado e ao tipo de estrada, normalmente com a presença de “picos” (horas de ponta) com distribuição e intensidade variáveis;
- Variações em frações da hora – refletindo de perto as alterações da procura imediata e a maior ou menor facilidade da estrada escoar o seu tráfego em cada momento, assim como a respetiva dinâmica de dissipação quando a máxima capacidade disponível não é suficiente para a procura.

Quanto à variação espacial dos volumes de tráfego numa determinada estrada, são de assinalar as duas situações seguintes:

- Distribuições por sentido de tráfego – dependentes das próprias variações temporais (sobretudo das horárias, com incidência nos períodos de ponta da manhã e da tarde), revestindo-se de particular importância no caso de estradas com faixa única e dois sentidos de circulação. Em estradas com mais de duas vias são um importante aspeto a considerar, por exemplo, no caso da adoção de vias reversíveis;
- Distribuições por vias de tráfego – em estradas com duas ou mais vias em cada sentido, dependendo de variados fatores, tais como a composição do tráfego, regras de trânsito, volumes, velocidades, hábitos de condução, distâncias entre entradas e saídas, etc.

Para várias finalidades, em particular para efeito de previsões, a medida do volume de tráfego usualmente adotada consiste no *tráfego médio diário* (TMD) – volume de tráfego contado ao longo de um certo número de dias, dividido por esse número. Quando o período de referência utilizado para obtenção desta média diária é o ano adota-se a designação de *tráfego médio diário anual* (TMDA), o qual incorpora as variações deste parâmetro ao longo do ciclo anual. É, por exemplo, em termos de TMDA que se expressam as contagens periódicas efetuadas na Rede Rodoviária Nacional, desagregadas por várias classes de veículos, obtendo-se TMDA de ligeiros, de pesados de mercadorias, de motociclos, etc.

O TMD é uma medida do volume de tráfego especialmente utilizada para efeitos de planeamento ao nível das redes de estradas. No entanto, ao nível de um determinado projeto rodoviário, a consideração do fator tráfego requer normalmente valores dos respetivos volumes para intervalos de tempo iguais ou inferiores a uma hora; e, em particular, para frações de tempo incluídas nas horas de maior fluxo (horas de ponta de volume de tráfego). Com efeito, são estes os volumes que melhor podem representar as solicitações

do tráfego a que a infraestrutura projetada ou existente deverá responder em condições, ou a níveis, considerados adequados.

Neste âmbito a prática usual consiste em selecionar-se, entre os volumes horários de maior magnitude medidos ou previsíveis num ciclo anual, um valor que se considere representativo, designado volume horário de projeto (VHP). Tal seleção deverá ter em conta um compromisso entre requisitos de ordem funcional (qualidade pretendida para a estrada em termos da sua resposta às solicitações do tráfego) e de ordem económica (controlo dos custos da obra e da sua subsequente manutenção). Isto tem conduzido a que se adote para volume de projeto um volume horário, verificado ou previsto, correspondente a uma hora selecionada entre a 10<sup>a</sup> e a 50<sup>a</sup> hora anual de maior tráfego, consoante o tipo de estrada e a variabilidade do seu tráfego. No caso de estradas interurbanas é sugerida em vária bibliografia, por exemplo, a consideração da 30<sup>a</sup> hora de ponta, para este efeito.

Um modo simplificado de obtenção de um valor para o volume horário de projeto num sentido tem sido através da multiplicação do TMDA (volume normalmente disponível ou fácil de obter) por um fator ( $k_1$ ), representativo da proporção do tráfego diário que se concentra numa hora de ponta, e por um fator ( $k_2$ ), correspondente à fração do tráfego da hora de ponta no sentido mais carregado. O fator  $k_1$  é normalmente representado pela proporção do volume de tráfego na 30<sup>a</sup> ponta horária mais elevada do ano em relação ao respetivo TMDA.

A partir das distribuições estatísticas dos tráfegos anuais, tem-se verificado, que  $k_1$  varia geralmente entre 0,10 e 0,20, enquanto  $k_2$  varia entre 0,55 e 0,80. O valor de  $k_1$  depende essencialmente do tipo de estrada, aumentando à medida que se passa das estradas urbanas para as 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 nos períodos de ponta da manhã e da tarde, aumentando à medida que

esse desequilíbrio se acentua. Assim, as vias radiais têm valores de  $k_2$  superiores às vias circulares, sendo que nestas últimas o valor de  $k_2$  se aproxima de 0,5.

Para maior rigor ao nível do projeto, contudo, é conveniente, sempre que possível, considerar o tráfego que se verifica em intervalos de tempo inferiores à hora. Assim, o período de 15 minutos tem sido considerado nos estudos de tráfego como mínimo para se garantir a medição de um fluxo estável no qual se possam detetar valores extremos (“pontas”) influentes no comportamento desse mesmo tráfego face às características da estrada. Para a utilização destes valores nas análises de tráfego tem-se mostrado também útil traduzi-lo numa medida horária, designada taxa de *fluxo* (do inglês “rate of flow”), ou *débito horário*, a qual consiste em expressar o volume de tráfego verificado durante um período inferior a uma hora num volume horário equivalente, como se esse fluxo se mantivesse o mesmo ao longo de toda a hora (no caso, por exemplo, de períodos de 15 minutos, basta multiplicar o respetivo volume por 4 para se obter o correspondente débito horário).

Decorre daqui a definição de *fator de ponta horário* através da seguinte expressão:

$$FPH = \frac{V}{4 \times V_{15}} \quad (4-2)$$

Em que:

**FPH** = fator de ponta horário;

**V** = volume horário;

**V<sub>15</sub>** = volume nos quinze minutos de maior tráfego nessa hora.

A partir de um volume horário de projeto (VHP), e desde que se estime um valor para o FPH da estrada a projetar, obtém-se o débito horário máximo ( $V_p$ ) que lhe está associado através de:

$$V_p = \frac{VHP}{FPH} \quad (4-3)$$

$$V_p = \frac{TMDA \times k_1}{FPH} \quad (4-4)$$

Atendendo à variabilidade direcional dos fluxos de tráfego, recorre-se também nestas formulações ao fator  $k_2$ . Com este valor e conhecendo o FPH da estrada, obtém-se o débito horário de ponta num sentido:

$$V_{pd} = \frac{VHP \times k_2}{FPH} \quad (4-5)$$

#### 4.2.2.3 Densidade

A **densidade de tráfego** representa o número médio de veículos que, em certo momento, ocupam uma determinada extensão de uma via ou de uma faixa de rodagem.

O maior ou menor valor da densidade do tráfego traduz, nomeadamente, de forma facilmente perceptível, as condições em que se está a processar a circulação. A densidade é, pois, uma grandeza importante para medir a qualidade do escoamento de tráfego, na medida em que quantifica a proximidade entre veículos, fator determinante para a liberdade de movimentos e o conforto psicológico dos condutores.

Verifica-se que, na prática, o valor da densidade é de difícil obtenção, mormente em comparação com o que se passa com os outros parâmetros caracterizadores (velocidade e volume de tráfego). No entanto aquele valor ( $D$ ), expresso em veículos/km, pode ser facilmente calculado em função dos outros dois ( $S$  e  $V$ ), medidos, respetivamente, em km/h e em veículos/h, através da expressão:

$$V = S \times D \Leftrightarrow D = \frac{V}{S} \quad (4-6)$$

#### 4.2.2.4 Relações entre Velocidade, Volume e Densidade de Tráfego

A expressão anterior assume particular importância na abordagem adotada no HCM. Verifica-se que as variações dos parâmetros presentes não são independentes, o que é evidenciado nas observações efetuadas sobre condições reais de tráfego, como seja, por exemplo, a diminuição da velocidade com o aumento da densidade do tráfego. Desta feita as relações destes parâmetros entre si são traduzidas por curvas, como as da Figura 4.4, cuja configuração representa o que tipicamente se observa em estradas de tráfego ininterrupto.

Dentro desta configuração básica o diferente desenvolvimento das curvas traduz diferenças prevaletentes em cada estrada em análise quanto às suas características físicas e de tráfego, como se verifica, por exemplo, nas curvas da Figura 4.5, associadas a estradas com diferentes velocidades de projeto.

Figura 4.4 Relações entre Velocidade, Volume e Densidade de Tráfego (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

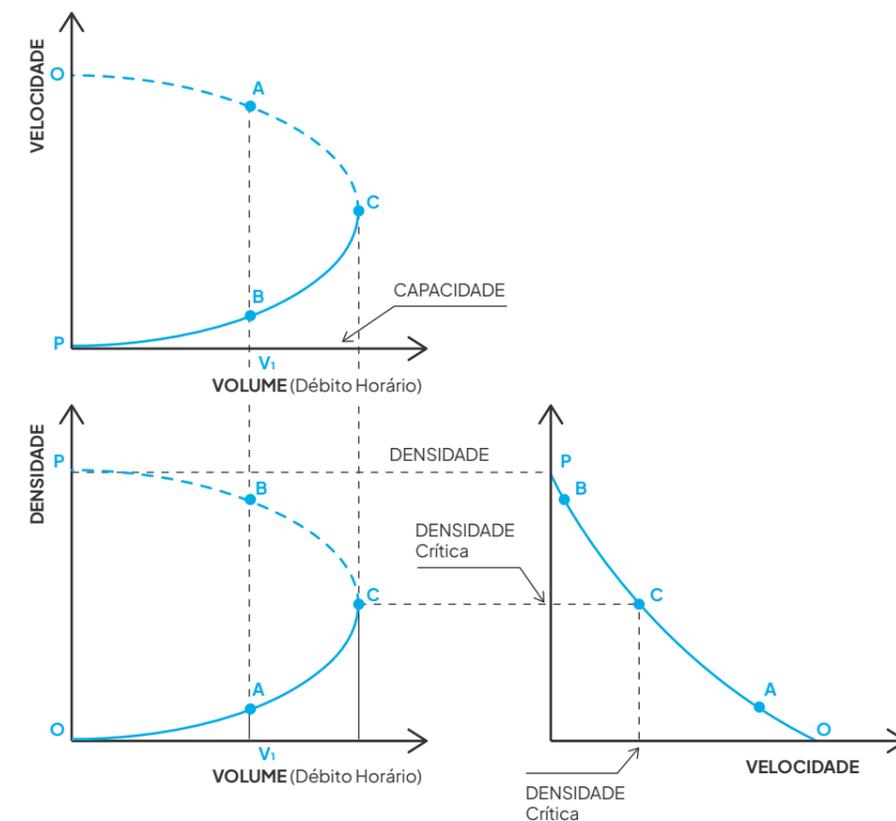
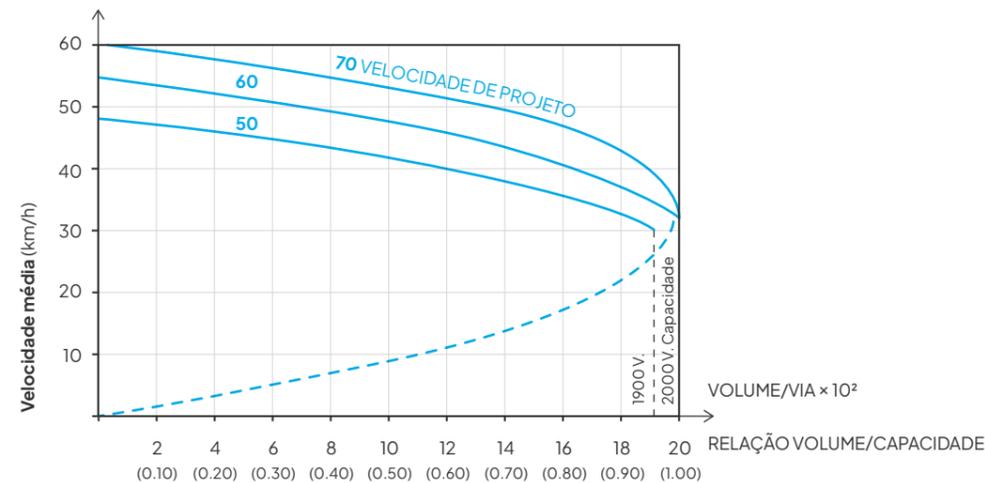


Figura 4.5  
Relações entre parâmetros caracterizadores do tráfego para diferentes velocidades de projeto (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).



Merecem especial referência os seguintes pontos notáveis destas curvas, assinalados na Figura 4.4:

- O ponto “O” representa a situação de densidade nula, ou seja, a não existência de veículos em circulação, em que, portanto, o volume é também nulo e a possível velocidade teórica é qualquer (em princípio a máxima admissível).
- O ponto “A” indica o início do aumento da densidade devido à presença crescente de veículos no fluxo de tráfego, traduzido num determinado volume ou débito horário e numa velocidade que tende a decrescer devido ao aumento das interações entre os veículos, dentro de condições gerais de processamento do tráfego que se podem classificar de “estáveis” (curva a cheio).
- O ponto “B” representa uma situação que se contrapõe à do ponto “A”, pois, embora, associada a idêntico volume (débito horário), corresponde a condições “instáveis” de tráfego, designadas de “fluxo forçado” (curva a tracejado), onde se verificam densidades elevadas e, conseqüentemente, velocidades diminutas, ditadas por aquelas condições.
- O ponto “P” representa a situação extrema, oposta à referenciada pelo ponto “O”, em que a corrente de tráfego está parada (volume e velocidade nulos), associada

à densidade máxima; nessa situação a densidade designa-se por densidade de congestionamento.

- O ponto “C” encontra-se exatamente na zona de transição da curva entre a representação de condições denominadas “estáveis” e “instáveis”, correspondendo ao maior volume (débito horário) de tráfego possível na estrada em causa, que é obtido para valores significativos de densidade e relativamente baixos de velocidade; valores estes designados “críticos” por traduzirem uma situação difícil de se manter, visto que quaisquer pequenas perturbações podem deteriorar rapidamente as condições de circulação, até ao congestionamento.

É, pois, importante reter o facto de um dado volume de tráfego poder ocorrer em duas situações operacionais completamente distintas (pontos “A” e “B” das curvas). Assim, um volume ou um débito de tráfego não podem ser utilizados como única medida qualitativa da corrente de tráfego. A velocidade e a densidade são medidas que poderão ser úteis nesse sentido pois descrevem o estado da corrente de tráfego, sendo facilmente observadas pelo condutor, ao contrário do volume de tráfego que é uma grandeza não percebida e cujo conhecimento não afeta diretamente o comportamento de condução.

### 4.2.3 Capacidade

A **capacidade** de uma determinada rodovia consiste no volume de tráfego máximo que nela se pode observar em condições normais de utilização. Com referência às curvas apresentadas na Figura 4.4, para o caso de estradas de tráfego ininterrupto, a capacidade é atingida na situação assinalada pelo ponto “C”.

A capacidade é geralmente quantificada pelo “débito horário” máximo que se pode medir numa determinada secção de estrada, pressupondo a existência de boas condições climáticas e bom estado do pavimento, e é associada às condições prevaletentes quer quanto a características físicas (número de vias por sentido, largura das vias e das bermas, traçado em planta e em perfil longitudinal, desobstrução lateral, etc.) quer quanto ao tráfego (composição, distribuição lateral e por sentido).

Neste contexto, a “análise da capacidade” segue um conjunto coerente de procedimentos, ajustados aos diferentes tipos de estradas (e também de interseções), tendo em vista a determinação dos volumes máximos de tráfego que comportam, nas condições referidas.

Pese embora a importância do conhecimento da capacidade de uma estrada existente ou projetada, verifica-se que as rodovias apresentam condições operativas deficientes quando os seus volumes de tráfego estão próximos do valor da capacidade, não sendo portanto justificável que as mesmas sejam planeadas ou projetadas para volumes de tráfego daquela ordem; mas antes para volumes máximos compatíveis com limiares pré-estabelecidos, compatíveis com determinados níveis de exigência quanto à qualidade de circulação pretendida. Para este efeito o conceito de *capacidade* é complementado com o de *volume de serviço*.

### 4.2.4 Nível de Serviço

Entende-se por **nível de serviço** uma expressão qualitativa da forma como, em cada momento, uma rodovia está a servir os seus utentes em termos das condições operativas oferecidas no seio da corrente de tráfego que aí se processa. Estas condições são descritas através da referência a fatores, percebidos pelos condutores e passageiros dos veículos, como velocidades e tempos de percurso, liberdade de manobras, interrupções da circulação, sensação de conforto e de segurança.

Nesta medida, foram definidos no HCM seis níveis de serviço, designados por letras, entre A e F, por ordem decrescente da qualidade proporcionada, aos quais estão associadas as seguintes características no caso de correntes de tráfego contínuo:

- **Nível de serviço A** – Condições de fluxo livre, em que cada condutor não sente a sua tarefa de condução afetada pela dos restantes, tendo ampla liberdade de manobrar e escolher a sua velocidade e experimentando (juntamente com os passageiros) uma elevada comodidade na forma como se processa a circulação;
- **Nível de serviço B** – O condutor começa a sentir a presença de outros veículos na corrente de tráfego (que se mantém estável), sem ver diminuída de forma significativa a sua liberdade de escolha de velocidade mas sentindo, em relação ao nível A, um ligeiro decréscimo na facilidade de manobrar o veículo, assim como no que respeita à comodidade de condução proporcionada;
- **Nível de serviço C** – Conquanto ainda em fluxo estável, este nível marca o início da presença de condições em que a operação de cada veículo passa a ser significativamente afetada pelas interações com os outros veículos presentes na corrente de tráfego, com incidência na liberdade de seleção da velocidade e na possibilidade de efetuar manobras, com os níveis de conforto a declinarem simultaneamente;

- **Nível de serviço D** – Representa a situação de maiores densidades de tráfego, no limite do fluxo estável, em que se verificam já importantes restrições à liberdade de escolher velocidades e manobras, acompanhadas de decréscimos acentuados de comodidade na circulação, relativamente aos níveis precedentes;
- **Nível de serviço E** – Ilustra a situação em que a estrada é solicitada por volumes de tráfego muito próximos da sua capacidade, com todas as velocidades tendendo para um valor uniforme baixo, com os condutores experimentando sérias restrições à liberdade

de manobrar, incomodidade e frustração no seio da corrente de tráfego, sendo as condições de circulação instáveis, visto que pequenos aumentos do volume quer ligeiras perturbações são suscetíveis de provocar congestionamentos, passando a exibir o nível de serviço seguinte;

- **Nível de serviço F** – Descreve a situação de fluxo forçado e de rotura (congestionamento generalizado) que ocorre quando as solicitações do tráfego ultrapassam a capacidade, com a formação de filas onde a circulação se processa “em pára-arranca”, em condições extremamente instáveis.

#### 4.2.5 Volume de serviço

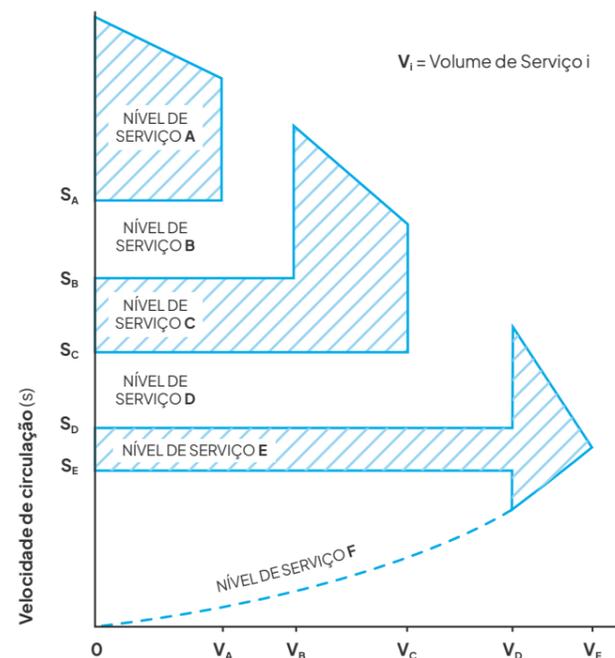
A aplicação do método de análise preconizada pelo HCM requer a escolha de parâmetros mensuráveis representativos das condições de circulação numa rodovia, traduzidas qualitativamente pelos respetivos níveis de serviço.

Nesse sentido, define-se o conceito de **volume de serviço** como sendo o débito horário máximo admissível, compatível (dentro da gama dos fluxos estáveis) com a manutenção de um correspondente nível de serviço, nas condições prevalentes de determinada estrada.

Por outro lado, a cada nível de serviço é possível associar limiares de velocidades médias do tráfego, compatíveis com esse nível.

Conjugando ambos os parâmetros – volume de serviço e velocidade – cada nível de serviço fica perfeitamente descrito, de forma quantitativa, por uma gama de condições operativas do tráfego, confinada por um valor de velocidade de circulação mínimo e um volume de serviço máximo, o que se pode visualizar, para cada estrada, no respetivo gráfico que relaciona estes dois parâmetros, como se exemplifica na Figura 4.6.

Figura 4.6  
Relação entre volume de serviço e velocidade  
(Macedo, Cardoso e Roque, 2011).



#### 4.2.6 Método do HCM para determinação da capacidade e volumes de serviço

É no conjunto de conceitos descritos nos sub-capítulos precedentes que assenta o método preconizado no HCM para determinação, numa secção de estrada existente ou projetada, da respetiva capacidade e volumes de serviço, através dos seguintes passos principais:

1. Determinação da capacidade em “condições ideais” da secção em análise, em função do tipo de estrada a que respeita;
2. Transformação daquele valor da capacidade nos valores dos correspondentes volumes de serviço;
3. Correção dos valores dos volumes de serviço obtidos, para atender às condições reais exibidas pela secção de estrada em causa.

Para a concretização do **primeiro passo** o referido manual indica valores para a capacidade em “condições ideais” para todos os principais tipos de estradas (autoestradas, estradas de vias múltiplas, estradas de duas vias e dois sentidos, etc.) que foram obtidos a partir de estudos realizados com base em grandes volumes de dados de observação e na medição de características dos respetivos tráfegos. Por “condições ideais” deve entender-se aquelas cuja presença é indispensável e cuja eventual melhoria já não introduz acréscimos significativos na capacidade de determinado tipo de estrada.

No **segundo passo** deste método procede-se à aplicação sobre o valor obtido da capacidade “em condições ideais” de coeficientes, indicados no HCM, que foram determinados a partir das relações estabelecidas entre os parâmetros caracterizadores do tráfego e os níveis de serviço, obtendo-se assim volumes de serviço “em condições ideais”, correspondentes aos diferentes níveis (A, B, C ou D).

Para o **terceiro passo** recorre-se, por sua vez, a coeficientes que, aplicados aos volumes de serviço “em condições ideais”, os convertem em valores correspondentes às condições efetivamente exibidas por cada secção em análise. Para este efeito parte-se da identificação dos fatores, associados quer à estrada quer ao próprio tráfego, que influem de modo significativo na variação da capacidade (e portanto dos volumes de serviço), relativamente ao que se verifica em condições “ideais”. Esta influência foi quantificada no âmbito do HCM através da realização de vários estudos específicos.

Os principais fatores influentes considerados no caso de rodovias de tráfego ininterrupto são os seguintes:

- Fatores relativos à estrada – tipo de estrada; largura das vias de tráfego; largura das bermas; presença de obstáculos laterais; características do traçado em planta (curvatura, extensões em que se verificam as distâncias de visibilidade de paragem e de ultrapassagem); inclinação dos trainéis e seu comprimento.
- Fatores relativos ao tráfego – composição (tráfego misto transformado em unidades de veículos ligeiros equivalentes mediante a aplicação de coeficientes apropriados); distribuição (por vias e por sentidos de tráfego); variação semanal (fim-de-semana e dias úteis).

Na aplicação deste método pressupõe-se sempre a ausência de incidentes que afetem a corrente de tráfego, boas condições atmosféricas e pavimentos em bom estado.

Em termos práticos, o método descrito revela-se extremamente útil para diferentes análises sobre situações concretas, destacando-se:

- A avaliação de uma estrada existente no que se refere ao seu desempenho em termos do nível de serviço que está a proporcionar, tendo em vista, nomeadamente, eventuais melhorias;
- A identificação de características a que uma estrada em projeto deverá satisfazer para que venha a funcionar com um nível de serviço pré-determinado para as condições de tráfego previstas no ano horizonte do projeto.

A aplicação da metodologia preconizada pelo HCM para a determinação da capacidade e volumes de serviço das rodovias justifica algumas considerações. Embora os parâmetros do HCM tenham vindo a ser quase integralmente adotados nos projetos de rodovias nacionais, é sentida a necessidade de validação da sua aplicação a estradas portuguesas. Esta constatação decorre da observação de que, por um lado, os condutores não conduzem os seus veículos de forma semelhante em todos os países, nem o seu comportamento e grau de obediência às regras de trânsito têm uniformidade geográfica, e de que, por outro lado, as dimensões e demais características dos veículos, assim como a composição do tráfego, podem diferir de país para país.

A conveniência dos esforços de calibração dos parâmetros da metodologia do HCM ao contexto rodoviário em que esta é aplicada é salientada em documentos do TRB e no próprio manual (TRB, 2001 e TRB, 2018). É possível que em função do desenvolvimento de estudos nesse sentido sejam estabelecidos, tal como já ocorreu noutros países, coeficientes de ajustamento aos valores recomendados pelo HCM, a fim de adaptá-los às condições locais.

É preciso, no entanto, observar que a capacidade das rodovias depende de múltiplos fatores, o que torna o seu cálculo com precisão bastante complexo, sendo satisfatória a sua estimativa com valores aproximados. Por esta razão, as variações

decorrentes das diferenças de condições relativamente às identificadas no HCM devem ser bastante significativas para que a sua influência na capacidade e nos níveis de serviço sejam superiores ao erro normal do valor estimado.

Por este motivo, a aplicação da metodologia do HCM deve ser encarada como uma base para a preparação de metodologia própria, sendo de extrema utilidade para a obtenção de valores da capacidade e de volumes de serviço enquanto não se dispõe de outros meios mais exatos e expeditos para o seu cálculo.

#### 4.2.7 Nível de serviço a adotar num projeto rodoviário

Do que ficou exposto nos subcapítulos precedentes conclui-se que, num projeto de traçado, a determinação de valores limites, nomeadamente de algumas características geométricas, terá em conta o nível de serviço que se pretende seja satisfeito pela rodovia em causa no ano horizonte, face, designadamente, à previsão de um volume horário de projeto.

A seleção do nível de serviço a adotar pelo projetista deve ser criteriosa. Em princípio deve apontar-se para o nível mais elevado que se afigure plausível assegurar nas horas de maior solicitação do tráfego. Nessa escolha serão ponderados, como já referido, os custos de um sobredimensionamento, decorrentes de se abarcarem valores extremos do tráfego que se verificam apenas num número muito restrito de horas anuais, e os inconvenientes para o utente de uma solução que conduza a um excesso de horas de congestionamento ao longo do ano.

Nesta ponderação deve ser dada especial atenção quer à classificação funcional da rodovia que é objeto do projeto quer às condições exibidas pela sua envolvente física ao longo de todo ou parte do seu traçado. Com efeito, consoante o tipo de estrada, são de esperar diferentes expectativas e exigências por parte dos seus potenciais utentes e, portanto, diferentes graus

de aceitação quanto a restrições à velocidade e manobras ditadas pelos volumes de tráfego presentes; que se tornam ainda mais pronunciadas quando estão associados custos diretos à utilização da infraestrutura, como sejam os decorrentes do pagamento de portagens. Por outro lado, os utentes tendem a ser um pouco mais condescendentes nesta matéria quando se apercebem que a estrada atravessa uma zona de terreno particularmente difícil ou quando se insere num ambiente com características marcadamente urbanas.

Nalguns casos as administrações rodoviárias fixam à partida o nível de serviço que é exigido para cada tipo de estradas da respetiva rede, conferindo por esta via alguma uniformidade às respetivas características. Estes níveis de serviço constituem, portanto, elementos de base para qualquer projeto relativo a essas redes.

Noutros casos, são fornecidas apenas orientações nesta matéria, através da apresentação de um conjunto de níveis admissíveis, em função da classificação funcional da estrada e combinações do tipo de área (urbana ou rural) e de terreno (de plano a montanhoso) para onde a mesma irá ser projetada. Fica, pois, ao critério do projetista, a seleção do nível de serviço que melhor se ajusta a estas condições.

É esta segunda opção a mais consentânea com a finalidade do presente documento, pelo que, à semelhança do que estabelece a AASHTO nas suas normas de traçado (AASHTO, 2004), se fornece no Quadro 4.2 os níveis de serviço preconizados para serem adotados no projeto rodoviário, quando não se verificarem outras indicações ou imposições que se lhes sobreponham.

Quadro 4.2  
Níveis de serviço a adotar no projeto rodoviário (Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

Categoria	Nível de serviço <sup>(1)</sup>
Autoestrada	B
Via reservada a automóveis e motociclos	B
Rodovia Urbana Nível I	D
Itinerário Principal	B
Itinerário Complementar	C
Estrada Nacional	C
Estrada Regional	C
Arruamento Nível II	E
Estrada Municipal	D
Arruamento Nível III	E
Arruamento residencial	E

<sup>(1)</sup> Em estradas rurais em terreno muito difícil, admite-se a diminuição de um degrau no Nível de Serviço

## 4.3 Tráfego não motorizado

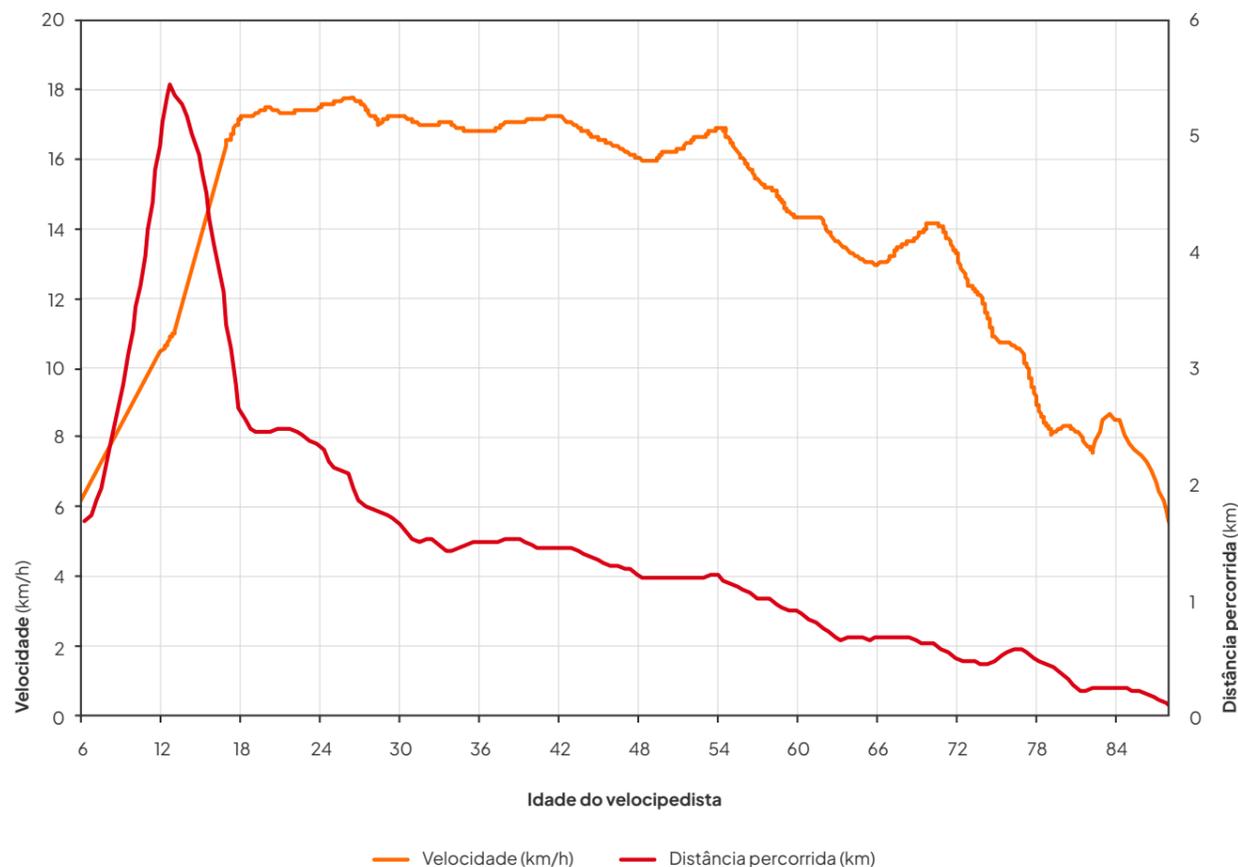
### 4.3.1 Generalidades

O tráfego não motorizado inclui, para além dos peões e velocípedes, todos os utilizadores da via pública cuja deslocação não envolva um veículo motorizado e seja realizada fora do espaço dedicado a este tipo de veículos, como sejam utilizadores de cadeiras de rodas e de skates. O tráfego de peões é efetuado em passeios e o de velocípedes ou veículos equiparados efetua-se na faixa de rodagem ou nas pistas para velocípedes, quando estas existam.

### 4.3.2 Tráfego de velocípedes

A circulação de velocípedes não é tão organizada como a dos veículos motorizados, em especial nas pistas para velocípedes. No entanto, é possível analisar a capacidade destas pistas em termos de número de vias efetivamente usadas pelos velocipedistas, usando a relação entre densidade, volume e velocidade. No caso destas duas últimas variáveis, observou-se que a velocidade quase não varia entre os 50 e os 1500 velocípedes por hora numa via. Igualmente se constatou a importância da disponibilização de largura compatível com três vias informais (cerca de 3 m no total) para a operação eficiente das pistas para velocípedes.

Figura 4.7  
Variação da velocidade e da distância percorrida anualmente, com a idade do velocipedista na Dinamarca (adaptado de Vejdirektoratet, 2000)



A velocidade de um velocipedista varia consideravelmente com a sua idade, estado físico e objetivo da viagem, com as características do traçado da via e das suas condições, bem como da intensidade e direção do vento. Segundo medições feitas na Dinamarca, em rodovias planas a maioria das pessoas circula entre 15 e 25 km/h; já a velocidade normal de descida de declives é de 30–40 km/h (Vejdirektoratet, 2000). Na Figura 4.7 apresenta-se um gráfico com a variação com a idade da velocidade dos velocipedistas e da distância percorrida diariamente. Em geral, as crianças e os idosos circulam a menor velocidade do que os adultos.

Devido à grande variabilidade na velocidade, deve haver espaço suficiente para os velocipedistas mais rápidos poderem ultrapassar os mais lentos. Segundo uma estimativa dinamarquesa aproximada a capacidade de uma rodovia com velocípedes com 2 m de largura é de aproximadamente 2000 velocípedes por hora. Em geral os cálculos de capacidade apenas são relevantes nos cruzamentos sinalizados, pelo que o referido valor se refere a fluxos descontínuos e a hora de verde.

As interrupções de circulação (paragens) são um importante fator na avaliação da qualidade do serviço de um trajeto em velocípede: por um lado, as paragens aumentam o tempo de percurso; por outro, as manobras de paragem e, sobretudo, de retoma da marcha são desconfortáveis e obrigam ao dispêndio de esforço físico, o que é indesejável. Assim, é recomendável que se avalie não só o atraso originado pelas paragens mas também o seu número.

O nível de serviço do tráfego de velocípedes em arruamentos urbanos está relacionado com o conforto e perceção de exposição ao tráfego motorizado. Nas secções entre cruzamentos (ligações) este depende do grau de segregação, do volume de tráfego motorizado, velocidade, percentagem de veículos pesados, estaciona-

mento longitudinal, qualidade da superfície do pavimento e densidade de interseções sem sinais luminosos e acessos laterais. Nas interseções com regulação por sinais luminosos depende do grau de segregação, largura de rodovia a atravessar e dos volumes de tráfego motorizado.

Em infraestruturas dedicadas a velocípedes, o nível de serviço depende do número de interações com outros velocípedes, do número de ultrapassagens e do atraso nessas ultrapassagens, da existência de linha axial e da largura da faixa de rodagem.

### 4.3.3 Parâmetros caracterizadores do tráfego pedonal

Os parâmetros que caracterizam o movimento pedonal são os seguintes (Seco et al., 2008b):

- **Velocidade pedonal** é a velocidade de marcha média à qual os peões se deslocam, geralmente expressa em metros por segundo.
- **Débito pedonal** é o número de peões que passam um determinado ponto (linha imaginária perpendicular ao caminho pedonal) por unidade de tempo, expresso em peões por 15 minutos ou peões por minuto.
- **Débito por unidade de largura** é o débito médio pedonal por unidade de largura útil, exprimindo-se em peões por minuto por metro (p/min/m).
- **Concentração pedonal**, ou densidade, é o número médio de peões por unidade de área presentes num caminho pedonal ou numa zona de espera num determinado momento, expresso em peões por metro quadrado (peões/m<sup>2</sup>).
- **Área ocupada** por um peão é o inverso da concentração, expressa em m<sup>2</sup>/peão.

Nas correntes de tráfego de peões aplica-se da mesma forma a relação fundamental entre variáveis macroscópicas que a observada para as correntes de tráfego rodoviário (ver 4.2.1):

$$V_{ped} = S_{ped} \times D_{ped} \quad (4-7)$$

Em que:

$V_{ped}$  = Débito por unidade de largura (p/min/m)

$S_{ped}$  = Velocidade pedonal (m/min)

$D_{ped}$  = Concentração pedonal (p/m<sup>2</sup>)

Como já referido em 3.2.3.1, a velocidade do peão depende de um vasto conjunto de fatores que inclui a fatores internos (por exemplo, idade, sexo, vigor físico, eventuais deficiências, cargas transportadas e o motivo da deslocação) e externos (designadamente a hora do dia, as condições atmosféricas, e o tipo e características da infraestrutura). Foram apresentados no Quadro 3.9 valores padrão para as três faixas etárias mais relevantes.

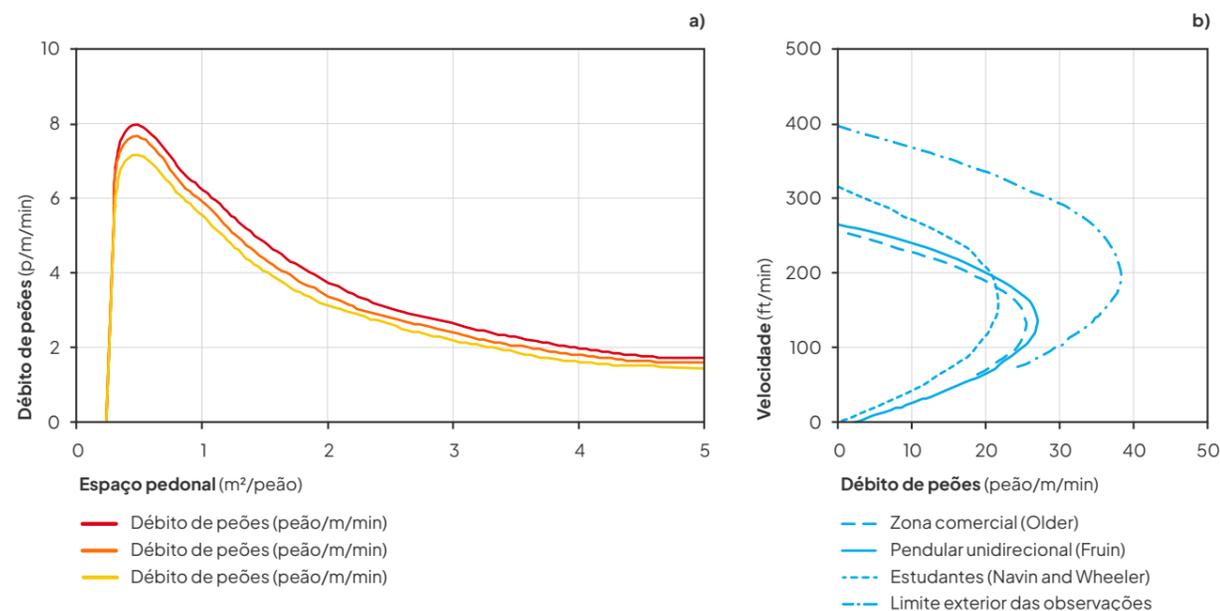
A velocidade dos peões também é afetada pelas condições de liberdade de circulação, apresentando-se na Figura 4.8 as representações gráficas da relação fundamental (equação 4-7) para diversos tipos de peões.

Refira-se que em Portugal, de acordo com a atual legislação (Decreto-Lei n.º 163/2006), as passagens de peões dotadas de dispositivos semafóricos de controlo de circulação devem disponibilizar tempo de verde suficiente para a travessia de peões ser feita a uma velocidade de 0,4 m/s, o que corresponde a um percentil inferior a 5% da distribuição de velocidades de idosos (CROW, 1998).

Complementarmente, o débito pedonal depende da concentração pedonal (ou densidade de tráfego), da circulação num ou em duplo sentido e da disciplina do grupo (Figura 4.8a).

No subcapítulo 3.2.2 foram apresentadas as dimensões de referência para o espaço ocupado pelo corpo de peão adulto, bem como para outras situações comuns de utente de passeios. A concentração pedonal depende, em primeira análise, do espaço ocupado por peão, esteja ele imobilizado ou em movimento. De acordo com o “Highway Capacity Manual” (HCM) (TRB, 2018), trajetos com 80 cm (2,5 ft) de largura por peão, são considerados como os necessários para que dois peões se possam cruzar sem interferência mútua, enquanto para o caso de os mesmos dois peões caminharem lado a lado (aceitando-se a existência de contacto físico ocasional) apenas é necessária uma largura de 70 cm (26 in.).

Figura 4.8 Relação entre volume, densidade e velocidade de peões (TRB, 2018)



A classificação baseada no conceito de nível de serviço, proposta no HCM (ver 4.2.4), aplica-se também ao modo pedonal, de modo a caracterizar a maior ou menor qualidade do serviço oferecido ao peão (em circulação ou parado). No caso dos peões em movimento, os parâmetros de caracterização e avaliação do nível de serviço são a liberdade de escolha da velocidade de circulação, a facilidade de ultrapassar e o grau de ocorrência de conflitos com os outros peões, os quais variam em função dos valores de débito e concentração do tráfego pedonal.

Também para os peões parados é possível definir um conjunto de níveis de qualidade do serviço que dependem da concentração pedonal existente. Este tipo de indicador é útil na avaliação dos espaços destinados a espera, por exemplo, nas imediações de atravessamentos.

É relevante assinalar que as relações fundamentais são válidas em locais onde o fluxo seja linear, como passagens aéreas ou subterrâneas. Em passeios, onde habitualmente existe liberdade de escolha da direção do movimento, os peões não apresentam movimento ordenado segundo “vias de circulação”. Nestes locais devem ser atendidos fatores perturbadores (como peões em grupo, peões parados ou pretendendo atravessar a corrente principal), cujo

efeito está, no entanto, pouco investigado e quantificado. Genericamente, as infraestruturas pedonais podem atingir a falência funcional para densidades pedonais inferiores ao valor teórico da respetiva capacidade, pelo que é importante a consideração da relevância local daqueles fatores e o controlo do seu funcionamento efetivo. Em situações particulares, o tráfego de peões pode extravasar o espaço de passeio a ele destinado, originando a ocupação do espaço canal de outros modos.

A distribuição direcional do tráfego de peões afeta a capacidade apenas em situações de elevado desequilíbrio e para elevada densidade pedonal, havendo registo de diminuições de 15% para distribuição de 90%-10% e ocupação de 0,93 m<sup>2</sup>/peão. A possibilidade de um peão atravessar uma corrente transversal ao seu movimento pretendido é seriamente diminuída para ocupações superiores a 3,33s m<sup>2</sup>/peão.

De acordo com o HCM, são de pequena utilidade os valores de volume de tráfego médio de peões para períodos de 15 minutos, uma vez que os valores de ponta para um minuto podem ser superiores em 20% a 75%. Na Figura 4.9 apresentam-se valores observados da relação entre volume de tráfego médio (por intervalos de 5 minutos) e o volume de grupos de peões.

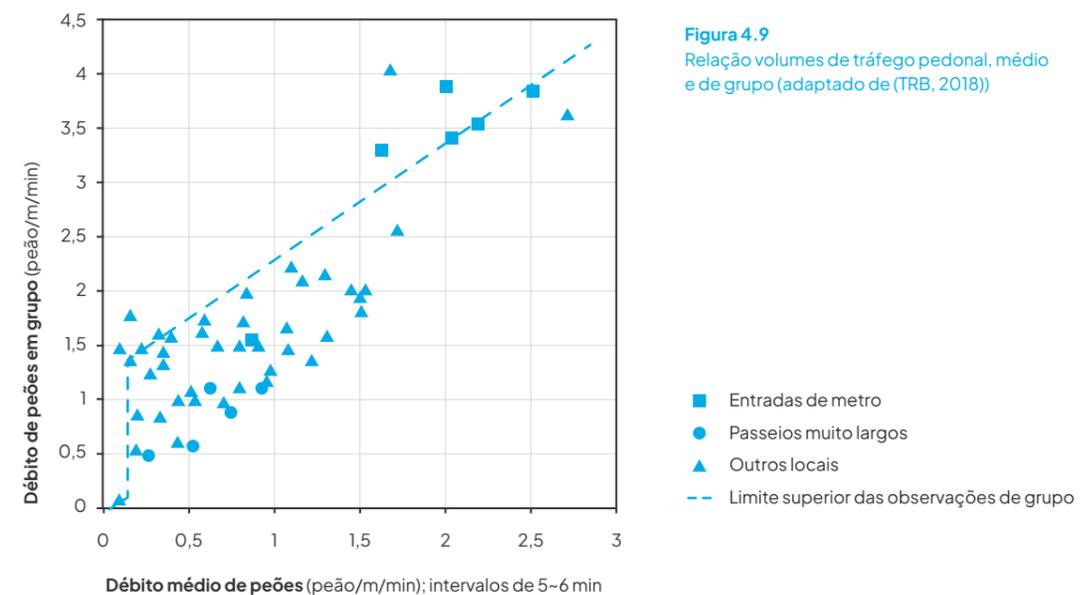


Figura 4.9 Relação volumes de tráfego pedonal, médio e de grupo (adaptado de (TRB, 2018))

A escala proposta no HCM para os níveis de serviço é apresentada no Quadro 4.3 e no Quadro 4.4. Nestes, o nível de serviço A corresponde a uma situação em que a qualidade do serviço é ótima (normalmente não justificável do ponto de vista de uma análise custo-benefício) e o nível de serviço F representa um funcionamento muito deficiente do sistema e indesejável mesmo em relação à capacidade. A capacidade é atingida para o nível de serviço E.

Basicamente, nas ligações o nível de serviço depende da densidade de peões (volume de tráfego e largura útil do passeio) e do conforto e percepção de proteção relativamente ao tráfego motorizado – estes dependentes da separação relativamente aos veículos motorizados e distância a obstáculos, existência de passeio e respetiva largura, bem como do volume e velo-

cidade do tráfego motorizado. Nos atravessamentos, o nível de serviço depende do atraso (combinando-se neste fator o tempo de espera por um intervalo de atravessamento adequado e a demora no trajeto até ao atravessamento com regulação por sinais luminosos, caso exista) e da percepção das interações com o tráfego motorizado (volumes de tráfego motorizado, largura de faixa a atravessar e existência de refúgio auxiliar do atravessamento) (TRB, 2018).

Em infraestruturas dedicadas, o nível de serviço depende unicamente do espaço disponível e do volume de tráfego. Nas infraestruturas partilhadas com velocípedes é a passagem e presença destes que condiciona a qualidade de serviço, fruto da diferença de velocidades, pelo que o nível de serviço é dependente da frequência de manobras de ultrapassagens de peões por velocipedistas (TRB, 2018).

Quadro 4.3 Níveis de serviço para peões em movimento (adaptado de (Seco et al., 2008) e (TRB, 2018)).

Nível de Serviço	Espaço (m <sup>2</sup> /p)	Débito (p/min/m)	Velocidade média (m/s)	Vol./Cap.
A	> 5,6	≤16	> 1,30	≤ 0,21
B	> 3,7 - 5,6	> 16 - 23	> 1,27 - 1,30	≥ 0,21 - 0,31
C	> 2,2 - 3,7	> 23-33	> 1,22 - 1,27	> 0,31 - 0,44
D	> 1,4 - 2,2	≥ 33 - 49	> 1,14 - 1,22	0,44 - 0,65
E	> 0,75 - 1,4	> 49 - 75	> 0,75 - 1,14	0,65 - 1,0
F	≤ 0,75	Variavel	≤ 0,75	Variável

Quadro 4.4 Níveis de serviço para peões parados (adaptado de (Seco et al., 2008b) e (TRB, 2018)).

Nível de Serviço	Espaço (m <sup>2</sup> /p)	Distância entre peões (m)
A	> 1,2	> 1,2
B	> 0,9 - 1,2	> 1,0 - 1,2
C	> 0,6 - 0,9	> 0,9 - 1,0
D	> 0,3 - 0,6	> 0,6 - 0,9
E	> 0,2 - 0,3	< 0,6
F	≤ 0,2	-

## 4.4 Distâncias de visibilidade

Como referido em capítulos anteriores, a condução é uma tarefa cognitivamente exigente em que uma parcela muito considerável da informação a processar é obtida visualmente. A possibilidade de ver a envolvente rodoviária de modo a poder ajuizar as suas características e observar o tráfego potencialmente conflituante é fundamental para a segurança da circulação motorizada e não motorizada.

A **distância de visibilidade** corresponde à “extensão contínua de estrada que o condutor de um veículo pode ver de um dado ponto, quando a sua visão não é intercetada pelo tráfego” (MOP, 1962).

Os requisitos relativamente à distância de visibilidade dependem da natureza do evento a que se referem, podendo corresponder a situações de emergência ou de condução normal. Encontram-se no primeiro caso as situações em que é necessário imobilizar a viatura, face a um perigo surgido repentinamente, ou, caso haja espaço disponível, contorná-lo. No segundo caso incluem-se, designadamente, aspetos como a legibilidade de uma curva, a leitura de um sinal de trânsito, a circulação numa interseção e a execução de manobras de ultrapassagem utilizando via destinada primordialmente à circulação em sentido contrário.

As situações de emergência são, por definição, inesperadas e, por isso, suscetíveis de tempos de percepção maiores do que as situações normais. No entanto, não deixa de ser relevante o facto de as reações inerentes às situações de emergência serem efetuadas ao nível do controlo (travar ou guinar) e, por isso, mais rápidas de decidir e executar do que as das situações normais, as quais em regra correspondem aos níveis do guiamento ou da navegação e envolvem regras de produção complexas e nem sempre imediatamente disponíveis para o comum dos condutores. Neste aspeto, é de salientar que as interações em zona urbana envolvem utentes cuja habituação e perícia na utilização do sistema de tráfego tem variabilidade muito superior

à dos condutores, em especial nos modos não motorizados, o que deve ser atendido na determinação dos parâmetros relacionados com as distâncias de visibilidade.

Justifica-se que no projeto rodoviário sejam consideradas diversas situações para efeitos da verificação das condições de visibilidade. No presente capítulo são abordados critérios a satisfazer para verificação das distâncias de visibilidade necessárias em situação de emergência (as manobras de paragem e de contorno de obstáculo) e de condução normal, quer de apreensão da envolvente rodoviária (leitura de sinal de trânsito, percutibilidade de curvas e de zonas de redução do número de vias) quer de resolução de situações de possível encontro com outros utentes (designadamente ultrapassagem e interseção).

### 4.4.1 Distância de visibilidade de paragem

A **distância de visibilidade de paragem** (DVP) é a mínima distância de visibilidade de que deve dispor o condutor de um veículo que se move a uma dada velocidade, para poder fazê-lo parar em segurança depois de visto um obstáculo na faixa de rodagem (MOP, 1962).

Na generalidade dos países a DVP é calculada considerando um modelo em que se admite a existência de um obstáculo na faixa de rodagem, cuja presença o condutor tem de detetar e em reação à qual tem de imobilizar a sua viatura (Harwood et al., 1995).

A DVP é composta por duas parcelas: uma correspondendo ao espaço percorrido pelo veículo durante o intervalo de tempo que medeia entre o instante em que o obstáculo se torna visível e o do início da manobra de travagem (tempo de percepção-reação); e outra correspondente ao espaço percorrido durante a aplicação dos travões, até à imobilização completa da viatu-

ra (tempo de paragem). Conforme já abordado em 3.1.3, o tempo de percepção-reação é regulado essencialmente por características psicofisiológicas do condutor e do utente; o tempo de paragem, por seu lado, depende das características físicas do veículo e da estrada bem como de especificidades do condutor, designadamente quanto ao doseamento da força de travagem imprimida.

Internacionalmente é consensual admitir que durante o tempo de percepção-reação não há variação da velocidade, pelo que nesse intervalo de tempo a velocidade inicial de circulação se mantém (ver mais informação em Macedo, Cardoso e Roque, 2011). Por seu lado, a distância de desaceleração comporta, em rigor, duas parcelas, uma devida à resistência aerodinâmica – especialmente relevante para velocidades elevadas – e outra decorrente do funcionamento dos travões e da mobilização do atrito pneu-superfície do pavimento. Em países como a Alemanha e a Áustria são consideradas as duas parcelas no cálculo da distância de desaceleração; na maior parte dos países admite-se que a parcela de origem aerodinâmica é diminuta quando comparada com a resultante da ação dos travões. Em Portugal tem sido usada esta última abordagem, sendo a DVP calculada de acordo com a equação genérica seguinte:

$$DVP = \frac{V_{85} \times T_{pr}}{3,6} + \frac{V_{85}^2}{254 (f_l \pm i)} \quad (4-8)$$

Em que:

**DVP** – distância de visibilidade de paragem (m)

**V<sub>85</sub>** – velocidade inicial (idêntica à velocidade não impedida), expressa em km/h

**T<sub>pr</sub>** – tempo de percepção-reação (s)

**f<sub>l</sub>** – coeficiente de atrito longitudinal

**i** – inclinação longitudinal da estrada (m/m)

No cálculo da DVP considera-se que o condutor circula à velocidade não impedida (V<sub>85</sub>). Face à pequena dimensão dos valores de DVP para velocidades não superiores a 60 km/h, aos valores calculados pela equação 4-8 acrescentou-se a distância de 2,5 m, correspondente à distância entre os olhos do condutor e a frente da viatura. Os valores a considerar para T<sub>pr</sub> e f<sub>l</sub> são os apresentados em 3.1.3 e 3.5.1. No Quadro 4.5 apresentam-se os valores calculados para um trainel em patamar.

Segundo Noyce e Burden (1999), em condições ideais um velocipedista competente consegue atingir desacelerações de 0,5g (5 ms<sup>-2</sup>). No entanto, na prática tais valores dificilmente são atingidos, atendendo à muito pequena dimensão da área de contacto das rodas com o solo, falta de experiência em manobras de emergência do velocipedista habitual, possibilidade de existência de água e a condicionantes do estado de conservação dos velocípedes e do pavimento das pistas onde circulam. No Quadro 4.6 apresentam-se valores de distância de visibilidade de paragem compatíveis com um tempo de reação de 1,5 s e as distâncias de travagem recomendadas por Noyce e Burden (1999).

A DVP deve ser medida considerando que o observador e o obstáculo estão situados no eixo da via em análise. A altura dos olhos do observador depende do tipo de utente: para um condutor de veículo motorizado considera-se que os olhos do observador estão situados 1,05 m acima da superfície do pavimento (ver 3.1.4); para um velocipedista considera-se que os olhos do observador estão a 1,5 m de altura (ver Quadro 3.11 em 3.3.1). Considera-se que o alvo (obstáculo) tem 0,60 m de altura (ver 3.1.5).

A DVP deve ser assegurada ao longo da totalidade da extensão de uma estrada ou de uma pista para velocípedes. No caso das pistas para velocípedes bidirecionais, para atender às situações de encontro entre dois dos velocípedes circulando em sentidos contrários deve ser assegurada uma distância de visibilidade de paragem pelo menos dupla da DVP (Distância de visibilidade de encontro).

A avaliação do impacto de eventuais obstáculos sobre a visibilidade deve ser efetuada considerando a realidade tridimensional da estrada, sem prejuízo de, preliminarmente, poder ser objeto de avaliação em perfil longitudinal (concordâncias convexas e côncavas) e em planta (obstáculos no intradorso de curvas ou junto a interseções de nível).

Deve ser assegurado que nenhum obstáculo de dimensões apreciáveis, incluindo sinais de trânsito, equipamento de segurança ou peças estruturais de obras de arte, bloqueie as linhas de visão. Excetuam-se unicamente objetos estreitos, como postes de sinais de trânsito, postes de iluminação e os pilares de passagens superiores pedonais com menos de 0,55 m de diâmetro (DfT, 2000). Igualmente se excetua o efeito de obstáculos intermitentes, como as grelhas de dispositivos de retenção para peões, desde que a perspetiva da linha de visão em consideração permita a existência de linhas de visão desimpedidas, através dos espaços vazados.

Quadro 4.5  
DVP de veículo motorizado em trainel horizontal (m)

Tipo de estrada	Velocidade base (km/h)						
	20	30	40	50	60	70	80
Urbana	14	23	33	45	59	75	90
Interurbana*	20	35	50	70	85	110	130

\* Velocidade não impedida

Quadro 4.6  
DVP de velocípede em trainel horizontal (m)

Distância	Velocidade base (km/h)				
	10	15	20	25	30
Reação	4,2	6,3	8,3	10,4	12,5
Travagem	1,0	1,5	2,5	4,5	8,5
Visibilidade de paragem	5,2	7,8	10,8	14,9	21,0

\* Velocidade não impedida

#### 4.4.2 Distância de visibilidade para manobra de contorno

A **distância de visibilidade para manobra de contorno** (DVC) corresponde à mínima distância de visibilidade de que deve dispor o condutor de um veículo que se move a uma dada velocidade, para poder evitar um obstáculo na faixa de rodagem, mediante uma manobra de mudança de via e circulação na berma pavimentada.

A DVC é composta por duas parcelas, correspondendo uma ao espaço percorrido pelo veículo durante o intervalo de tempo de percepção-reação (1,5 s em estrada de dupla faixa de rodagem e 1,0 s em estrada de faixa de rodagem única) e a outra ao espaço necessário para executar a manobra de mudança de via (3,0 s em estrada de dupla faixa de rodagem e 2,5 s em estrada de faixa de rodagem única) (SETRA, 2006).

A DVC é calculada mediante aplicação da equação seguinte:

$$DVC = \frac{V_{85} \times T_{prm}}{3,6} \quad (4-9)$$

Em que:

**DVC** – distância de visibilidade de manobra de contorno (m)

**V<sub>85</sub>** – velocidade inicial (idêntica à velocidade não impedida), expressa em km/h

**T<sub>prm</sub>** – tempo de percepção-reação-manobra (s)

No cálculo da DVC considera-se que o condutor circula à velocidade não impedida (V<sub>85</sub>).

No Quadro 4.7 apresentam-se os valores calculados para DVC. A DVC deve ser medida do mesmo modo que a DVP.

Em secção corrente de ruas com bermas pavimentadas com largura não inferior a 2,0 m mas, por motivos topográficos ou de ocupação do solo, seja difícil disponibilizar uma distância de visibilidade igual ou superior a DVP, poder-se-á adotar DVC como o valor mínimo absoluto para a distância de visibilidade.

Quadro 4.7

Distância de visibilidade para manobra de contorno (m) (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Tipo de estrada	Velocidade base (km/h)						
	20	30	40	50	60	70	80
Dupla faixa de rodagem	25	40	50	65	75	90	100
Faixa de rodagem única	20	30	40	50	60	70	80

#### 4.4.3 Distância de visibilidade de decisão

A **distância de visibilidade de decisão** (DVD) corresponde à mínima distância de visibilidade de que deve dispor o condutor de um veículo que se move a uma dada velocidade, para poder detetar informação ou condições inesperadas ou difíceis de avaliar, reconhecer o perigo a elas associado, selecionar a velocidade e trajetória adequados e iniciar e completar a correspondente manobra de forma eficaz e segura.

A DVD deve ser disponibilizada quando é plausível a ocorrência de erros de percepção da informação, de decisão ou na execução das manobras. Estão neste caso as curvas em planta, as interseções, os nós de ligação, as zonas de diminuição do número de vias, o início dos entrecruzamentos, praças de portagem, ligações a áreas de serviço e a instalações similares de apoio aos utentes bem como as zonas de concentração de informação designadamente sinais de informação e publicidade.

A DVD é calculada mediante aplicação da equação seguinte:

$$DVD = \frac{V_{85} \times T_{prm}}{3,6} \quad (4-10)$$

Em que:

**DVD** – distância de visibilidade de decisão (m)

**V<sub>85</sub>** – velocidade inicial (idêntica à velocidade não impedida), expressa em km/h

**T<sub>prm</sub>** – tempo de percepção-reação-manobra (s)

No cálculo da DVD considera-se que o condutor circula à velocidade não impedida (V<sub>85</sub>). O tempo de percepção-reação-manobra a considerar depende do caso em análise:

- 3 s, para curvas em planta;
- 6 s, para, designadamente, nós de ligação, início de entrecruzamentos e sinais luminosos;
- 8 s, para interseções.

No Quadro 4.8 apresentam-se os valores calculados para DVD. A DVD é medida considerando os olhos do observador 1,05 m acima da superfície do pavimento.

A altura do alvo depende do caso em análise adotando-se os seguintes valores:

- 0,00 m (marcas rodoviárias no pavimento), para curvas em planta;
- 1,00 m (veículo), para interseções;
- 0,60 m (baia direcional para balizamento de pontos de divergência), divergências em nó de ligação;
- 1,50 m para sinais verticais e sinais luminosos em estrada interurbana;
- 5,50 m para sinais colocados por cima da via.

Na análise das condições de visibilidade em interseções importa considerar, para além do tipo de controlo de tráfego que vigora na mesma, as várias manobras associadas às decisões dos condutores.

Quadro 4.8

Distância de visibilidade de decisão (m) (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Caso em análise	Velocidade base (km/h)						
	20	30	40	50	60	70	80
Curvas em planta	20	25	35	45	50	60	70
Interseções, nós de ligação, sinais	35	50	70	85	100	120	135

#### 4.4.4 Distância de visibilidade de ultrapassagem

Considerando como referência os condutores nos ramos secundários, nas interseções reguladas por STOP (paragem obrigatória) importa assegurar apenas a visibilidade para manobras de recomeço de marcha (viragens à esquerda e à direita e atravessamento), enquanto nas interseções reguladas por mera cedência de passagem há que assegurar também condições de visibilidade para manobras de aproximação (em que não seja necessária a imobilização à entrada na interseção). Verificações similares devem ser efetuadas considerando como referência os condutores nos ramos principais que pretendam virar à esquerda.

A composição das distâncias de visibilidade em cruzamento (para cada lado da estrada principal) com a distância de observação, dá origem a um triângulo mínimo de visibilidade (ver Figura 4.10), o qual define uma área dentro da qual não deve existir qualquer obstáculo à visão, incluindo dispositivos de sinalização vertical ou veículos estacionados. No espaço delimitado pelo triângulo de visibilidade não devem existir obstáculos com altura superior a 0,90 m e a altura do espaço livre deve ter um mínimo de 2,40 m. Assim, por exemplo, a copa das árvores não deve descer abaixo deste valor.

Na análise das condições de visibilidade nas proximidades de passagens para peões e para velocípedes devem ser previstos triângulos de visibilidade semelhantes aos dos cruzamentos, mas adaptados à velocidade dos respetivos utentes, peões nas passagens para peões e velocípedistas nas passagens para velocípedes (Figura 4.12). Esta análise das condições de visibilidade é independente do tipo de controlo do tráfego de atravessamento (regra de cedência de passagem ou sinal luminoso), tendo em conta que os sinais podem estar temporariamente operacionais.

É igualmente importantes efetuar a análise das distâncias de visibilidade na aproximação a passagens para velocípedes para o caso dos movimentos com viragem à direita.

A **distância de visibilidade de ultrapassagem** (DVU) é a mínima distância de visibilidade de que deve dispor o condutor de um veículo para ultrapassar com segurança e comodidade outro veículo, sem obrigar um terceiro que venha em sentido contrário a afrouxar a velocidade, quando este último apareça depois do início da manobra (LNEC, 1973).

A DVU só é relevante nas estradas interurbanas de faixa de rodagem única em que uma das vias, ainda que prioritariamente destinada a um dos sentidos, é partilhada com o sentido oposto, sendo autorizado que veículos deste sentido a usem para ultrapassar veículos mais lentos a circular nesse sentido.

#### 4.4.5 Fatores de interrupção da linha de visão

Basicamente existem três situações típicas que podem propiciar a presença de obstáculos suscetíveis de interromper a linha de visão de um condutor (para além de outros veículos em circulação) e, dessa forma, condicionar a distâncias de visibilidade:

- Nas proximidades de curvas horizontais, onde importa avaliar o efeito de obstáculos localizados na área adjacente à faixa de rodagem, designadamente veículos estacionados na via pública ou obstáculos nos passeios (Figura 4.12);
- Em perfil longitudinal, quando a linha de visão possa ser interrompida nas proximidades de curvas de concordância convexas (Figura 4.13);
- Em perfil longitudinal, quando a linha de visão possa ser interrompida devido à presença de viadutos, passagens superiores ou sinais colocados por cima da via (Figura 4.14).

Figura 4.10 Distâncias de visibilidade em interseções (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

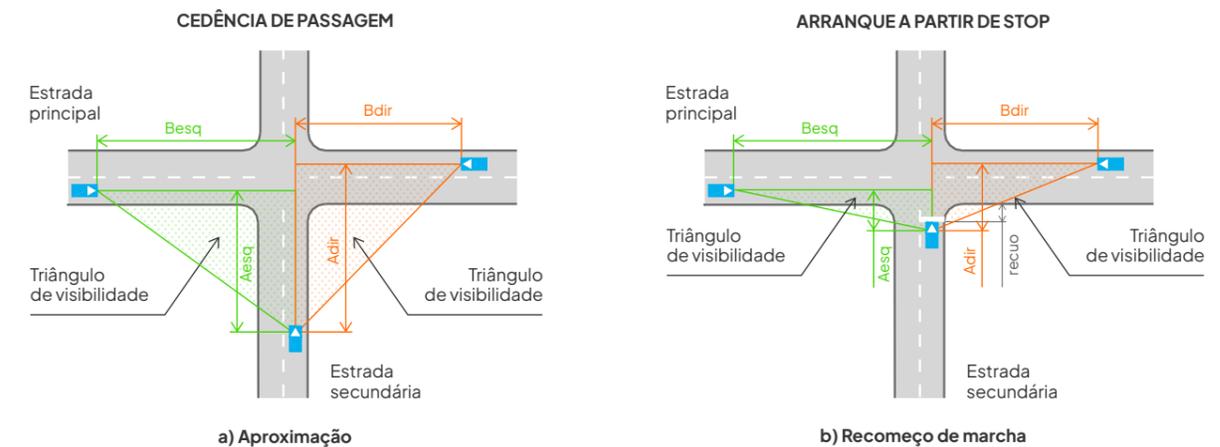


Figura 4.11 Distâncias de visibilidade na aproximação a uma passagem de peões em interseções (adaptado de Washington State Department of Transportation, 1997)

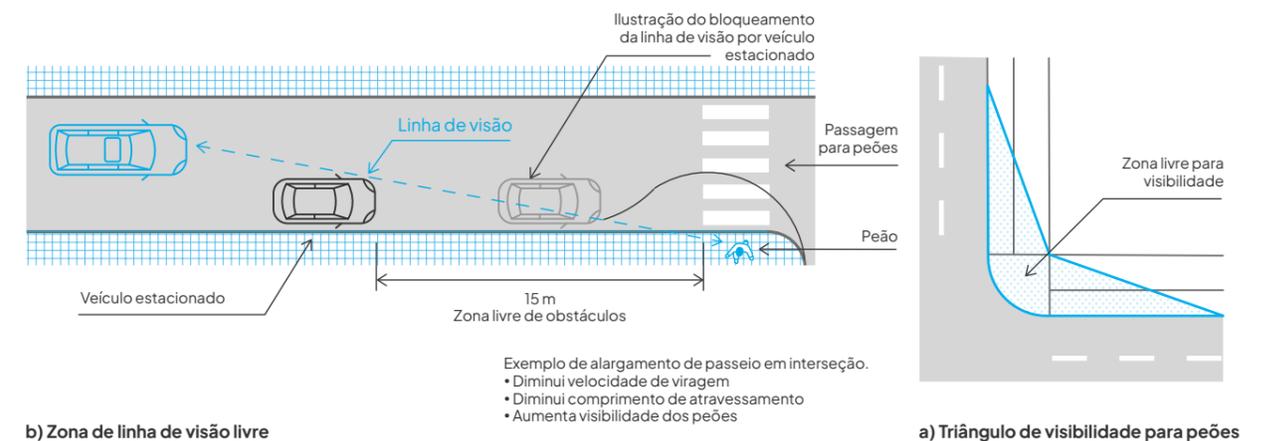
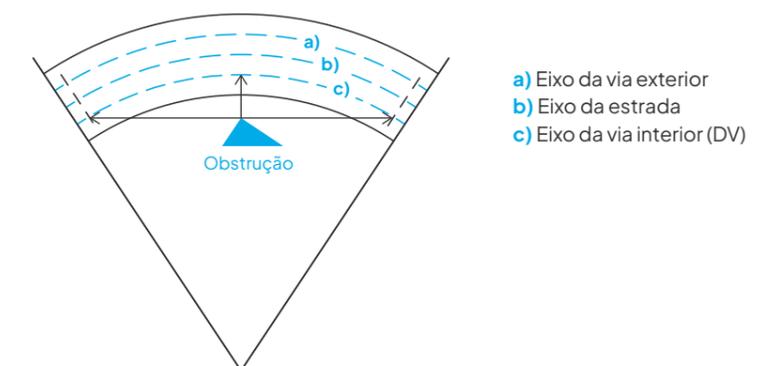


Figura 4.12 Condições de visibilidade nas curvas em função da velocidade não impedida (VT) (adaptado de JAE, 1994).



#### 4.4.5.1 Obstáculos localizados na área adjacente à faixa de rodagem

Quando se verificarem restrições de visibilidade devido à existência de uma obstrução lateral o raio mínimo da curva circular deve ser determinado tendo em conta também a distância de visibilidade de paragem. As obstruções laterais incluem, designadamente, objetos como pilares de estruturas, edifícios, taludes de escavação, paredes de túneis, sistemas de retenção, barreiras acústicas e acrotérios de obras de arte. Admite-se que a linha de visibilidade interseste a obstrução a meio da mesma e a 0,60 m de altura.

A distância de visibilidade é medida entre o eixo da via interior e a obstrução.

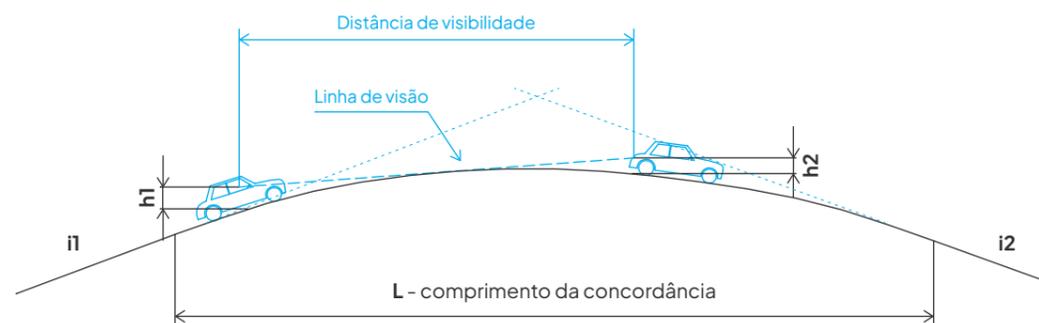
Numa curva circular, a distância mínima ( $H_c$ , em metros) de afastamento entre a obstrução e a linha de trajetória pode ser calculada pela equação:

$$H_c = DV^2 / 8 / R \quad (4-11)$$

em que DV é a distância de visibilidade que se pretende verificar e R é o raio de curvatura do eixo da via interior, ambos em metros. A equação é válida para valores de DV inferiores ao desenvolvimento da curva circular.

Na Figura 4.12 apresenta-se graficamente a forma de verificar a inexistência de obstáculos laterais à visibilidade.

Figura 4.13 Visibilidade em concordâncias convexas com extensão superior à DV (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)



#### 4.4.5.2 Obstrução da distância de visibilidade devida a curvas de concordância convexas

No cálculo de distâncias de visibilidade em concordâncias convexas importa distinguir os casos em que a extensão da concordância é superior à distância de visibilidade que se pretende verificar daqueles em que tal não se verifica. Na maior parte das verificações da DVP constata-se que esta é inferior à extensão da concordância (Figura 4.13).

Os raios mínimos das concordâncias ( $R_v$ ) são calculados, em função da DVP e das alturas de observação e de obstáculo padrão, através da equação seguinte:

$$R_v = \frac{DVP^2}{2(\sqrt{h1} + \sqrt{h2})^2} \quad (4-12)$$

Em que:

- DVP** - distância de visibilidade de paragem (m);
- h1** - altura ocular (1,05 m);
- h2** - altura do objeto (0,60 m ou 0,15 m, consoante o caso).

No Quadro 4.9 indicam-se, depois de arredondados, os valores mínimos dos raios das concordâncias convexas para ambas as alturas de obstáculos referidas.

#### 4.4.5.3 Obstrução da distância de visibilidade devida a obstáculos sobre a faixa de rodagem, em curvas de concordância côncavas

As concordâncias côncavas não colocam restrições à DVP, para as condições habitualmente encontradas nas estradas interurbanas. O raio de curvatura mínimo destas concordâncias não é, por isso, condicionado por esse parâmetro, sendo, em regra determinado com base em considerações relativamente à distância potencialmente iluminada pelos faróis dos veículos, em condições de condução noturna.

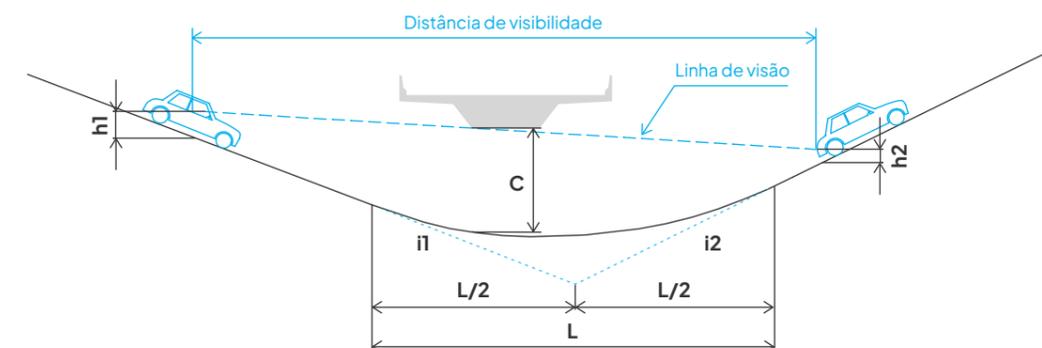
Objetos situados sobre a faixa de rodagem podem obstruir a linha de visibilidade, o que pode condicionar a distância de visibilidade (Figura 4.14). Tais objetos incluem, designadamente, o tabuleiro de passagens superiores, os sinais colocados por cima da faixa de rodagem e a copa de árvores.

No cálculo de distâncias de visibilidade em concordâncias côncavas importa distinguir os casos em que a extensão da concordância é superior à distância de visibilidade que se pretende verificar daqueles em que tal não se verifica. São variadas as combinações de altura de obstáculo e de alvo a visualizar, o que impede a tipificação genérica das situações possíveis, pelo que as mesmas terão de ser analisadas individualmente.

Quadro 4.9 Raio mínimo das concordâncias convexas (m) (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Altura do obstáculo (m)	Velocidade não impedida (km/h)						
	20	30	40	50	60	70	80
0,60	45	130	295	565	1335	2215	3455
0,15	75	210	475	920	2170	3595	5610

Figura 4.14 Visibilidade em concordâncias côncavas (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)



# 05.

## Parâmetros geométricos

### 5.1 Considerações gerais

Um trecho de uma rodovia apresenta uma configuração geométrica tridimensional. Todavia, como é sabido, para efeitos do seu estudo e representação gráfica, nomeadamente ao nível da conceção e do projeto, recorre-se a uma decomposição dos seus elementos geométricos, através de cortes e projeções, segundo três planos ortogonais, dando origem a outras tantas componentes bidimensionais do traçado: Planta, Perfil Longitudinal e Perfis Transversais.

A definição de limiares para valores de parâmetros geométricos a atender no âmbito do traçado (raios mínimos, inclinações máximas ou mínimas, etc.) é, em geral, associada a elementos que compõem cada uma das referidas representações bidimensionais (curvas em planta, curvas verticais, trainéis, bermas, etc.). O próprio desenho geométrico é geralmente, numa primeira abordagem, estudado e traduzido separadamente ao nível de cada uma destas mesmas componentes da representação do traçado da estrada.

O estudo do traçado em planta (ou “horizontal”) incide em geral na “Directriz” que consiste, de acordo com a Especificação LNEC E 283 (1973), na “representação em planta do eixo da plataforma da via”, ou, de acordo com terminologia mais recente que consta da versão revista da Norma de Traçado JAE P3/94 (JAE, 1994, Engiviva, 2010), no “lugar geométrico da projeção, sobre o plano horizontal, dos pontos que, em cada secção transversal, coincidem com o seu eixo”. O “eixo da secção transversal” situa-se, no caso das estradas de faixa de rodagem única, na interseção de cada secção com a linha separadora dos sentidos de circulação (coincidente com o centro da faixa de rodagem nas estradas com duas vias), ou no centro do separador em estradas com dupla faixa de rodagem; sendo que no caso de separadores cuja largura não é constante consideram-se em geral dois eixos, correspondentes ao limite esquerdo de cada uma das faixas de rodagem, respetivamente. De acordo com a mesma terminologia reservase o termo “eixo da estrada” para designar a “superfície regradada cuja geratriz, vertical, coincide sucessivamente com o eixo dos perfis transversais”.

O “Perfil longitudinal” consiste na “representação planificada da superfície de geratriz vertical cujo traço no plano horizontal é a diretriz” (LNEC, 1973). O estudo “altimétrico” do traçado efetua-se com referência à “rasante” que faz parte integrante do referido perfil longitudinal, como “representação do eixo da plataforma da via” (LNEC, 1973), juntamente com o perfil longitudinal do terreno que lhe corresponde, o que fornece desde logo uma indicação sobre a localização de zonas de escavação e aterro e respetiva dimensão.

É, porém, com recurso ao “Perfil transversal” (“representação, num plano vertical normal à diretriz, das interseções deste plano com as superfícies da plataforma da estrada e do terreno natural”) que se torna possível abranger toda a área transversal de terraplenagem, e, a partir de sucessivos perfis, proceder ao cálculo dos volumes de terraplenagens.

Importa, no entanto, ter sempre presente a realidade tridimensional que é objeto do traçado, visto que é esta que determina as condições físicas que suportam o movimento dos veículos, e que, portanto, influem nas decisões dos condutores, como, por exemplo, na escolha das velocidades praticadas. Ao nível do projeto dispõe-se atualmente de capacidades computacionais, designadamente gráficas, que permitem a representação de perspetivas a partir de qualquer ponto, facilitando a verificação da adequação e da correta combinação das diferentes componentes e elementos de traçado selecionados. Em 5.5 fornecem-se algumas indicações de boa prática para este efeito, que, no caso das rodovias em área urbana, habitualmente não dispensam também a consideração da influência da envolvente física e a interação com o desenho urbano.

Cabe ainda mencionar que a abordagem referente a elementos do traçado específicos de determinada componente da sua representação (p. ex. alinhamentos curvos em planta) não é possível sem a consideração de elementos que pertencem a outras das componentes (p. ex. sobrelevações em perfil transversal). Também a consideração de certos fenómenos sobre os quais influi o traçado (p. ex. a hidroplanagem) requer uma análise conjugada de elementos geométricos em diferentes planos, o mesmo se passando em termos das características geométricas que influem na estimativa de velocidades não impedidas em curvas (ver 5.3.1). Daqui decorre que, no âmbito do presente capítulo do Documento Base que trata da definição geométrica do traçado, aplicável a diversos tipos de rodovias, se privilegie a apresentação de alguns dos referidos elementos sem atender propriamente à sua inclusão num ou outro modo de representação; veja-se, por exemplo, o que consta de 5.3, referente a “alinhamentos curvos”.

Finalmente, é de salientar que nas áreas urbanas o espaço destinado à circulação do tráfego nem sempre se caracteriza pela forte unidimensionalidade habitualmente associada às estradas e ruas, situação em que é necessária uma adaptação sensata dos métodos da modelação tradicional.

## 5.2 Alinhamentos retos

Como elemento geométrico do traçado em planta de alinhamentos retos há a considerar o comprimento da respetiva diretriz. Existirão limitações máximas ou mínimas ao valor deste comprimento, em função do tipo de estrada em causa, que se prendem com aspetos de segurança, quer decorrentes de eventual monotonia do traçado que pode induzir menor atenção na tarefa de condução e sonolência nos condutores, quer resultantes da dificuldade de avaliação rigorosa das condições de circulação para efeitos de decisão de ultrapassagem em estradas de faixa de rodagem única, quer, ainda, associados especialmente à relação entre o alinhamento reto e os alinhamentos curvos imediatamente contíguos, em termos das respetivas velocidades não impedidas, função dos raios dessas mesmas curvas; matéria que é particularmente relevante para a garantia de homogeneidade do traçado, pelo que se remete para o respetivo capítulo (ver 5.7).

Para efeitos da avaliação da homogeneidade do traçado, aspeto importante nas rodovias de Nível I, a velocidade a considerar no alinhamento reto será a “velocidade desejada”, ou seja, a velocidade não impedida nesse trecho reto, conforme definida em 4.1.2. Salienta-se que, também de acordo com o expresso no mesmo capítulo, deverá procurar-se que, nesse nível hierárquico da rede, a velocidade base adotada no projeto da estrada corresponda simultaneamente à velocidade desejada e à velocidade alvo definida em 4.1.2, o que nem sempre é possível unicamente através de elementos de traçado.

Os elementos retos extensos e conferindo linhas de visão desimpedida longas, propiciam a escolha de velocidades elevadas, o que é indesejável nas rodovias de Nível II e inferior, onde, como se referiu em 2.1 e 4.1.2, a velocidade de circulação deve ser baixa. Nas rodovias destes níveis hierárquicos, os elementos retos devem ter comprimento limitado e ser dotados de outros elementos que encorajem a escolha de velocidades de circulação baixa.

Por exemplo, no Reino Unido, a experiência de programas de moderação de tráfego demonstrou que são necessários dispositivos de controlo da velocidade espaçados não mais de 70 m para garantir que o sistema tenha um efeito natural de moderação do tráfego e que as velocidades escolhidas sejam iguais ou inferiores a 30 km/h (DETR, 1999). Os referidos dispositivos podem incluir alterações nas características físicas (por exemplo, chicanas e lombas), alterações na regra de cedência de passagem aplicável em interseções (por exemplo, rotundas), dimensões da rua (largura de via), condicionamento do fluxo visual (distância de visibilidade para a frente) e elementos psicológicos e perceptivos que se sabe afetarem a escolha das velocidades (como marcas M17 – raias oblíquas).

A definição de outros elementos geométricos presentes em trechos retos, como sejam larguras e inclinações transversais da faixa de rodagem e bermas, é remetida para 5.6 que incide sobre o perfil transversal onde são caracterizados estes elementos que são comuns a trechos retos e curvos.

## 5.3 Alinhamentos curvos

### 5.3.1 Estimativa da velocidade não impedida em curva

Não há resultados de medições realizadas em Portugal que permitam a estimativa, para rodovias urbanas, da velocidade não impedida correspondente à aplicação do conceito definido em 4.1.2.

### 5.3.2 Sobrelevação e aceleração transversal

Quando um corpo com determinada massa ( $M$ ), no caso vertente um veículo, se movimenta segundo uma trajetória curvilínea, fica sujeito a uma aceleração no sentido do eixo de rotação (aceleração centrípeta,  $a_{cp}$ ), dada (em  $m/s^2$ ) por:  $a_{cp} = v^2/R$ ; em que  $v$  é a velocidade do veículo (em  $m/s$ ) e  $R$  o raio de curvatura (em  $m$ ).

A referida aceleração pressupõe a existência de uma força centrípeta ( $F_{cp}$ ) que é exercida nesse corpo (veículo) por outro objeto (estrada), dada por  $F_{cp} = M \times a_{cp} = P/g \times a_{cp} = P \times v^2/g/R$ ; sendo  $P$  o peso do corpo e  $g$  a aceleração da gravidade ( $9,81 m/s^2$ ). Ao mesmo tempo, de acordo com a 3ª Lei de Newton, uma força igual e de sentido contrário ( $F$ ) – força de reação centrífuga – é exercida pelo corpo (veículo) sobre o objeto (estrada).

As formulações utilizadas tradicionalmente no âmbito do traçado geométrico das estradas para relacionar o raio das curvas em planta com a velocidade recorrem à noção de força de reação centrífuga atrás citada, e ao equilíbrio de forças que se estabelece com intervenção quer da força de atrito transversal mobilizável na interface pneu-pavimento quer da componente do peso do veículo, com o sentido do intradorso da curva, gerada pela introdução da sobrelevação.

A sobrelevação ( $Se$ ) consiste numa “*inclinação transversal, para o intradorso de uma curva, dada à superfície do pavimento de uma estrada*” (MOP, 1962). O seu valor (tangente do ângulo entre a linha dessa superfície e a linha horizontal, em perfil transversal) é expresso normalmente em percentagem (%).

O coeficiente de atrito transversal ( $f_t$ ) constitui o parâmetro utilizado para representar a necessidade de mobilização de atrito transversal por um determinado veículo, correspondendo ao quociente entre a força de atrito gerada na interface dos pneus com a superfície do pavimento ( $F_{at}$ ) e a componente do peso do veículo perpendicular a essa superfície (ver 3.5.1).

Na Figura 5.1 estão representadas as principais forças em jogo no sistema em consideração.

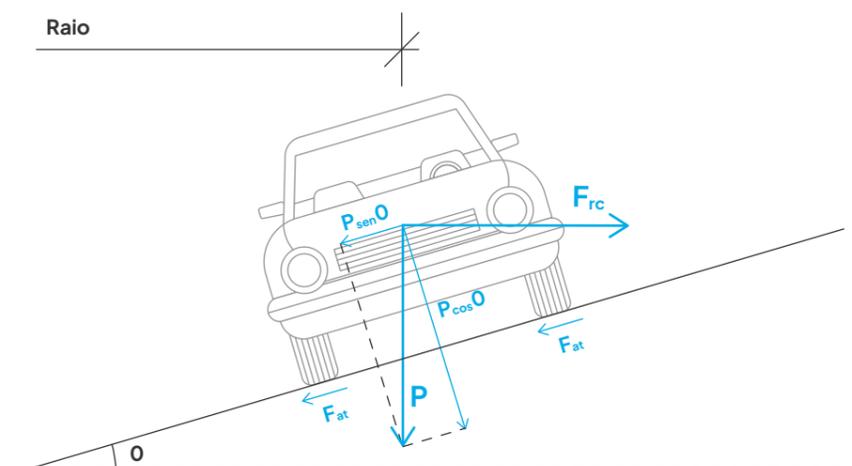
De acordo com as leis da Mecânica aplicáveis, deduzem-se as seguintes equações no caso do movimento de um veículo em curva:

$$\frac{0.01 \times Se + f_t}{1 - 0.01 \times Se \times f_t} = \frac{v^2}{g R} \quad (5-1)$$

ou, no caso da velocidade ( $V$ ) em  $km/h$ :

$$\frac{0.01 \times Se + f_t}{1 - 0.01 \times Se \times f_t} = \frac{V^2}{127 R} \quad (5-2)$$

Figura 5.1 Forças que concorrem para o equilíbrio de um veículo em secção transversal sobrelevada (adaptado de Donnell et al., 2009)



Atendendo a que o valor de força centrífuga varia com o quadrado da velocidade e inversamente com o raio da curva (ver equação da força centrípeta, acima), para trechos onde se aplicam velocidades base baixas ou raios muito elevados (ver Quadro 5.4), é possível dispensar a introdução da sobrelevação, pois o seu contributo para o equilíbrio das viaturas será diminuto, e, assim, evitam-se inconvenientes relacionados com a introdução de sobrelevação, designadamente transições da inclinação transversal.

Em 3.5.1 é feita referência à força de atrito que se desenvolve entre duas superfícies, a do pavimento da estrada e a dos pneus do veículo, na perspetiva das características que devem exibir os pavimentos de diferentes tipos de rodovias em termos de aderência, traduzidos em valores de coeficiente de atrito medidos por determinado equipamento em condições de ensaio normalizadas. Porém, no projeto do traçado, em particular no que se refere aos raios de curvatura, é usual definir-se uma gama de valores máximos admissíveis para o coeficiente de atrito transversal ( $f_{t,max}$ ), em função da velocidade base adotada. Por valor máximo pode entender-se aquele a partir do qual se inicia o deslizamento, mas que deve ser minorado com uma margem de segurança para prever condições especialmente desfavoráveis que se possam apresentar na superfície do pavimento (neve ou gelo, óleo, mau estado dos pneus, etc.). Por exemplo, as normas da AASHTO (2004), referem valores máximos para esse coeficiente que vão de 0,5 (para  $V = 30$  km/h) até 0,35 (para  $V = 100$  km/h), em condições de pneus novos e pavimento em betão de cimento seco. Nas normas australianas, por seu lado, são referidos estudos em que se verificaram fenómenos de instabilidade dinâmica em veículos pesados altos para acelerações transversais (não compensadas pela sobrelevação) de 0,35g.

Quanto à atribuição do valor máximo admissível para a sobrelevação ( $Se$ ), há a considerar diversos fatores influentes:

- probabilidade de neve ou gelo sobre o pavimento;
- características do terreno atravessado, designadamente o tipo de área – urbana ou rural – o que determina variabilidade nos inerentes custos de construção;
- características do tráfego, em especial no que se refere ao volume de veículos circulando a velocidades muito baixas;
- exigências construtivas e de conservação da estrada.

A consideração simultânea destes fatores leva a concluir não ser possível estabelecer uma sobrelevação máxima única e universalmente aplicável. No entanto, é desejável que, dentro de determinadas condições homogêneas, se aplique sempre a mesma sobrelevação máxima, tendo em vista a utilização de princípios de traçado homogêneos e coerentes, um dos requisitos fundamentais de uma “estrada autoexplicativa” (ver 2.1).

Na generalidade dos documentos normativos o referido valor máximo situa-se em redor dos 8%, podendo apresentar valores superiores (até 12%), no caso em que a probabilidade de gelo no pavimento é nula, e valores inferiores (até 4%) no caso de estradas em que predomina o tráfego lento.

De acordo com as normas da AASHTO (2004), valores de sobrelevação superiores a 12% não são aceitáveis, devido aos efeitos combinados dos processos construtivos, das dificuldades de operação e manutenção e da condução dos veículos a baixas velocidades.

### 5.3.3 Raios de curvas circulares e respetiva sobrelevação

Das equações que são apresentadas em 5.3.2, deduz-se, com a simplificação decorrente do valor negligenciável do produto do baixo valor do ângulo de inclinação transversal da estrada (sobrelevação) pelo valor do coeficiente de atrito transversal, a conhecida expressão:

$$R = \frac{V^2}{127(f_t + 0.01 Se)} \quad (5-3)$$

Donde se verifica que, fisicamente, o raio mínimo admissível de uma curva, em função da velocidade base, é obtido para a conjugação dos valores máximos atribuíveis a  $f_t$  e  $Se$  (ver 5.3.2).

Ao contrário do que se passa, por exemplo, no transporte sobre carris, uma rodovia confere aos condutores considerável liberdade de escolha da trajetória adotada em cada momento, donde resulta que, ao longo das curvas, as trajetórias dos veículos não estejam alinhadas geometricamente com a linha definida pelos eixos dos perfis transversais.

Com efeito, a observação do comportamento de condução em curva tem permitido verificar que em curvas de pequeno raio os condutores tendem a utilizar toda a largura de via disponível, e por vezes parte da berma pavimentada no intradorso (ver referência Cardoso, 2008b), do que resultam trajetórias com raio mínimo superior ao raio geométrico da curva; este comportamento é mais evidente em curvas com sobre-largura. Nas curvas de grande raio não se tem observado aquela capacidade para minorar a aceleração centrípeta, já que, percentualmente, o fator de majoração do raio é muito diminuto; nestas curvas, em contrapartida, verifica-se que os condutores são obrigados a correções de trajetória que originam raios de curvatura inferiores ao raio geométrico da curva.

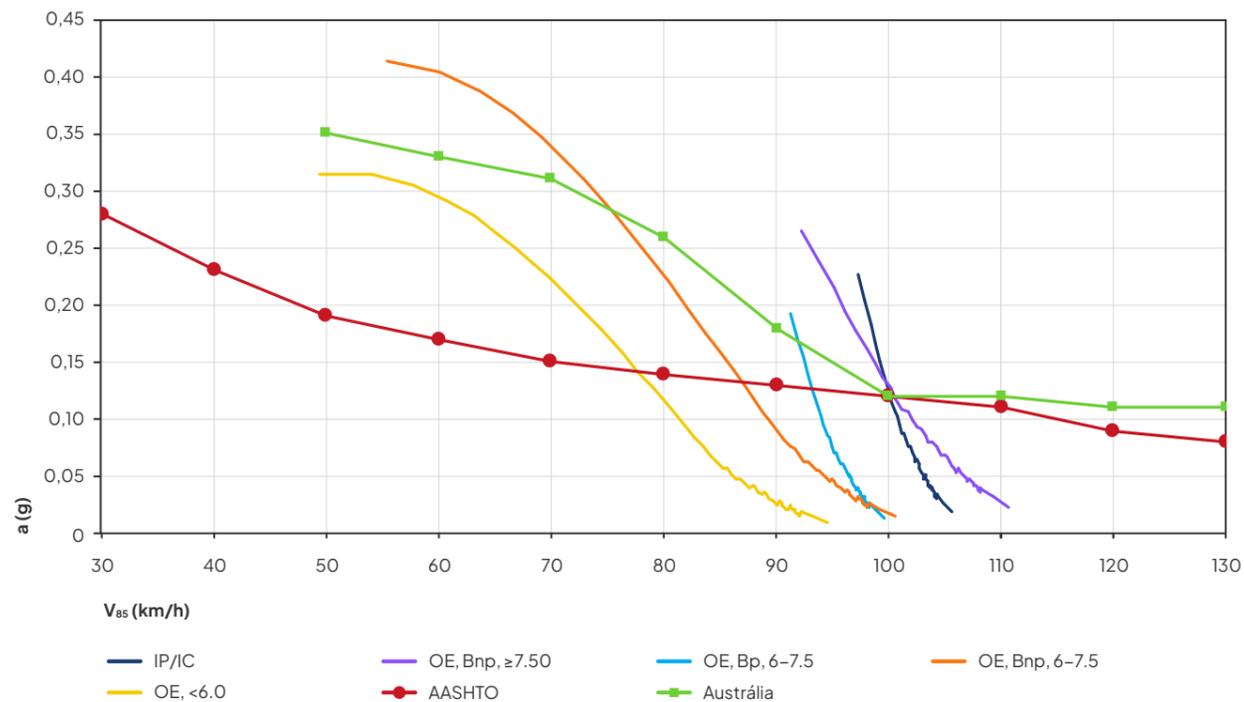
Devido às referidas diferenças de trajetória a aplicação da equação (5-3) não permite representar adequadamente o comportamento de condução em curva, não devendo, portanto, ser utilizada para determinar diretamente a aceleração transversal a que os condutores estão sujeitos. Os condutores aprendem a avaliar a velocidade apropriada para as curvas que vão encontrando ao longo da sua atividade de condução, podendo essa avaliação ser quantificada através da medição de variáveis que caracterizam o comportamento do tráfego. Com base nos resultados de medições de velocidades, podem ser inferidos, por aplicação da equação (5-3), os valores de acelerações centrípetas médias correspondentes a cada conjunto de valores das variáveis geométricas específicas de cada curva, o que permite obter, por via indireta, a referida aceleração transversal.

Estudos realizados na segunda metade da década de 1990 no LNEC (Cardoso, 1996 e Cardoso, 2010b), mediante a observação do comportamento dos condutores nas estradas portuguesas de faixa de rodagem única, permitiram estabelecer uma relação entre a velocidade não impedida e diversas características das curvas em planta, tais como os respetivos raio de curvatura e comprimento. Foi igualmente quantificado o nível de aceitabilidade dos condutores nas estradas portuguesas relativamente às acelerações centrípetas, quando em circulação normal em curva.

Na Figura 5.2 apresentam-se os valores de aceleração centrípeta (expurgada do contributo da sobrelevação), correspondentes às velocidades não impedidas, para condições padrão habituais em diversos tipos de estrada da Rede Rodoviária Nacional (RRN) – ver Cardoso, 2010b. Na figura “IP/IC” refere-se a IP e IC (vias expresso, ou seja com condicionamento de acessos e sem cruzamentos de nível); “OE, Bnp, ≥ 7,50” corresponde a estradas nacionais de faixa de rodagem única com largura superior a 7,50 m e bermas não pavimentadas; “OE, Bp, 6–7,50” a estradas nacionais de faixa de rodagem única com largura não inferior a 6,0 m e não superior a 7,50 m e bermas pavimentadas; “OE, Bnp, 6–7,50” a estradas nacionais de faixa de rodagem única com largura não inferior a 6,0 m e não superior a 7,50 m e bermas pavimentadas e “OE < 6,0” a estradas nacionais de faixa de rodagem única com largura inferior a 6,0 m.

Existem limites físicos (dependentes das características superficiais dos pavimentos e das condições de estabilidade externa das viaturas) e psicofisiológicos (determinados pela tolerância dos condutores e passageiros de viaturas) aos valores máximos das acelerações centrípetas suscetíveis de serem aceites numa rodovia normal. Por exemplo, veículos altos podem tornar-se instáveis sob acelerações transversais de 0,35g, o mesmo acontecendo aos veículos ligeiros correntes para acelerações transversais de 0,60g; para valores de 0,40g os objetos não imobilizados mediante dispositivos próprios podem começar a deslizar no habitáculo; e muitos ocupantes de veículos consideram valores de 0,30g como indesejáveis, embora não alarmantes.

Figura 5.2 Acelerações centrípetas medidas em curvas em planta de estradas portuguesas. Comparação com limiares das normas americanas e australianas (Cardoso, 1998)



Crítérios de conforto justificam o estabelecimento de valores mais baixos para a aderência transversal mobilizada a elevadas velocidades, do que aquela que se admite mobilizada a baixas velocidades. Em Portugal, a Norma de Traçado em vigor aquando da elaboração do presente documento, preconiza para o caso de raios mínimos “normais” valores entre 0,04 e 0,08 para  $f_t$ ; já no caso dos raios mínimos “absolutos”, o valor de  $f_t$  varia desde 0,16, para  $V_B = 40$  km/h, até ao mínimo de 0,07 para  $V_B = 140$  km/h. Trata-se de valores consideravelmente inferiores àqueles que foram efetivamente medidos nas estradas de faixa de rodagem única de Portugal.

Tendo em conta a aplicação das recomendações da AASHTO (2004) a rodovias interurbanas e urbanas, de baixa ou elevada velocidade, justifica-se que os valores aí considerados sejam limitados superiormente a valores relativamente baixos, quan-

do comparados com os medidos em Portugal. No Quadro 5.1 apresentam-se os valores considerados no documento do CROW (1998), de aplicação exclusivamente em áreas urbanas.

Tendo em conta as considerações acima efetuadas, no Quadro 5.2 apresentam-se os valores de aceleração transversal máxima a considerar no traçado de curvas horizontais em secção corrente em função da velocidade base, para estradas de faixa de rodagem única e para rodovias de dupla faixa de rodagem. Para estradas de dupla faixa de rodagem mantiveram-se as acelerações transversais consideradas na anterior norma de traçado, o que corresponde a definir elevados níveis de conforto e segurança para este tipo de rodovias; os elevados raios de curvatura assim definidos facilitam a categorização destas rodovias pelos condutores, o que é coerente com o conceito de estradas autoexplicativas.

Quadro 5.1 Relação entre a velocidade, o raio e a aceleração transversal numa curva horizontal (adaptado de Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Velocidade (km/h)	20	30	40	50	60	70
$f_t$	0,214	0,203	0,191	0,180	0,166	0,157
Raio mínimo (m)	15	35	66	109	177	246

Quadro 5.2 Aceleração transversal máxima em curva (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Velocidade base (km/h)	Aceleração transversal máxima (g)	
	Faixa de rodagem única	Dupla faixa de rodagem
50	0,25	-
60	0,24	-
70	0,21	-
80	0,19	-
90	0,16	0,13

**Quadro 5.3**  
Raio mínimo em curva horizontal de rodovias de Nível I (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Velocidade base (km/h)	Faixa única		Dupla faixa	
	Sobrelevação (%)	Raio (m)	Sobrelevação (%)	Raio (m)
50	7	60	-	-
60	7	90	-	-
70	7	140	-	-
80	7	195	-	-
90	7	275	7	320

**Quadro 5.4**  
Sobrelevação em curva de rodovias de Nível I (JAE, 1994)

Estradas de faixa única, com dois sentidos		Estradas com dupla faixa de rodagem	
Raio (m)	Sobrelevação (%)	Raio (m)	Sobrelevação (%)
<525	7,0	<1100	7,0
525 ≤ R < 600	6,5	1100 ≤ R < 1300	6,5
600 ≤ R < 700	6,0	1300 ≤ R < 1500	6,0
700 ≤ R < 850	5,5	1500 ≤ R < 1750	5,5
850 ≤ R < 1000	5,0	1750 ≤ R < 2000	5,0
1000 ≤ R < 1200	4,5	2000 ≤ R < 2250	4,5
1200 ≤ R < 1400	4,0	2250 ≤ R < 2600	4,0
1400 ≤ R < 1600	3,5	2600 ≤ R < 3000	3,5
1600 ≤ R < 1900	3,0	3000 ≤ R < 3500	3,0
1900 ≤ R < 2500	2,5	3500 ≤ R < 5000	2,5
>2500	*	>5000	*

\* Sobrelevação desnecessária

No Quadro 5.3 apresentam-se os valores de sobrelevação máxima bem como os correspondentes raios de curvatura mínimos, para estradas de faixa de rodagem única e de dupla faixa de rodagem, admitindo os valores de aceleração transversal que constam do Quadro 5.2 e a adoção da sobrelevação máxima correspondente ao respetivo raio de curva horizontal.

Esta é uma situação limite em que se assume que estão a ser mobilizados valores extremos admissíveis, se bem que, como foi referido, comportando ainda margens de segurança e conforto.

**Quadro 5.5**  
Raio mínimo de curva horizontal em função da velocidade base e da inclinação transversal, para rodovias de Nível II e III

Velocidade base (km/h)	Inclinação transversal (%)		
	-2.5	0	2.5
20	14	13	11
30	31	28	26
40	56	50	46
50	87	79	72

A adoção de raios superiores aos mínimos, para determinada velocidade base, o que na prática é uma situação corrente no âmbito do projeto do traçado, implica uma mobilização parcial quer do atrito, quer da sobrelevação, quer de ambos. A forma como tal se processa pode ser controlada ao nível do projeto, através da adoção de um método, de entre vários possíveis, que indica como se vai efetuar a variação conjugada daqueles dois fatores, em função da curvatura.

As normas da AASHTO (2004), referem cinco métodos para compensar a aceleração centrípeta nas curvas através da mobilização parcial do atrito, da sobrelevação, ou de ambos. No documento de apoio à revisão da norma de traçado elaborado pelo LNEC é apresentada uma comparação entre os referidos métodos e o método implicitamente aplicado na Norma de Traçado JAE P3/94 (JAE, 1994 e Macedo, Cardoso e Roque, 2011). No Quadro 5.4 apresentam-se os valores recomendados na referida norma.

Da análise elaborada é possível constatar que o método utilizado para a definição de valores de sobrelevação em curva na Norma de Traçado JAE P3/94 (JAE, 1994) corresponde ao Método 5 das normas da AASHTO (2004), preconizando-se a sua utilização sempre que não seja explicitamente justificada a adoção de outro método em função da especificidade de determinado traçado (ver informação adicional em Macedo, Cardoso e Roque, 2011).

Como se referiu atrás, o emprego da sobrelevação coloca alguns problemas nas curvas à esquerda, quer de transição geométrica – uma vez que a linha exterior da faixa de rodagem tem cota variável, relativamente à do eixo – quer de drenagem transversal – uma vez que haverá secções com inclinação transversal nula. Nas rodovias de Nível II ou inferior, estes problemas afetam negativamente o conforto dos utentes vulneráveis. Acresce que a existência de sobrelevação propicia maiores velocidades, o que se considera desfavorável nessa rodovias. Assim, considera-se desejável que apenas nas rodovias de Nível I se aplique o método da Norma de Traçado (JAE, 1994) de determinação do valor da sobrelevação.

Nas rodovias dos restantes níveis hierárquicos não deve ser aplicada sobrelevação, mantendo-se a inclinação transversal própria dos alinhamentos retos. No quadro apresentam-se os valores dos raios mínimos, para as inclinações transversais correntes.

### 5.3.4 Curvas de transição

#### 5.3.4.1 Funções e tipos de curvas

As curvas de transição têm as seguintes funções:

- Assegurar a variação uniforme da aceleração centrífuga entre os alinhamentos retos e as curvas circulares.
- Permitir efetuar convenientemente a introdução e supressão da sobrelevação e da sobrelargura.
- Melhorar a comodidade ótica do traçado.

O seu dimensionamento deve observar a necessidade de atendimento das funções enunciadas e o critério do seu desenvolvimento ter o comprimento da distância percorrida em, pelo menos, 2 segundos à velocidade base.

Para efeitos de comodidade ótica, as curvas de transição devem ter um ângulo de deflexão mínimo de 3,5 graus. Por razões de segurança e comodidade a taxa de variação da aceleração centrípeta ao longo da curva de transição não deve exceder o valor máximo de  $0,5 \text{ ms}^{-3}$ .

De entre as possíveis curvas de transição constam radióides como a Lemniscata de Bernoulli, a parabólica cúbica e a clotóide. Em todos estes casos o desenvolvimento da curva de transição é inversamente proporcional ao parâmetro definidor da curvatura.

A parabólica cúbica realiza o disfarce da sobrelargura, que sendo aplicada totalmente para o intradorso, conduz a um deslocamento do eixo da estrada e, portanto, a uma curva de transição. Em Portugal até 1967 era corrente a utilização da parabólica cúbica como curva de transição (França, 1988).

Em Abril de 1967, a diretiva “Características Geométricas das Estradas Nacionais – Normas de Projecto” fixou a utilização da clotóide como curva de transição (França, 1988).

Preconiza-se a adoção da clotóide, devido, nomeadamente, a questões de comodidade e segurança, já que um veículo circulando ao longo deste tipo de curva de transição, desde o alinhamento reto até à curva circular, a velocidade constante, está sujeito a uma variação uniforme da aceleração centrípeta.

A clotóide tem a seguinte expressão:

$$A^2 = RL \quad (5-4)$$

Em que:

- A** - parâmetro da clotóide (m);
- R** - raio da curva circular (m);
- L** - extensão da clotóide (m).

Como o parâmetro A é uma constante o raio de curvatura é inversamente proporcional à abcissa curvilínea, medida a partir da origem da curva (ver Figura 5.3).

Apresentam-se seguidamente as relações simplificadas entre os principais parâmetros referidos na Figura 5.3:

$$\beta = 3\alpha \quad (5-5)$$

e

$$\beta = \frac{L}{2R} = \frac{L^2}{2A^2} = \frac{A^2}{2R^2} \quad (5-6)$$

sendo

$$X \approx L; Y \approx \frac{L^2}{6R}; \Delta R \approx \frac{L^2}{24R} \quad (5-7)$$

Em que:

- L** - desenvolvimento da curva de transição (m);
- R** - raio da curva circular (m);
- A** - parâmetro da clotóide de transição;
- $\beta$**  - ângulo da tangente em P com o eixo dos XX;
- $\Delta R$**  - ripagem da curva circular (m).

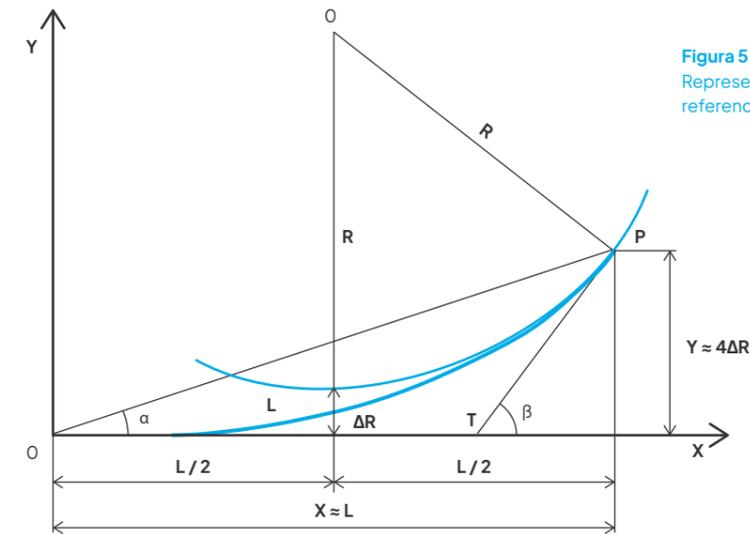


Figura 5.3  
Representação esquemática de uma clotóide no seu referencial próprio (Engivía, 2010)

O parâmetro da clotóide (A), a adotar em cada caso, deve ser tal que, ao longo do seu traçado, a curva de transição satisfaça às funções referidas em a), b), c) e d), daí decorrendo as condições a que deve satisfazer aquele parâmetro (ou o desenvolvimento L da curva de transição), tal como se apresenta na sequência:

#### • Condição a)

Para uma determinada velocidade (V, em km/h) e raio (R, em m) da curva circular, a taxa de variação da aceleração centrífuga (j, em  $\text{ms}^{-3}$ ) é função da extensão (L, em m) da transição.

Quanto menor for essa extensão maior é a taxa de variação da aceleração centrípeta.

Estas grandezas estão relacionadas pela expressão:

$$L = \frac{0.0214 V^3}{R j} \quad (5-8)$$

Limitando j ao valor máximo admissível já referido ( $j = 0,5 \text{ ms}^{-3}$ ), obtém-se:

$$A \geq 0.1463 \sqrt{\frac{V^3}{0.5}} \quad (5-9)$$

#### • Condição b)

A transição da sobrelevação é tratada em 5.3.4 Verifica-se que o comprimento desta transição (L) depende da extensão da curva de transição, da largura da faixa de rodagem e da inclinação longitudinal do bordo exterior da faixa de rodagem em relação ao eixo (obliquidade). Estes parâmetros estão relacionados pela expressão:

$$L = l \frac{Se}{2\Delta i} \quad (5-10)$$

Em que:

- l** - largura da faixa de rodagem (m);
- Se** - sobrelevação (%);
- $\Delta i$**  - obliquidade, i.e. inclinação longitudinal do bordo exterior da faixa de rodagem em relação ao eixo (%).

Para um determinado raio e velocidade base definem-se valores de Se e de  $\Delta i$  máximo (ver Quadro 5.7), calcula-se com estes valores a extensão mínima L da curva de transição, através da expressão anterior:

$$L = l \frac{Se}{2\Delta i_{\max}} \quad (5-11)$$

Em termos do parâmetro A, a correspondente expressão vem:

$$A \geq \sqrt{Rl \frac{Se}{2\Delta i_{\max}}} \quad (5-12)$$

• **Condição c)**

Impondo um ângulo mínimo de deflexão de 3,5 graus, a fim de se garantir uma boa percepção óptica do traçado nas zonas em curva, resultam as seguintes condições para o desenvolvimento e para o parâmetro da clotóide:

$$L \geq \frac{R}{9} \quad (5-13)$$

ou:

$$A \geq \frac{R}{3} \quad (5-14)$$

• **Condição d)**

Às condições anteriores acresce outra resultante de as curvas de transição com pequena extensão serem desagradáveis esteticamente. Impondo uma extensão tal que seja percorrida à *velocidade base* (VB) em pelo menos 2 segundos, para um determinado raio e para essa velocidade, o desenvolvimento da clotóide deve satisfazer à expressão:

$$L \geq \frac{VB}{1.8} \quad (5-15)$$

ou o parâmetro A à expressão:

$$A \geq \sqrt{R \frac{VB}{1.8}} \quad (5-16)$$

Com R expresso em metros e VB em km/h.

O desenvolvimento (i.e. o parâmetro) da clotóide a considerar é o correspondente ao valor mais elevado dos quatro determinados pelas expressões que traduzem as condições a), b), c) e d). Verifica-se o seguinte:

- para as curvas de pequeno raio, o critério da comodidade (condição a) é o que condiciona o valor de A;

- para valores normais do raio é o desenvolvimento da transição da sobrelevação (condição b) que prevalece; e para os grandes raios é a percepção óptica (condição c).

**Condições desejáveis**

A extensão das duas curvas de transição associadas a uma curva circular deve, sempre que possível, estar compreendida entre 1/2 e 2/3 do desenvolvimento total do alinhamento curvo.

No Quadro 5.6 indica-se o valor mínimo do parâmetro da clotóide (A) em função de VB.

Quando não for possível assegurar o desenvolvimento mínimo das curvas circulares, estas devem ser dadas a conhecer tão cedo quanto possível, como seja em alinhamentos retos extensos, sendo neste caso conveniente a escolha de um parâmetro de clotóide reduzido ( $A = R/3$ ). A transição é assim menos suave do ponto de vista óptico, induzindo sensação de maior perigo; os condutores alertados reduzem a velocidade. A aplicação da medida atrás referida não se substitui ao cumprimento dos procedimentos e métodos de avaliação da homogeneidade de traçado nas rodovias de Nível I.

Para atender a necessidades de drenagem superficial dos pavimentos, aspeto sobretudo relevante em estradas destinadas a tráfego de elevada velocidade, o parâmetro da clotóide deve ter em consideração a condição especificada na equação (5-22).

**Dispensabilidade**

As curvas de transição são dispensadas quando as curvas circulares não necessitam de sobrelevação. Nas rodovias de Nível II ou III não devem ser usadas curvas de transição.

Quadro 5.6 Parâmetro da clotóide das curvas em planta (adaptado de Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Parâmetro da Clotóide	Velocidade base (km/h)						
	40	50	60	70	80	90	100
A	52	73	96	121	150	183	233

5.3.4.2 Transição da sobrelevação

Um veículo que se desloca numa estrada onde há mudanças na sobrelevação é sujeito a um movimento de rolamento (rotação em torno do eixo longitudinal). A velocidade de rolamento é uma variável de projeto utilizada no cálculo do comprimento de transição da sobrelevação.

O comprimento de transição da sobrelevação depende da diferença de nível entre os bordos da faixa de rodagem e o seu eixo de rotação<sup>3</sup>, da velocidade de translação do veículo, e ainda da largura da faixa de rodagem. Qualquer movimento de rolamento súbito de um veículo pode tornar-se crítico do ponto de vista da segurança, por instabilização do seu equilíbrio externo, sendo por isso necessário limitar a velocidade desse rolamento, o que se consegue impondo restrições à variação da inclinação transversal da faixa de rodagem, as quais dependem da velocidade base. De acordo com Lamm et al. (1999) recomenda-se uma velocidade de rolamento entre 3°/s e 7°/s.

A obliquidade,  $\Delta i$ , pode ser determinada pela equação seguinte (Lamm, et al., 1999):

$$\Delta i = \frac{3.6 \times r \times d}{VB} \quad (5-17)$$

Em que:

- $\Delta i$  – obliquidade do comprimento de transição da sobrelevação (%)
- r – velocidade de rolamento (°/s)
- d – distância do bordo da faixa de rodagem ao eixo de rotação (m)
- VB – velocidade base, expressa em km/h

A equação (5-18) descreve a relação entre o comprimento de transição da sobrelevação, a velocidade base e o eixo de rotação da faixa de rodagem (Lamm, et al., 1999):

$$L = \frac{(e_e - e_b) \times VB \times 100}{3.6 \times r} \quad (5-18)$$

Em que:

- L – comprimento de transição da sobrelevação (m)
- $e_e$  – sobrelevação no final do comprimento de transição da sobrelevação (%)
- $e_b$  – sobrelevação no início do comprimento de transição da sobrelevação ( $e_b$  é negativo quando  $e_b$  é contrário a  $e_e$ )
- VB – velocidade base, expressa em km/h
- r – velocidade de rolamento (°/s)

É necessário limitar superiormente a inclinação longitudinal, de forma a evitar um aumento demasiado rápido da sobrelevação, que causaria incómodo à condução e um efeito óptico desagradável. Assim, com base na equação (5-17) é possível estabelecer os valores máximos para a obliquidade da transição da sobrelevação constantes do Quadro 5.7, onde d corresponde à variável homónima da equação (5-8).

O comprimento mínimo de transição da sobrelevação,  $L_{min}$ , pode ser calculado a partir da equação (5-19), extraída de (Lamm et al., 1999):

$$L_{min} = \frac{e_e - e_b}{\max \Delta i} d \quad (5-19)$$

Em que:

- $L_{min}$  – Comprimento mínimo de transição da sobrelevação (m)
- $e_e$  – sobrelevação no final do comprimento de transição da sobrelevação (%)
- $e_b$  – sobrelevação no início do comprimento de transição da sobrelevação ( $e_b$  é negativo quando  $e_b$  é contrário a  $e_e$ )
- $\max \Delta i$  – obliquidade máxima do comprimento de transição da sobrelevação (%)
- d – distância do bordo da faixa de rodagem ao eixo de rotação (m)

<sup>3</sup> Aspeto que é considerado recorrendo-se à obliquidade, ou seja, a inclinação longitudinal do bordo exterior da faixa de rodagem em relação ao eixo da estrada.

Para assegurar uma boa drenagem lateral da superfície do pavimento, é fundamental assegurar uma obliquidade mínima (min Δi), que pode ser dada pela seguinte expressão (JAE, 1994; Lamm et al., 1999):

$$\min \Delta i = 0.10d \leq \max \Delta i \quad (5-20)$$

Em que *d* é a distância do eixo de rotação ao bordo da faixa de rodagem.

Este aspeto é particularmente relevante em rodovias destinadas à circulação a velocidade elevada, para mitigar o risco de hidroplanagem.

Adicionalmente, a inclinação longitudinal da estrada deve ser coordenada com a obliquidade da transição da sobrelevação, através da equação (5-21) (Lamm et al., 1999).

$$G - \Delta i \geq 0.5\% \geq 0.2\% \text{ (em casos excecionais)} \quad (5-21)$$

Em que:

**G** – inclinação longitudinal da estrada (%)

**Δi** – obliquidade da transição da sobrelevação (%)

Desta forma garante-se que a obliquidade da sobrelevação nunca poderá ser menor do que a obliquidade mínima da estrada.

Sempre que exista curva de transição, a transição da sobrelevação deve ser efetuada ao longo desta (ver exemplo na Figura 5.4).

Consequentemente, o cálculo do parâmetro da clotóide, *A*, é dado pela expressão seguinte (Lamm, et al., 1999):

$$A = \sqrt{\frac{R \times (e_e - e_b) \times VB}{3.6 \times r}} \quad (5-22)$$

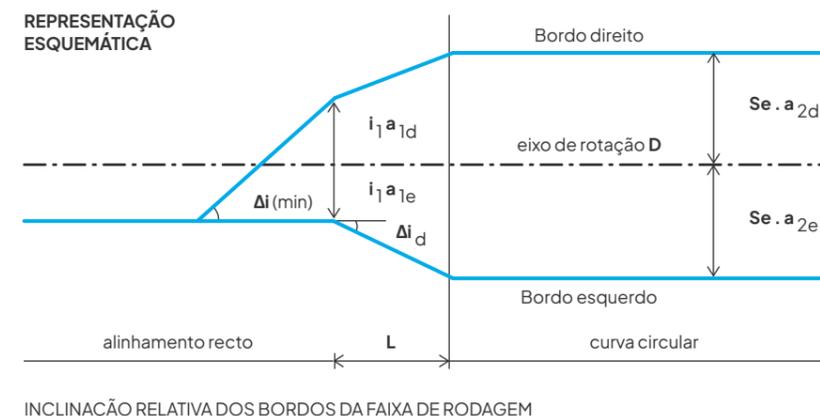
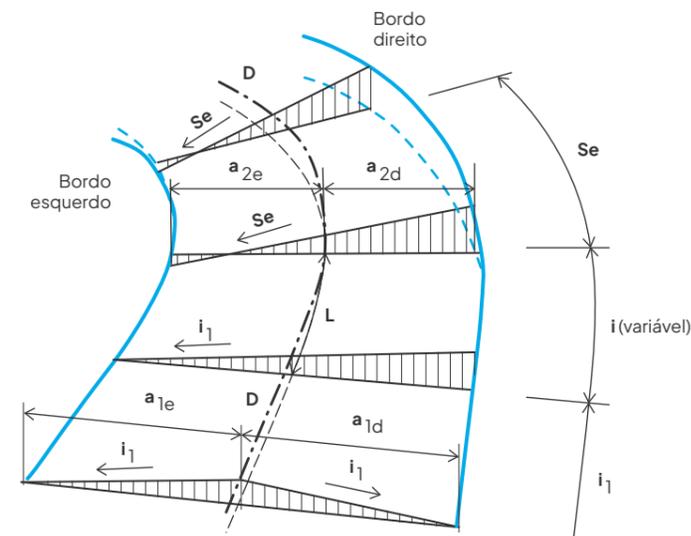
No Quadro 5.8 são apresentados os valores máximos de obliquidade em diversos países incluindo Portugal.

Da análise do Quadro 5.8 e da Figura 5.5 é possível constatar que os valores referidos neste documento para aplicação em Portugal se encontram dentro do intervalo de valores observado nos restantes países analisados.

Quadro 5.7 Obliquidade máxima (%) (adaptado de Lamm et al., 1999)

Velocidade base (km/h)	Distância do bordo da faixa de rodagem ao eixo de rotação (d)	
	d < 4,00	d ≥ 4,00
50	0,5	2,0
60	0,4	1,6
70	0,35	1,4
80	0,25	1,0
90	0,225	0,9
100	0,2	0,8

Figura 5.4 Transição da sobrelevação (rotação em torno do eixo) (JAE, 1994)



Quadro 5.8 Obliquidade máxima (%) em diversos países (adaptado Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

País	Velocidade base (km/h)					
	50	60	70	80	90	100
Austrália	0,9	0,6		0,5		0,4
Áustria	1,5	1	1	0,5	0,5	0,5
Alemanha	2	1,6	1,6	1	1	0,8
Grécia	2	1,6	1,6	1	1	0,9
Itália	2	2	2	2	2	1
Suíça	1	1	1	1	0,8	0,8
Canadá	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
EUA	0,66	0,6		0,5	0,47	0,43
Portugal	1	1	0,8	0,8	0,8	0,8

Figura 5.5 Obliquidade máxima (%) em função da velocidade base (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

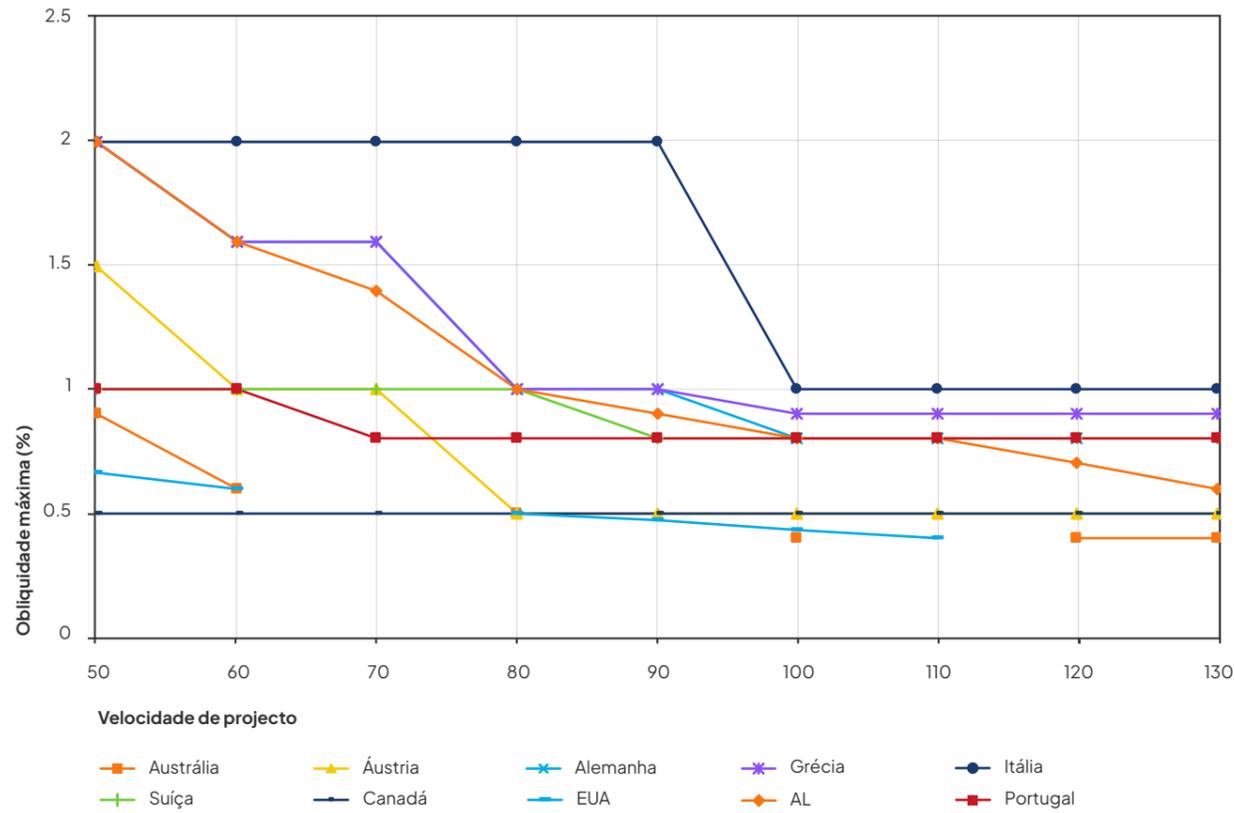
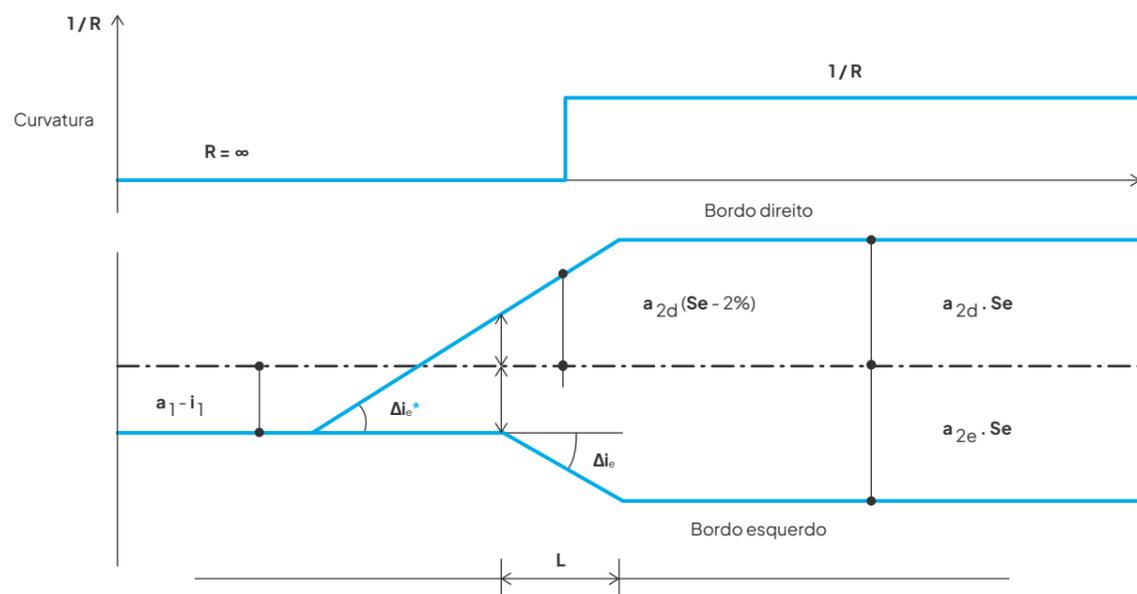
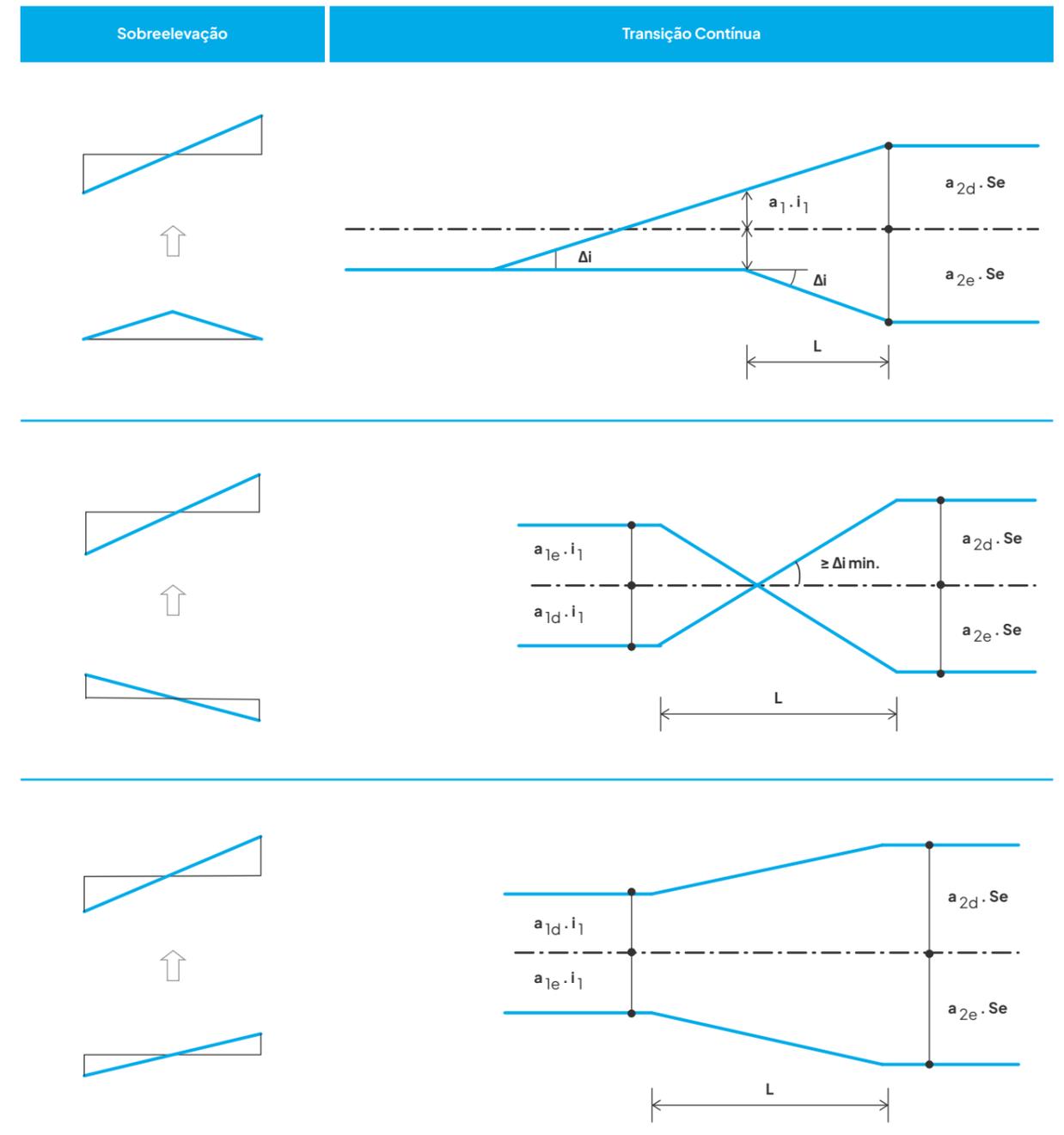


Figura 5.6 Transição da sobrelevação sem curva de transição (Engivia, 2010)



\*Normalmente =  $\Delta i$  máximo

Figura 5.7 Transição da sobrelevação com curva de transição (Engivia, 2010)



Na Figura 5.7 referem-se os principais casos de transição da sobrelevação. Quando não há curva de transição ou quando ela tem um desenvolvimento inferior ao mínimo necessário para a transição da sobrelevação, esta deve ser efetuada de

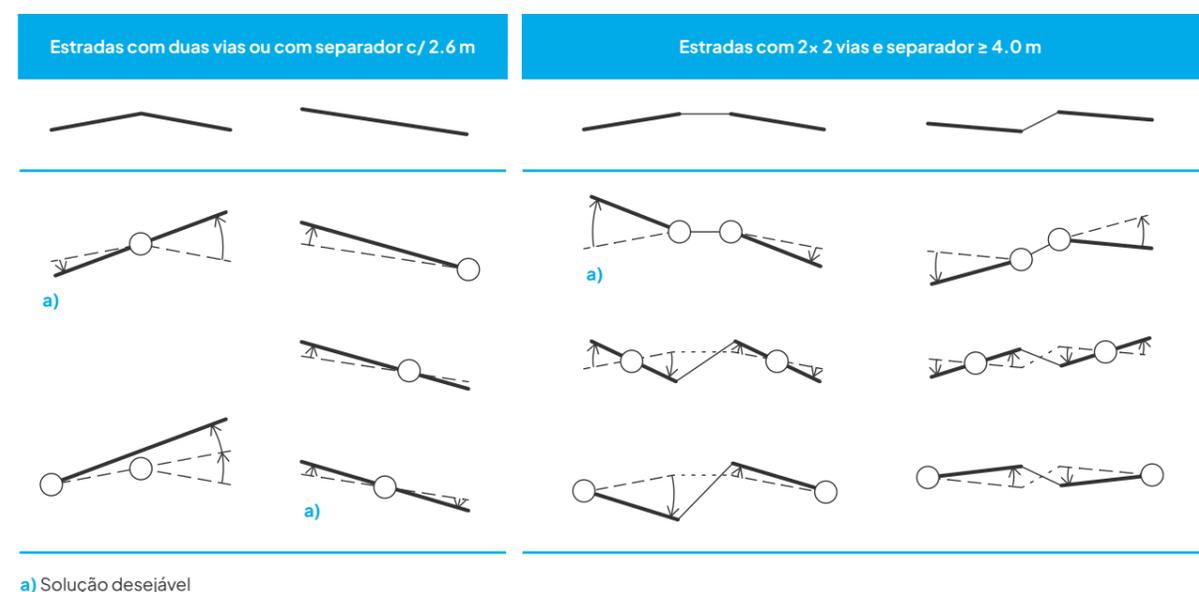
tal maneira que o valor da sobrelevação no início da curva circular, seja inferior em 2% ao valor da sobrelevação correspondente ao raio dessa curva – Figura 5.67.

A escolha do eixo de rotação depende da inclinação transversal em alinhamento reto, do valor da sobrelevação e das condições locais. A posição do eixo de rotação influencia o valor da obliquidade da transição da sobrelevação ( $\Delta i$ ). Esta escolha influencia também a inclinação transversal do separador nas estradas com dupla faixa de rodagem, e consequentemente a escolha do tipo de guardas de segurança.

Na Figura 5.8 referem-se as diferentes possibilidades de escolha do eixo de rotação em estradas de dupla faixa de rodagem e de faixa única. O método de rotação sobre a linha axial é normalmente o mais adotado. Por outro lado o método de rotação sobre o limite de intradorso da faixa de rodagem é preferível quando a condicionante que prevalece é a geometria dessa linha, como é o caso da drenagem longitudinal.

Não pode ser feita nenhuma recomendação geral relativamente à adoção do eixo de rotação, atendendo às inúmeras possibilidades de rotação da faixa de rodagem e face à multiplicidade de problemas específicos, tais como a drenagem, a eliminação de inclinações críticas, aspetos relacionados com os fatores humanos (uma visão desobstruída dos limites interior e exterior da curva garante adequados enquadramento óptico e legibilidade da curva) e a adaptação da estrada ao terreno (AASHTO, 2004).

Figura 5.8 Exemplos de eixos de rotação (JAE, 1994).



a) Solução desejável

### 5.3.5 Sobrelarguras

Os veículos ao descreverem uma curva ocupam uma maior largura de faixa de rodagem do que quando circulam numa reta. Este aumento da largura ocupada depende basicamente do raio da curva e do comprimento e distância entre eixos do veículo. Embora este aumento de largura seja desprezável para veículos ligeiros, é significativo para os veículos pesados, especialmente se articulados ou com reboques, pelo que deve ser considerado (JAE, 1994).

A sobrelargura total ( $SL$ , expressa em metros), para estradas com duas vias, pode ser calculada pela expressão empírica (JAE, 1994):

$$SL = \frac{80}{R} \quad (5-23)$$

em que o  $R$  é o raio da curva, em metros.

A sobrelargura é normalmente introduzida no intradorso da curva, sendo o seu desenvolvimento efetuado ao longo das curvas de transição.

Não é de considerar sobrelargura nas curvas com raio superior a 200 m (JAE, 1994).

Nas curvas de raio especialmente pequeno poderá ser necessário prever alargamentos da faixa de rodagem superiores aos valores de sobrelargura atrás mencionados, dependendo das tipologias de veículos permitidos e do volume de tráfego previsível para as tipologias com maior área de varredura (ver 3.4).

Os aspetos relacionados com a sobrelargura são especialmente importantes em interseções e nós de ligação, onde os raios de curvatura são, por vezes muito pequenos.

## 5.4 Perfil longitudinal

### 5.4.1 Generalidades

O traçado do perfil longitudinal consiste numa sucessão de segmentos com inclinação constante (trainéis<sup>4</sup>) ligados por curvas de concordância verticais. Estas, para além de suavizarem a passagem de um trainel para o outro, condicionando as acelerações verticais a que os veículos são submetidos, permitem, no caso das concordâncias convexas, garantir que a distância de visibilidade se mantém na passagem da zona onde se situam os vértices geométricos de junção dos trainéis. Devem evitar-se os pontos baixos em escavação, pelas dificuldades de drenagem que geram.

No projeto de rodovias urbanas, a definição das características do perfil longitudinal deve atender à topografia, nomeadamente contribuindo para um traçado bem integrado na paisagem. Em regra, nas áreas montanhosas os condutores estão dispostos a aceitar traçados cujos trainéis apresentem inclinações elevadas; no entanto, tal não é tão facilmente aceite pelos condutores de veículos ligeiros, em terreno ondulado ou plano. A classificação em termos genéricos do terreno prevalecente da área atravessada pelo traçado de uma rodovia (plano, ondulado, montanhoso) é aplicada a trechos suficientemente longos (comprimentos superiores a 5 km), pelo que esta classificação apenas é relevante para os arruamentos de Nível I.

A garantia de níveis de segurança adequados condiciona a definição de valores limites de elementos geométricos do traçado em perfil longitudinal. Assim, segundo Lamm et al. (1999), a trechos com trainéis com inclinações até 6% estão associados níveis de sinistralidade semelhantes aos de outros trechos menos inclinados, verificando-se aumentos substanciais para inclinações superiores a 6%. No recente *Highway Safety Manual* (AASHTO, 2010), à diminuição da inclinação de um trainel de 5% para 3% corresponde uma diminuição de 13% na sinistralidade, conforme o *crash modification factor* obtido por Wang et al. (2011).

<sup>4</sup> Acíves, também designados por subidas, e declives (descidas).

De acordo com Elvik et al. (2009), o nível de sinistralidade em aclives é inferior (em cerca de 7%) ao que se verifica em declives; além disso, a taxa de mortalidade em declives é cerca de 13% mais elevada do que a verificada em aclives, sendo esta, por sua vez, idêntica à observada em trainéis de nível. No Quadro 5.9 apresentam-se os valores de diminuição da frequência esperada de acidentes em resultado de alterações na inclinação dos trainéis, calculadas pelos autores, em resultado de meta-análise de vários estudos antes-depois, segundo a mesma fonte. Anota-se que em várias situações o intervalo de confiança inclui valores positivos ou nulos, o que corresponde à ausência de efeitos benéficos.

A existência de trainéis com forte inclinação longitudinal afeta as condições de operação do tráfego de forma diferenciada, conforme se trate de aclives ou de declives. Basicamente, os maiores riscos para a segurança rodoviária consistem na perda de capacidade de travagem e nas velocidades fortemente diferenciadas entre veículos pesados e veículos ligeiros ou motocicletas. Em qualquer dos casos, são necessários cuidados especiais, para que as alterações nas condições de circulação não prejudiquem significativamente o nível de segurança rodoviária dos respetivos trechos. O impacto da diferença de velocidades não impedidas entre veículos ligeiros e veículos pesados sobre as condições de operação do tráfego abrange, para além do nível de segurança, a capacidade e o nível de serviço da rodovia.

**Quadro 5.9**  
Variação na frequência de acidentes em resultado de alteração da inclinação dos trainéis (Elvik et al., 2009)

Intervenção	Variação (%)	Intervalo de confiança a 95%
De +7% para 5 a 7%	-20%	(-38%; 1%)
De 5 a 7% para 3 a 5%	-10%	(-20%; 0%)
De 3 a 5% para 2 a 3%	-10%	(-15%; -5%)
De 2 a 3% para 1 a 2%	-7%	(-12%; -1%)
De 1 a 2% para 1 a 0%	-2%	(-8%; +6%)

Em aclives com inclinação longitudinal acentuada, dependendo da velocidade no seu início e do valor da inclinação e respetivo comprimento, a velocidade de circulação dos veículos pesados pode ser consideravelmente diminuída, originando diferenças relativamente às velocidades praticadas pelos veículos ligeiros. Habitualmente, estes têm menores massas e estão dotados de relações peso-potência menores sendo, por isso, a respetiva velocidade de circulação menos influenciada pelas características do perfil longitudinal.

Em declives muito inclinados ou extensos, verifica-se uma diminuição significativa de energia potencial – por diminuição de cota – a que corresponde um aumento de velocidade dos veículos e para contrariar este efeito, a utilização, que pode ser prolongada, dos respetivos órgãos de travagem. Na Europa, os testes de homologação dos veículos pesados garantem que na descida de um declive de 6%, à velocidade constante de 30 km/h, ao fim de 6 km a perda de eficácia dos travões seja, no máximo, de 25% (Roumégoux, 2004). A perda de eficácia dos travões decorre do respetivo aquecimento, sabendo-se que a taxa de degradação da mesma aumenta consideravelmente a partir de temperaturas da ordem dos 300° C. A eficácia dos travões é recuperada com o seu arrefecimento, sendo este um processo demorado: correntemente registam-se valores de 30 minutos para recuperação da eficácia plena, a partir de uma perda de 40%, e valores de 10 minutos como tempo necessário para se passar de 60% para 80% de eficácia.

Para declives com inclinação longitudinal não superior a 3%, o aquecimento dos travões gerado por situações de condução normal pode ser dissipado naturalmente, pelo que não há alterações significativas nas condições de circulação. Nos casos de maiores inclinações longitudinais, a taxa de variação de energia potencial é superior àquela que pode ser dissipada mediante o arrefecimento normal dos travões. Há, assim, um limite para a capacidade de armazenamento de energia nos travões, importando prever disposições especiais para os trechos de estrada em que a taxa de variação da quantidade de energia potencial suplante o valor suscetível de ser dissipado por arrefecimento normal.

De acordo com observações do comportamento dos condutores de veículos pesados realizadas em França, pelo INRETS, se os declives forem curtos e tiverem inclinações longitudinais entre 3% e 5%, verifica-se um aumento da velocidade de circulação dos veículos pesados, sem diminuição da segurança, desde que o traçado em planta no final da descida não tenha curvas de pequeno raio. Se os declives tiverem inclinações longitudinais superiores a 5% ou se forem longos (com inclinações entre 3% e 5%), os condutores tendem a adotar velocidades baixas desde o seu início.

Neste contexto, uma indicação de que devem ser tomados cuidados especiais é dada quando os declives tenham valores de inclinação longitudinal (*i*) e de comprimento (*L*) tais que o seu produto seja superior a 130 m (declives perigosos):

$$i \times L > 130 \text{ m} \wedge i > 3\% \quad (5-24)$$

Na avaliação do critério acima referido deve ser considerada a totalidade da descida com inclinação longitudinal superior a 3%. Quando houver um trainel, curto, com inclinação menor que 3%, entre dois trainéis sucessivos com inclinação superior a 3%, o comprimento do trainel intermédio é adicionado ao valor de *L* na equação (5-24).

Os referidos cuidados especiais no traçado de declives perigosos consistem, designadamente, em evitar intercalar uma descida de inclinação média, com comprimento de algumas centenas de metros, entre dois declives íngremes; e não projetar a instalação de áreas de serviço, interseções ou nós de ligação, curvas em planta de pequeno raio, ou outros pontos singulares nas primeiras centenas de metros a jusante do término da descida (SETRA, 1997).

Nestes declives devem, igualmente, ser tomados os cuidados seguidamente descritos (SETRA, 1997):

- a) prever a colocação de sinalização especial, alertando para a inclinação e comprimento da descida, bem como para a existência e localização das escapatórias;
- b) adotar um traçado em planta ao longo do declive, constituído por retas curtas, ligadas por curvas em planta com raio cujo valor seja ligeiramente superior ao raio mínimo sem sobrelevação, verificando as distâncias de visibilidade para V85; e introduzir a inclinação longitudinal máxima logo no início da descida, evitando-se o seu aumento progressivo ao longo da mesma;
- c) adotar um traçado em planta para o trecho imediatamente a montante do início da descida que induza velocidades de circulação progressivamente menores;
- d) avaliar a necessidade de instalação de escapatórias para veículos pesados.

Em rodovias de Nível I com elevado volume de tráfego de veículos pesados ou com velocidades de circulação elevadas deve ser analisada a necessidade de disponibilização de uma via adicional para veículos lentos, que permita aos veículos pesados circular usando o motor como freio (ver capítulo 5.4.4).

Em áreas planas, o traçado de rasantes em aterro baixo facilita a execução e conservação dos pavimentos, bem como o escoamento superficial das águas pluviais.

### 5.4.2 Trainéis

A inclinação máxima dos trainéis depende da velocidade base da estrada, sendo os valores máximos desejáveis os indicados no Quadro 5.10.

**Quadro 5.10**  
Inclinação máxima desejável dos trainéis (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Velocidade base (km/h)	Inclinação máxima (%)
40	8
60	7
80	6

No caso de terrenos montanhosos, a adoção de inclinações longitudinais superiores aos valores desejáveis pode permitir reduções significativas nos custos de construção ou ambientais, apesar de resultarem custos de utilização – consumo, tempos de percurso e níveis de sinistralidade – mais elevados. Os trainéis com inclinações idênticas aos valores máximos referidos no Quadro 5.10 devem ter os respetivos comprimentos limitados ao valor máximo de 3 km.

Em estradas com muito baixo volume de tráfego e reduzida percentagem de veículos pesados, com velocidades de projetos não superiores a 50 km/h, podem ser adotadas inclinações superiores em 2% aos valores referidos no Quadro 5.10, desde que justificado por estudo económico e que os comprimentos envolvidos sejam inferiores a 150 m.

É desejável que os trainéis tenham uma inclinação longitudinal mínima de 0,5%. Este critério destina-se a assegurar uma drenagem satisfatória das águas superficiais. Poder-se-á dispensar o cumprimento deste requisito mínimo nos casos em que esteja assegurado, por dispositivos adequados, o escoamento superficial transversal e longitudinal da água, para fora da faixa de rodagem e da berma pavimentada.

Em rodovias urbanas, fruto dos limites de velocidade baixos (não superiores a 80 km/h) a que estão sujeitas, não colocam, habitualmente, problemas de hidroplanagem. Não obstante, nas zonas de transição da sobrelevação em curva, a inclinação do trainel deve ser superior à obliquidade, de modo a assegurar condições de drenagem superficial e mitigar o risco de hidroplanagem. Para o efeito:

$$i - \Delta i \geq 0.5\% \quad (5-25)$$

em que:

*i* – inclinação do trainel (%);

$\Delta i$  – obliquidade, inclinação longitudinal do bordo exterior da faixa de rodagem em relação ao eixo (%).

Na zona de influência das interseções a inclinação longitudinal do trainel da estrada principal deve estar limitada ao valor máximo de 4%. No já referido *Highway Safety Manual* (AASHTO, 2010), num ramo de entrada numa rotunda, ao aumento da inclinação do trainel de 2% para 4% corresponde um aumento de 18% na sinistralidade, e à diminuição de 2% para 0% corresponde uma diminuição de 18% na frequência de acidentes, conforme o *crash modification factor* obtido por Anjana e Anjaneyulu (2011).

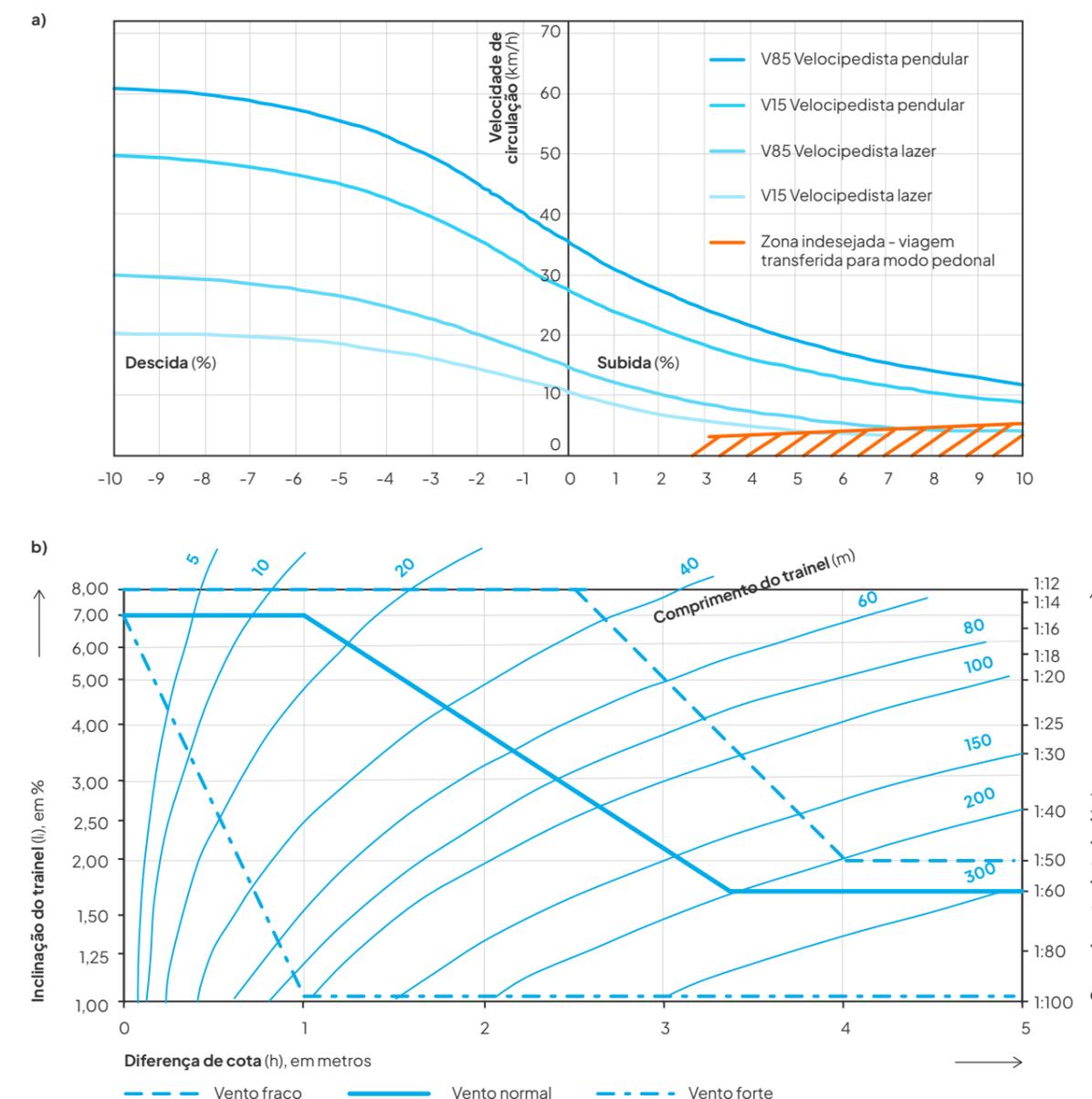
Os trainéis com inclinação ascendente relativamente ao sentido de circulação aumentam o desconforto dos utentes de modos ativos de transporte, pelo que é recomendável limitar os valores da respetiva inclinação e comprimento.

Para velocípedes, os trainéis ascendentes ininterruptos devem corresponder a um máximo de 5 m de desnível, sendo recomendável que após essa variação de cota exista um trecho em patamar com 25 de extensão antes do trainel sucessivo (CROW, 1998).

Na Figura 5.9 apresentam-se as velocidades estimadas de velocípedes em função da inclinação dos trainéis (parte a) e as relações entre diferença de cota e inclinação de trainel para tráfego de velocípedes (parte b), de acordo com a experiência holandesa. Anota-se que vento fraco corresponde à velocidade de 1,4 ms<sup>-1</sup>, vento normal a 4,3 ms<sup>-1</sup> e o vento forte a 8,8 ms<sup>-1</sup>.

Após um trainel descendente onde os velocípedes atinjam velocidades elevadas deve ser previsto um trecho em patamar; nessas zonas não deve haver interseções reguladas por sinais luminosos nem interseções onde os velocípedes não tenham prioridade.

**Figura 5.9**  
Impactes dos trainéis na circulação de velocípedes (adaptado de CROW, 1998).



### 5.4.3 Concordâncias verticais

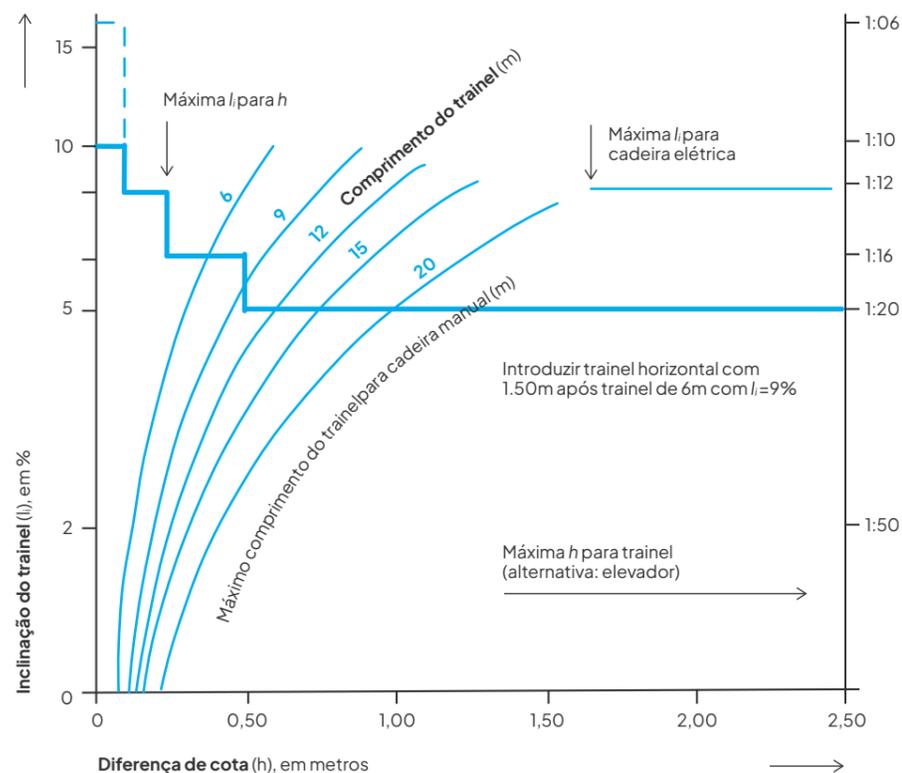
Os trainéis com inclinações superiores a 5% são desconfortáveis para os peões pelo que é recomendável limitar ao máximo de 8 m de comprimento dos trainéis com inclinação entre 5% e 10%. Os trainéis também podem afetar negativamente a circulação de utentes de cadeiras de rodas, o que justificou o estabelecimento dos limites máximos constantes no Dec.-Lei 163/2006 sobre condições de acessibilidades em espaços públicos.

Na Figura 5.10 apresentam-se as relações entre diferença de cota e inclinação de trainel para utentes de cadeiras de rodas, aplicáveis na Holanda.

As concordâncias entre trainéis são asseguradas mediante curvas parabólicas. Na seleção dos valores dos parâmetros relevantes das concordâncias (comprimento e curvatura máxima) é habitual considerar critérios de visibilidade, de aparência (conforto óptico) e de aceleração vertical (comodidade).

As concordâncias angulares entre trainéis têm aparência desagradável, exceto quando as inclinações longitudinais dos trainéis contíguos são muito pequenas – menos de 1%, para a velocidade base de 40 km/h, e 0,6%, para 80 km/h. Com o objetivo de garantir uma aparência satisfatória, são definidos comprimentos mínimos para o desenvolvimento das concordâncias, que são apresentados no Quadro 5.11. Tratando-se de características subjetivas, são recomendados intervalos de valores e não valores numéricos exatos.

Figura 5.10 Relações entre diferença de cota e inclinação e comprimento de trainéis (adaptado de CROW, 1998)



Quadro 5.11 Desenvolvimento mínimo das concordâncias, para conforto óptico (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Velocidade base (km/h)	Desenvolvimento mínimo (m)
40	40 - 60
50	50 - 60
60	60 - 120
70	70 - 120
80	80 - 120
90	90 - 120

Quadro 5.12 Raio equivalente mínimo das concordâncias, atendendo à variação da aceleração vertical (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)

Velocidade base (km/h)	Raio equivalente mínimo (m)
40	500
50	780
60	1120
70	1520
80	1980
90	2500

A rápida variação da aceleração vertical a que um indivíduo está sujeito gera desconforto ou mesmo distúrbios mais graves nos ocupantes de um veículo em circulação, justificando que se adotem critérios de específicos no dimensionamento quer do raio de curvatura quer do desenvolvimento mínimos das concordâncias.

A aceleração vertical a que é submetido um veículo circulando a velocidade constante na trajetória parabólica ao longo de uma concordância vertical pode ser calculada por aplicação da equação (5-26), apresentada seguidamente:

$$a = \frac{V^2 \times (i_j - i_i)}{1296 \times L} = \frac{V^2}{12.96 \times R} \quad (5-26)$$

em que:

- a** – Aceleração vertical devida à concordância (ms<sup>-2</sup>);
- V** – Velocidade de circulação (km/h);
- i<sub>j</sub>** – Inclinação longitudinal do trainel de jusante (%);
- i<sub>i</sub>** – Inclinação longitudinal do trainel de montante (%);
- L** – Comprimento da concordância (m);
- R** – Raio equivalente da concordância (m).

Em Portugal, tem sido prática corrente limitar o valor desta variação da aceleração vertical ao máximo de 0,25 ms<sup>-2</sup> (0,025g, sendo g a aceleração da gravidade), o que é um valor relativamente baixo, quando comparado com o adotado noutros países (0,3 ms<sup>-2</sup> em França, ou 0,49 ms<sup>-2</sup> na Austrália). Os valores mínimos resultantes para o desenvolvimento das concordâncias são apresentados no Quadro 5.12, através do valor do correspondente raio equivalente.

A escolha dos parâmetros das concordâncias também é condicionada pela necessidade de assegurar as distâncias de visibilidade relevantes em cada secção da rodovia. Consoante o caso, o valor crítico pode corresponder à DVP, à DVU ou à DVD, conforme referido no capítulo 4.4.

O cálculo analítico da distância de visibilidade depende de a mesma se inscrever totalmente no comprimento da concordância, ou não.

No caso de a distância de visibilidade ser superior ao comprimento da concordância aplica-se a equação (5-27):

$$L = 2 \times DV - \frac{C}{i_j - i_i} \Leftrightarrow R = 100 \times (2 \times DV \times (i_j - i_i) - C) \quad (5-27)$$

No caso de a distância de visibilidade ser inferior ao comprimento da concordância aplica-se a equação (5-28):

$$L = \frac{DV^2 \times (i_f - i_m)}{C} \Leftrightarrow R = \frac{100 \times DV^2}{C} \quad (5-28)$$

em que:

**L** – Comprimento da concordância (m);

**R** – Raio equivalente da concordância (m);

**DV** – Distância de visibilidade (m);

**C** – Parâmetro dependente do tipo de concordância e da natureza da distância de visibilidade em análise (ver equações (5-29), (5-30) e (5-31));

**i<sub>f</sub>** – Inclinação longitudinal do tranel de jusante (%);

**i<sub>m</sub>** – Inclinação longitudinal do tranel de montante (%).

A forma da equação para o cálculo do parâmetro C depende do tipo de concordância que está a ser analisada. Em concordâncias convexas, adota-se a equação (5-29):

$$C = 200 \times (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2 \quad (5-29)$$

em que:

**h<sub>1</sub>** – Altura de observação (m);

**h<sub>2</sub>** – Altura do obstáculo ou alvo a observar (m).

Os valores das alturas a considerar dependem do tipo de visibilidade em estudo, sendo de adotar os valores referidos no Capítulo 4.4.

Nas concordâncias convexas o critério relacionado com a verificação das distâncias de visibilidade é condicionante. A questão da visibilidade em concordâncias convexas pode ser abordada segundo duas vertentes: a necessidade de assegurar a visibilidade noturna com os faróis dos veículos e a verificação de que obstáculos sobre a rodovia (passagens superiores, painéis de sinalização ou a copa de árvores) não impedem a visibilidade diurna e noturna.

Para análise da visibilidade noturna sob condições de iluminação pelos faróis dos veículos adota-se a equação (5-30) seguinte para cálculo do parâmetro C:

$$C = 200 \times (h + DV \tan \alpha) \quad (5-30)$$

em que:

**h** – Altura dos faróis (m);

**DV** – Distância de visibilidade (m);

**α** – Ângulo de incidência dos faróis (°).

Construtivamente, os sistemas de iluminação noturna normalmente embarcados nos veículos não garantem condições de visibilidade para além dos 150 m, motivo porque a os requisitos deste critério são analisados até àquele valor máximo. Refere-se, no entanto, que a utilização de marcas rodoviárias retrorrefletoras permite que, sob condições correntes, elas sejam percebidas a distâncias superiores àquele limite de 150 m. Em estradas de elevada velocidade, dotadas deste tipo de marcas, a perceção do traçado será beneficiada se o raio das concordâncias permitir visioná-las a distâncias superiores ao referido valor (desde que o traçado em planta permita que a luz incida na faixa de rodagem<sup>5</sup>); nestes casos a altura do obstáculo a observar é de 0,00 m.

Para verificação das condições de visibilidade sob obstáculo colocado superiormente à rodovia utiliza-se a equação (5-31):

$$C = 200 \times [\sqrt{(h - h_1)} + \sqrt{(h - h_2)}]^2 \quad (5-31)$$

em que:

**h** – Altura do obstáculo sobre a rodovia (m);

**h<sub>1</sub>** – Altura de observação (m);

**h<sub>2</sub>** – Altura do obstáculo ou alvo a observar (m).

Na Holanda, em rodovias reservadas a autocarros (por exemplo linhas de BRT) as concordâncias convexas devem ter raio mínimo de 25 m e as côncavas raio mínimo de 55 m, atendendo

aos valores correntes das distâncias ao solo e dos avanços dianteiro e traseiro neste tipo de veículos. Em casos excecionais, por exemplo em rampas de acesso a plataformas de estacionamento, pode não haver concordância entre os trainéis, desde que a diferença angular entre eles não seja superior a 12% (Mateus e Girão, 1970).

## 5.5 Coordenação do traçado em planta e em perfil longitudinal

É necessário assegurar uma coordenação adequada dos alinhamentos horizontal e vertical, de modo a que a rodovia possa ser percebida corretamente pelos utentes (no espaço tridimensional em que se desenvolve), garantindo boas condições de legibilidade e de visibilidade.

A estrada deve ser concebida de modo que o utente possa (JAE, 1994):

- Compreender facilmente o desenvolvimento do traçado, sem lugar a dúvidas devidas a erros de perspetiva, quebras ou descontinuidades.
- Ver o pavimento (as marcas rodoviárias –  $h_2 = 0,00$  m) e eventuais perigos, a uma distância tal que permita efetuar as manobras necessárias para inscrever os veículos na faixa de rodagem ou evitar os perigos, incluindo a paragem em segurança do veículo, quando necessário.
- Identificar claramente as zonas singulares (designadamente *interseções*, nós de ligação, áreas de serviço, mudanças de perfil transversal e praças de portagem), permitindo a adoção de comportamentos defensivos.

Em particular, as zonas singulares da estrada não devem ser localizadas em concordâncias convexas, curvas de raio médio ou pequeno, ou em zonas de descontinuidade em perspetiva. No caso do projeto de estradas novas estas situações não devem ser permitidas; no caso da

### 5.4.4 Vias adicionais

Em rodovias urbanas não é habitual haver motivos de segurança rodoviária ou de nível de serviço que justifiquem ser necessário prever a disponibilização de uma via adicional em trainéis com inclinação longitudinal não inferior a 3%.

remodelação de estradas em operação, deve ser realizado um estudo de segurança rodoviária específico, destinado a avaliar a necessidade de realocação das singularidades ou, na impossibilidade ou dispensabilidade dessa alteração, definir as intervenções de segurança necessárias para mitigar as consequências desse perigo.

O conforto óptico é importante para uma condução agradável e segura. Em estradas novas é possível assegurar adequado conforto visual evitando uma aparência quebrada ou descontínua, para o que contribui a sobreposição de concordâncias com as curvas horizontais, em especial quando o raio das primeiras é consideravelmente superior ao das segundas.

Importa também evitar combinações de elementos que possam contribuir para iludir opticamente a perceção dos utentes (por exemplo, para o mesmo raio de curvatura em planta, se a curva estiver numa transição convexa parecerá ter raio maior do que se estiver numa concordância côncava).

Refere-se que o respeito integral das normas de traçado em planta e perfil não é condição necessária e suficiente para que uma estrada tenha uma aparência confortável e sejam adequados os respetivos níveis de segurança e de comodidade de circulação (JAE, 1994). Importa, por isso, na fase de projeto, visualizar a estrada tridimensionalmente e avaliar, sob essa forma, as respetivas características geométricas.

<sup>5</sup> Admite-se, para este efeito, que a luz dos faróis abrange um arco em plano horizontal de  $\pm 3^\circ$ , centrado no eixo da estrada.

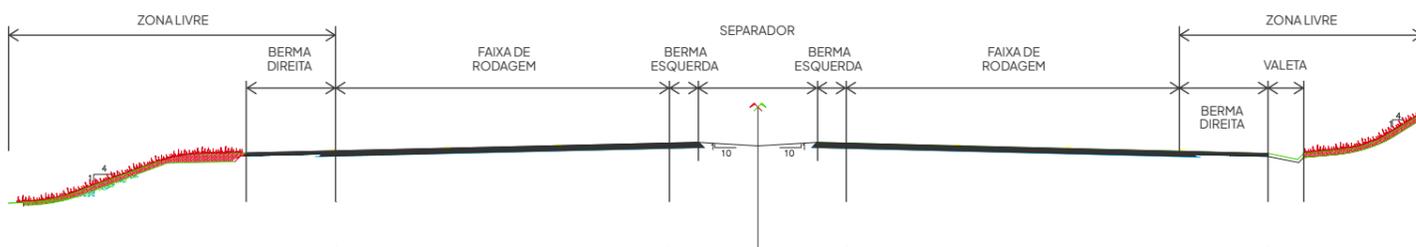
## 5.6 Perfil transversal

### 5.6.1 Generalidades

O perfil transversal de uma rodovia abrange toda a largura da banda ocupada pela estrada (designada por zona da estrada), que foi expropriada para esse fim, compreendendo uma parte destinada à circulação do tráfego – faixa de rodagem e passeios – ou ao apoio a essa circulação (bermas) e uma parte necessária para garantir as condições de construção, conservação ou operação da infra-estrutura (separador, valetas, taludes e vedações). Na Figura 5.11 são apresentados graficamente os elementos que constituem o perfil transversal de uma via de Nível I com condicionamento de acessos.

Na definição de valores para a largura e inclinação transversal da faixa de rodagem, bermas e separador central atende-se, sobretudo, a critérios de segurança, capacidade e de drenagem superficial. Na definição da configuração dos restantes elementos do perfil transversal de uma estrada são atendidos, para além dos critérios relacionados com a segurança rodoviária, requisitos construtivos (decorrentes dos solos escavados, dos materiais utilizados nos aterros) e de drenagem, a necessidade de proteção da natureza e dos terrenos circundantes, bem como as decisões ao nível do planeamento (relativamente à importância da ligação que a rodovia estabelece). O equilíbrio entre critérios adoptado em cada caso atende, também, a preocupações económicas.

Figura 5.11 Elementos do perfil transversal de uma rodovia de Nível I com condicionamento de acessos (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)



Em zonas urbanas é expectável que se verifiquem ou se prevejam elevados volumes de circulação de utentes desprotegidos (velocipedistas e peões); pelos motivos expostos no capítulo 2.3 e no capítulo 4.1.2.3 (Figura 4.2) nesses casos se a velocidade de circulação dos veículos motorizados for superior a 30 km/h, é imprescindível segregar fisicamente o tráfego de veículos motorizados dos de velocípedes e de peões. Idênticos motivos justificam que seja aconselhável configurar a infra-estrutura rodoviária de modo a impedir a interseção de nível das trajetórias de circulação do tráfego motorizado e de utentes vulneráveis quando a velocidade de circulação daqueles seja superior a 50 km/h.

Assim, em zonas urbanas as rodovias não devem ter bermas, para se diferenciarem das rodovias interurbanas, e deve ser prevista a instalação de passeios para peões. Excetuam-se as rodovias de Nível I dotadas de condicionamento de acessos.

Na Figura 5.12 são apresentados graficamente os elementos que constituem o perfil transversal de vias de Nível II e de Nível III.

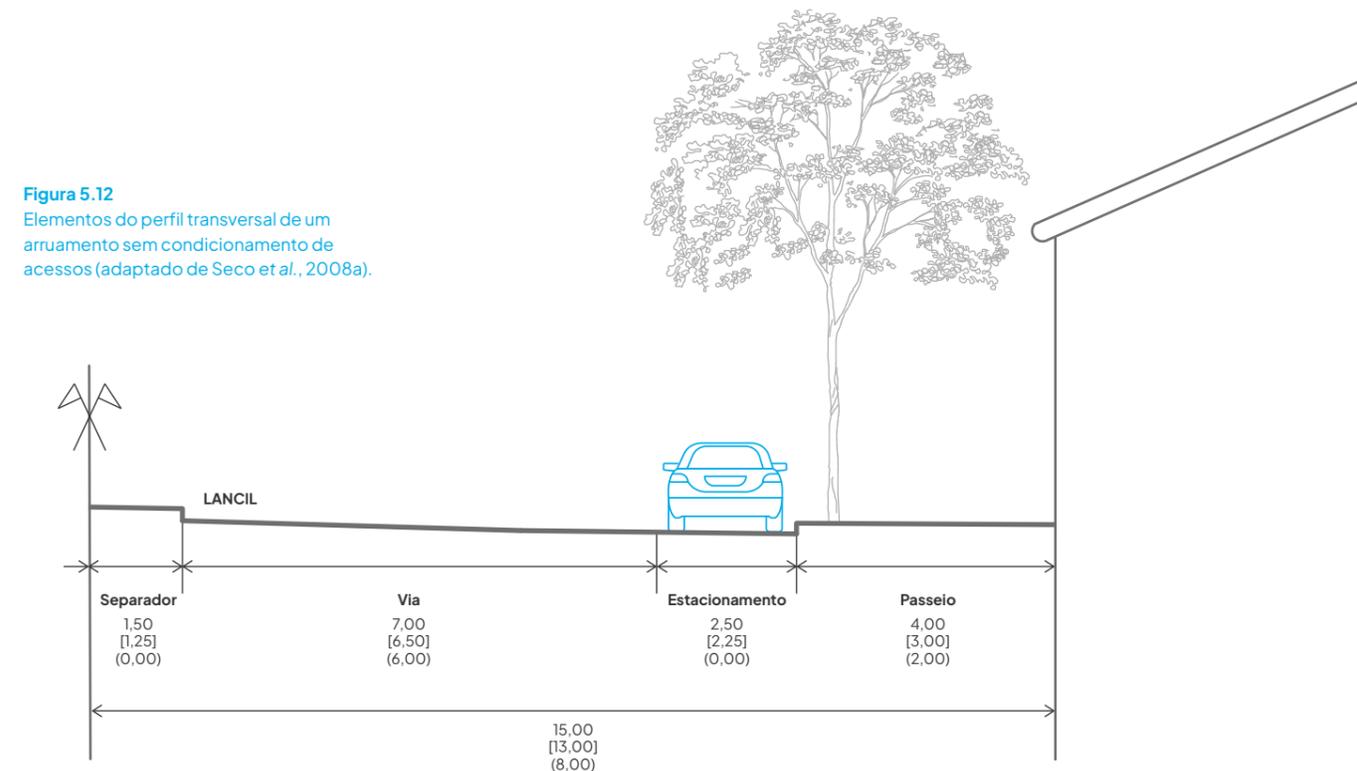


Figura 5.12 Elementos do perfil transversal de um arruamento sem condicionamento de acessos (adaptado de Seco et al., 2008a).

As características e dimensões dos elementos do perfil transversal tipo em zonas urbanas dependem do tipo de segregação adoptado entre o tráfego motorizado, o de velocípedes e o de peões.

Relativamente aos velocípedes, são habitualmente consideradas três tipologias de percursos (IMTT, I.P., 2011b):

- Via de tráfego, em que os velocípedes partilham o espaço com os veículos motorizados (espaço rodoviário), sem reserva de espaço mediante marcação rodoviária. Habitualmente a velocidade do tráfego rodoviário está limitada ao máximo de 30 km/h.
- Via de tráfego para velocípedes, em que existe um espaço destinado à circulação (unidirecional) de velocípedes, fazendo parte integrante da faixa de rodagem, mas delimitado através de marcas rodoviárias (por vezes complementada por diferente coloração). Geralmente, a circulação é no mesmo sentido da corrente de tráfego motorizado paralela.
- Pista para velocípedes, consistindo num canal de circulação segregado do tráfego

motorizado (com separação física do espaço rodoviário). O trajeto é específico, habitualmente lateral ao do tráfego motorizado, podendo a circulação ser uni ou bidirecional.

A escolha da tipologia aplicável está associada à forma como se pretende resolver os conflitos entre veículos motorizados e velocípedes, a qual depende da relevância da função tráfego motorizado e da função velocípedes, apresentando-se no Quadro 5.13 o método de escolha recomendado na Holanda (CROW, 1998).

O tráfego motorizado primário corresponde a volumes de tráfego de 600 a 700 veículos ligeiros equivalentes por hora (vle/h) no período de ponta em cidades de média dimensão (800 a 1200 vle/h em cidades grandes); o tráfego motorizado moderado corresponde a 200 a 250 vle/h no período de ponta; o tráfego motorizado limitado corresponde a menos de 200 a 250 vle/h no período de ponta; e o tráfego motorizado inexistente corresponde a canais sem tráfego de veículos ligeiros, podendo eventualmente ter tráfego de autocarros urbanos.

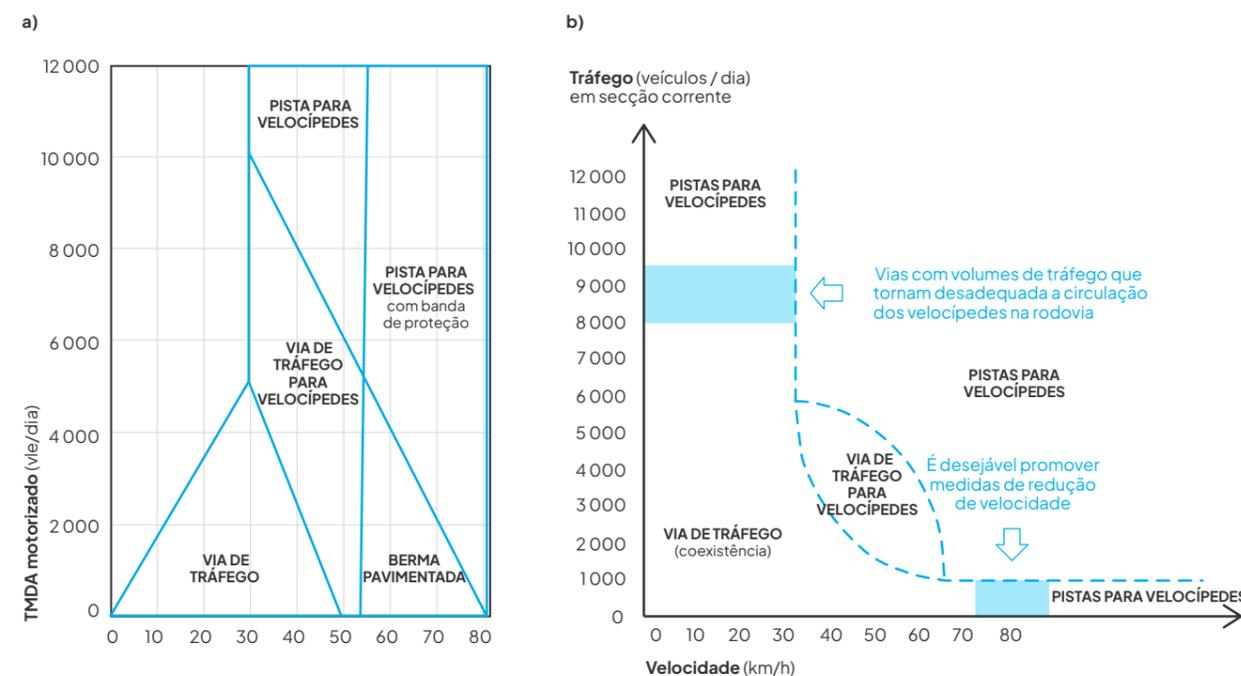
Relativamente ao tráfego de velocípedes, as rotas para velocípedes correspondem a canais com volumes de tráfego de velocípedes superiores a 300 velocípedes por hora (no período de ponta); sendo secundárias as restantes situações.

Na Figura 5.13 apresentam-se os critérios preconizados na Dinamarca (Veidirectoratet, 2000) e em França (CERTU, 2008, citado em IMTT, I.P., 2011b) para seleção do tipo de rodovia com velocípedes mais adequado.

**Quadro 5.13**  
Tipo de segregação do tráfego motorizado relativamente ao de velocípedes (adaptado de CROW, 1998)

Tráfego		Tipo de segregação		
Velocípede	Motorizado	Física	Visual	Partilhado
<b>Rota para velocípedes</b>	Primário	Recomendada	Desaconselhada	Desaconselhada
	Moderado	Exequível	Recomendada	Desaconselhada
	Limitado	Desaconselhada	Exequível	Recomendada
	Inexistente	Recomendada	Exequível	Desaconselhada
<b>Secundário</b>	Primário	Recomendada	Exequível	Desaconselhada
	Moderado	Exequível	Recomendada	Exequível
	Limitado	Desaconselhada	Desaconselhada	Recomendada
	Inexistente	Desaconselhada	Desaconselhada	Desaconselhada

**Figura 5.13**  
Seleção do tipo de rodovia com velocípedes (adaptado de Veidirectoratet, 2000 e CERTU, 1998)



Os critérios de seleção holandês e dinamarquês estão relativamente bem alinhados com os princípios do Sistema Seguro (ver 2.1). Exceto nas zonas de coexistência, em que a velocidade esteja limitada “à velocidade de passo”, ou onde o volume de tráfego motorizado seja muito baixo é conveniente segregar a circulação de velocípedes da dos peões.

Devem ser disponibilizadas ao longo das faixas de rodagem bandas de terreno, contíguas, livres de obstáculos perigosos (designadas de zona livre), que permitam a recuperação do controlo de viaturas desgovernadas, cujas largura desejável e restantes características dependem dos volumes de tráfego e das velocidades de circulação (Cardoso e Roque, 2001). No caso das vias de tráfego para velocípedes e pistas para velocípedes adjacentes a faixas de estacionamento de viaturas motorizadas, é recomendável reservar uma faixa com 1,00 m de largura, para prevenir a ocorrência de colisões, por abertura intempestiva das portas, e atropelamentos de passageiros recém-saídos.

### 5.6.2 Larguras de faixa de rodagem e de berma

Para efeitos de dimensionamento da geometria do traçado, a largura da faixa de rodagem é composta pela soma da largura das vias. A marca rodoviária (guia) que delimita a faixa de rodagem da berma faz parte desta.

A largura das vias é determinada em função do volume de tráfego (médio diário e na hora de ponta de projeto), da sua composição (designadamente em termos do volume de tráfego de veículos pesados), das velocidades de circulação previstas e da função principal da via. Deve também atender-se aos valores mínimos determinados na legislação relativa à segurança contra incêndio em edifícios (RT-SCIE).

Em rodovias de elevados volumes de tráfego e velocidade de circulação devem ser adotadas larguras de via de 3,75 m ou 3,50 m; larguras menores (3,00 m) podem ser usadas em estradas

com baixo volume de tráfego ou velocidade de circulação. Não há vantagem, do ponto de vista da segurança ou da capacidade, em disponibilizar vias com mais de 3,75 m de largura; em estradas de faixa de rodagem única com duas vias e dois sentidos tal largura é, mesmo, desaconselhável, pois podem registar-se situações de operação em três vias informais. Larguras de via inferiores, 2,75 m, podem ser usadas em atravessamentos urbanos por estradas de faixa de rodagem única e duas vias, desde que sejam dotados de passeios, como forma de limitar a liberdade de escolha das trajetórias dos veículos.

Em estradas de dupla faixa de rodagem, sujeitas a fortes condicionamentos de implantação, a via esquerda das faixas com três ou mais vias pode ter largura ligeiramente inferior à das restantes vias.

Larguras de via superiores a 3,50 m contribuem para que os condutores escolham velocidades elevadas, pelo que não devem ser adotadas em estradas com velocidade base não superior a 80 km/h (Cardoso, 2010a).

Em rodovias existentes, a diminuição na largura das vias pode ser obtida mediante alargamento das bermas ou, no caso de faixa de rodagem única, preferencialmente, através da criação de uma banda central só utilizável em manobras de viragem à esquerda ou de ultrapassagem.

As bermas constituem um refúgio para imobilização de veículos avariados, permitem a circulação de veículos de socorro, e asseguram o suporte lateral do pavimento da faixa de rodagem. As bermas disponibilizam espaço para recuperação do controlo de veículos desgovernados, evitando acidentes iminentes ou reduzindo a gravidade dos despistes. Também contribuem para aumentar a capacidade de tráfego da estrada.

Para cumprir as funções descritas, as bermas devem estar livres de obstáculos e ser pavimentadas.

As bermas também concorrem para a obtenção de distâncias de visibilidade no intradorso das curvas em planta.

Em estradas de dupla faixa de rodagem as bermas esquerdas devem ser pavimentadas e ter largura mínima de 1,00 m.

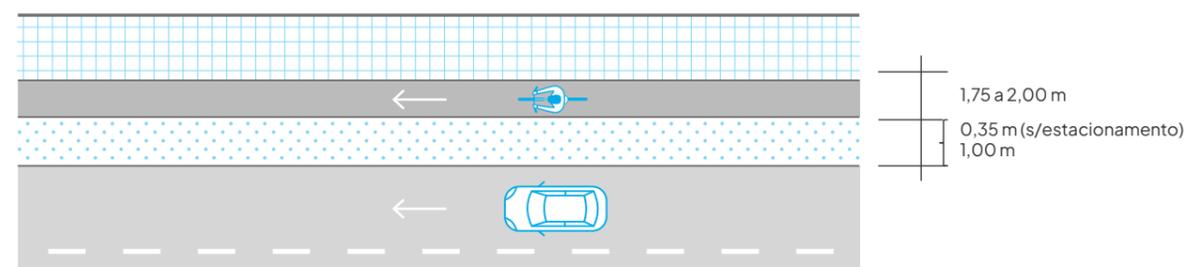
Em rodovias com bermas direitas com largura inferior a 1,00 m os condutores tendem a circular mais próximos do eixo da estrada. Larguras de berma superiores a 2,00 m asseguram que a capacidade da estrada não é afetada por obstruções fora da berma; valores superiores a 2,60 m permitem o estacionamento de veículos pesados sem invasão da faixa de rodagem. Em estradas com elevada velocidade de circulação ou volume de tráfego devem ser disponibilizadas bermas direitas com largura não inferior a 3,00 m, o que permite não só imobilizar veículos

pesados disponibilizando algum afastamento relativamente à faixa de rodagem mas também assegurar uma via desafogada para circulação de viaturas pesadas de socorro.

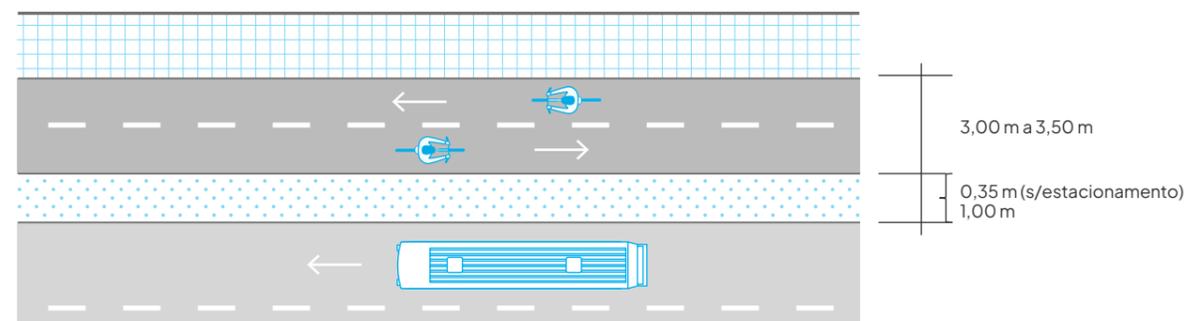
Na remodelação de estradas existentes, quando a largura de bermas direitas for inferior a 2,00 m (3,00 m se o volume de tráfego for elevado) devem ser disponibilizadas, com a regularidade possível, zonas de maior largura de berma, que permitam imobilizar os veículos sem invadir a faixa de rodagem. A instalação desses alargamentos de berma pode ser feita nas zonas de transição aterro-escavação ou em zonas de aterros baixos (0,5 m de altura), mediante suavização dos taludes.

Figura 5.14 Dimensões recomendadas para pista para velocípedes (adaptado de CROW, 1998)

**Pista para velocípedes unidirecional**



**Pista para velocípedes bidirecional**



Para a segurança da circulação é indispensável que as bermas não sejam usadas, de modo informal, para circulação do tráfego; por esse motivo, deve haver uma distinção nítida entre elas e a faixa de rodagem, o que pode ser conseguido dotando-as com cor e textura contrastantes com as da faixa de rodagem. Em casos particulares, pode haver vantagem em equipar as bermas com dispositivos que desencorajem ativamente a circulação nas bermas, por exemplo com instalação de guias dentadas ou bandas sonoras, moldadas ou escavadas no respetivo pavimento. Quando abrangendo só parcialmente a largura da berma, as bandas sonoras têm a vantagem adicional de induzirem a circulação dos velocípedes na zona da berma mais afastada da faixa de rodagem.

Sobre uma obra de arte deve ser mantida a largura da faixa, ou faixas de rodagem, assim como das bermas pavimentadas, esquerda e direita, existentes em secção corrente; idêntica situação deve ser verificada quando a rodovia passa sob uma obra de arte ou se desenvolve em túnel.

Na Figura 5.14 apresentam-se as dimensões recomendadas na Holanda para largura de pistas para velocípedes unidirecionais e bidirecionais, bem como da banda de proteção relativamente ao tráfego motorizado.

**5.6.3 Altura livre**

Deve ser assegurada uma altura livre acima do pavimento da estrada cujo valor mínimo é 5,00 m (5,50 m, no caso de painéis de sinalização colocados por cima da faixa de rodagem).

**5.6.4 Inclinação transversal da faixa de rodagem e das bermas e passeios**

A inclinação transversal da superfície do pavimento da faixa de rodagem e das bermas destina-se a assegurar a conveniente drenagem superficial e, no caso de curvas em planta, também para disponibilizar sobrelevação que contribua

para gerar a aceleração centrípeta associada à trajetória curvilínea imposta nessas curvas.

Nos alinhamentos retos os requisitos de drenagem determinam a inclinação transversal a adotar, verificando-se que aqueles dependem sobretudo do tipo de pavimento e das suas características superficiais. A inclinação transversal deve ser de 2,5% nos pavimentos betuminosos e de 2,0 % nos pavimentos de betão de cimento.

Nas estradas com duas vias a superfície do pavimento é normalmente inclinada para ambos os lados a partir do eixo (perfil em “V” invertido), o que permite diminuir o comprimento de drenagem.

Nas estradas com faixas de rodagem unidirecionais o pavimento de cada faixa de rodagem é, em princípio, inclinado para o exterior. Esta solução, apesar de estar associada a maior comprimento de drenagem do que a configuração com duas superfícies de drenagem, tem a vantagem de não impor variações na aceleração transversal aos veículos que mudam de via e o consequente perigo de instabilização das viaturas por rolamento excessivo – designadamente em manobras de ultrapassagem, muito frequentes em estradas com dupla faixa de rodagem.

Em faixas de rodagem unidirecionais com três ou mais vias e elevada velocidade de circulação pode ser conveniente que a superfície do pavimento tenha as vias direita e central inclinadas para o exterior e as vias mais à esquerda inclinadas para o separador central; nestes casos, a variação de inclinação transversal no coroamento do pavimento não deve ser superior a 4%, para evitar o perigo de despiste por rolamento. A melhoria da drenagem superficial pode, também ser obtida mediante a adoção de inclinações maiores do que 2,5% (até ao máximo de 4%) nas vias mais a jusante do caminho de drenagem, da colocação de pavimentos porosos ou da instalação de drenos superficiais ou subsuperficiais (AASHTO, 2004; e Cardoso e Vale, 2010).

A inclinação transversal das bermas é idêntica à da via imediatamente adjacente (ver Figura 5.15a). No caso de bermas no extradorso de curvas em planta com sobrelevação, a inclinação transversal das bermas é idêntica à que existe em reta (ver Figura 5.15b), desde que a variação de inclinação transversal entre a via adjacente e a berma não exceda o valor de 8% (AASHTO, 2004), caso em que se deverá diminuir a inclinação transversal da berma para 1,5% (drenando para o exterior) ou dotar a superfície do pavimento da berma com dois planos de drenagem.

A inclinação transversal dos passeios depende sobretudo do respetivo tipo de pavimento, estando limitada superiormente por razões de conforto da caminhada dos peões. Em geral, os passeios drenam transversalmente para o lancil da rodovia, o qual delimita, assim, a linha de água de drenagem longitudinal.

### 5.6.5 Drenagem longitudinal

As valetas destinam-se a recolher as águas escoadas superficialmente e conduzi-las para linhas de água que as encaminhem para fora da zona da estrada. Devem ser convenientemente dimensionadas para os caudais a escoar.

De uma maneira geral as valetas devem ter secção transversal em “U” aberto ou triangular, situando-se o seu fundo, pelo menos, 0,30 m abaixo do nível do leito do pavimento, quando não disponham de drenos coletores subterrâneos.

A inclinação do pano interior das valetas deve estar limitada ao valor máximo de  $h/b=1/5$  (secção triangular ou em “U”, neste caso com menos de 0,50 m de profundidade), sendo desejáveis valores não superiores a  $h/b=1/6$ . O pano exterior das valetas triangulares deve ter uma inclinação inferior ou igual a  $h/b = 1/1$ .

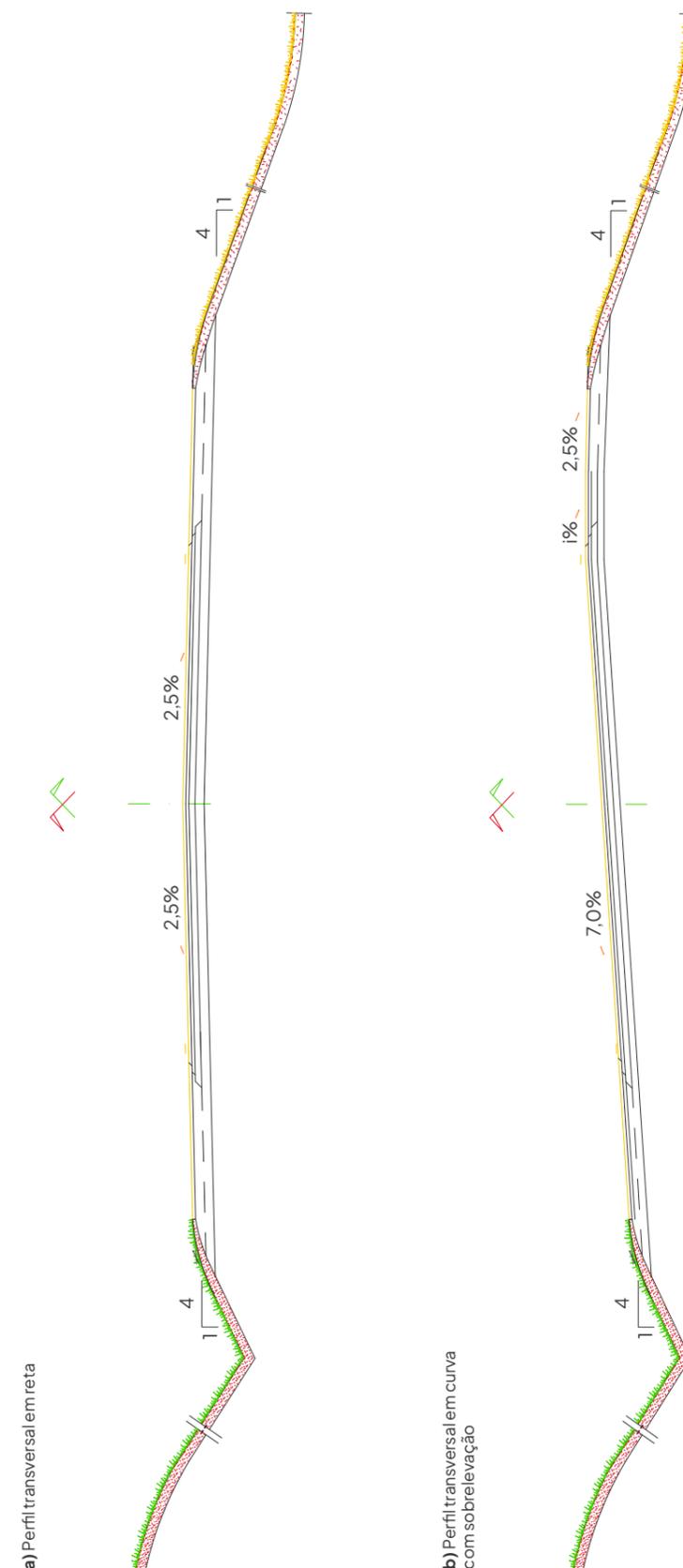
Por razões de escoamento pode tornar-se necessário o revestimento do seu fundo.

Os dispositivos de drenagem podem constituir perigos graves para viaturas descontroladas ou afetar a respetiva trajetória de impacto com guardas de segurança instaladas nas suas proximidades, comprometendo a segurança da circulação (ver Cardoso e Roque, 2001). Bocas de aqueduto, caixas de queda, valas de pé de talude e outros órgãos hidráulicos devem ser configurados para não originarem desacelerações violentas aos veículos que com elas embatam ou que sobre eles circulem. A drenagem longitudinal em zonas onde sejam permitidos os acessos diretos aos terrenos marginais deve ser assegurada mediante sistemas de drenagem cuja secção transversal permita o respetivo atravessamento sem recurso a dispositivos especiais (por exemplo, valas cobertas); excetuam-se os casos de pequenas remodelações de estradas em operação, em que é admissível o recurso a grades oblíquas com ângulo inferior a  $h:b=1/5$ .

As valetas instaladas nas proximidades de guardas de segurança devem ter panos (interior e exterior) com inclinação inferior a 8% (Roque e Cardoso, 2010 e Roque e Cardoso, 2011).

Nas zonas com lancil, o escoamento longitudinal faz-se ao longo dos lancis, sendo a escorrência drenada para condutas através de sarjetas laterais ou de sumidouros convenientemente espaçados. Para assegurar a segurança dos velocípedes, as grelhas dos sumidouros devem ser dispostas de modo a evitar que as rodas destes veículos fiquem presas. A grelha deve ainda estar disposta de nível com a superfície do pavimento.

Figura 5.15 Inclinação transversal da faixa de rodagem e bermas em reta (a) e em curva com sobrelevação (b), em rodovias de Nível I com condicionamento de acessos (Macedo, Cardoso e Roque, 2011)



### 5.6.6 Separador

O separador destina-se a garantir a separação física entre os dois sentidos de tráfego. Preferencialmente, o separador deve ser desprovido de obstáculos perigosos mas, sob determinadas condições, pode ser usado para implantação de equipamentos rodoviários, como suportes de sinalização e pilares de viadutos.

O separador não inclui as bermas pavimentadas, pelo que a sua largura só abrange as zonas laterais às bermas esquerdas ou seja, as ligações entre essas bermas e os taludes ou valetas, bem como o espaço intermédio.

As características do separador devem conformar-se aos requisitos estabelecidos em documento próprio que contém as recomendações para a área adjacente à faixa de rodagem e sistemas de retenção rodoviários (Roque e Cardoso, 2010 e Roque e Cardoso, 2011). Designadamente, as inclinações dos taludes e dos panos de valetas susceptíveis de serem atravessados por veículos desgovernados devem ter inclinações cujo valor máximo é  $h:b=1/5$ , conforme estabelecido no referido documento (Roque e Cardoso, 2010 e Roque e Cardoso, 2011).

Os separadores devem ser dotados de zonas de interrupção, espaçadas 2 a 3 km e pavimentadas, que permitam efetuar o basculamento do tráfego entre faixas de rodagem.

No caso de obras de arte individualizadas para cada faixa de rodagem, mas com pequeno afastamento transversal, deve ser previsto o fecho das aberturas com rede (“rede de segurança”) com capacidade resistente e malha adequadas à função de limitar o perigo de queda de pessoas e objetos.

### 5.6.7 Taludes laterais

As características geométricas do terreno na zona imediatamente confinante com as bermas direitas devem ser projetadas atendendo ao referido no documento com recomendações aplicáveis à área adjacente à faixa de rodagem (Roque e Cardoso, 2011). São especialmente relevantes as referentes à zona livre de obstáculos.

A concordância dos taludes de aterro com o terreno natural deve ter a forma côncava. As tangentes dessa concavidade devem ter 3,0 m, para os taludes com altura superior a 2,0 m. Quando a altura for inferior a 2,0 m as tangentes podem ter 1,5 m (JAE, 1994).

Nas curvas em escavação a distância do talude de intradorso à faixa de rodagem deve garantir a distância de visibilidade de paragem.

Em escavações de baixa altura (menos de 3,00 m) a adoção de inclinações de talude inferiores às admissíveis por critérios de estabilidade geotécnica melhora a aparência visual da estrada. No caso de aterros com altura não superior a 1,00 m são preferíveis taludes de aterro e escavação com inclinações inferiores a  $h:b=1/6$ . Nas zonas de transição escavação/aterro a adaptação da estrada ao terreno pode ser melhorada através da adoção de uma distância constante da crista do talude à faixa de rodagem.

A necessidade de banquetas e, em caso afirmativo, a sua largura e espaçamento devem ser definidos com base no estudo geotécnico. Considera-se, porém, preferível diminuir a inclinação dos taludes, pelo que o recurso a banquetas deve ser excepcional. Normalmente só deve recorrer-se a banquetas quando se pretenda instalar drenos horizontais, controlar a erosão superficial ou impedir a queda de rochas. A banqueta deve ter a largura de 3,0 m e uma inclinação transversal de 8% (para o exterior da zona da estrada) (JAE, 1994).

No caso da estrada se localizar em terreno acidentado ou muito acidentado, os taludes devem ser objeto de cuidados especiais, recomendando-se o seguinte:

- adotar, de preferência, um traçado em escavação respeitando a direção das diáclases;
- construir viadutos;
- construir túneis de pequena extensão nos esporões rochosos;
- reduzir ao mínimo possível a altura dos taludes de escavação e aterro, a fim de não se perturbar o equilíbrio da encosta;
- construir os muros de suporte de preferência nas escavações e não nos aterros;
- efetuar uma drenagem, superficial e profunda, extremamente cuidada (JAE, 1994).

## 5.7 Homogeneidade de traçado

### 5.7.1 Rodovias de Nível I com velocidade base superior a 70 km/h

Define-se **homogeneidade de traçado** como a conformidade das características da sucessão de elementos do traçado da estrada às expectativas dos condutores não habituais que nela circulam (Cardoso, 2001).

Em engenharia rodoviária, o conceito de homogeneidade de traçado<sup>6</sup> foi definido como forma de prevenir quer mudanças abruptas nas características geométricas de elementos rodoviários contíguos quer o uso de combinações de elementos que não respeitem as expectativas dos condutores. Assim, a um traçado homogéneo correspondem alinhamentos que estão de acordo com o esperado pelo condutor, sem incoerências funcionais ou geométricas, e que não acarretam aumentos súbitos na carga mental<sup>7</sup> associada à tarefa de condução.

<sup>6</sup> *Design consistency*, na terminologia anglo-saxónica.

<sup>7</sup> Carga mental – parte dos recursos mentais que um operador tem de investir para executar uma tarefa (Cardoso, J.L., 2001). A carga mental de condução está relacionada com a frequência com que um condutor tem de efetuar uma determinada atividade da tarefa de condução: aumenta com a redução do tempo disponível para executar as atividades de condução (por exemplo, devido a maior velocidade ou a menor distância de visibilidade) e com a complexidade e o carácter de novidade da situação de tráfego.

A fim de se obter um traçado homogéneo, o qual é necessário não só por razões de segurança mas também económicas e ambientais, deve haver uma correlação equilibrada entre os raios das sucessivas curvas circulares. Em zonas urbanas, acresce dever haver uma distribuição de elementos de acalmia de tráfego coerente com a função do arruamento e suficientemente densa para desencorajar a escolha pelos condutores de velocidades indesejavelmente elevadas.

Basicamente, podem distinguir-se quatro grandes grupos de métodos para avaliar quantitativamente a homogeneidade do traçado de uma rodovia com velocidade base não inferior a 70 km/h: **1)** usando parâmetros de comportamento do tráfego (incluindo estatísticas da distribuição de velocidades ou diagramas da sua evolução ao longo da estrada); **2)** usando índices relacionados com a geometria do traçado; **3)** por recurso à carga mental da tarefa de condução; **4)** e recorrendo a listas de verificação do cumprimento de critérios de homogeneidade.

Nesta Norma, para avaliação da homogeneidade de traçado de estradas interurbanas, preconiza-se a verificação do cumprimento de um conjunto de critérios de homogeneidade, relacionados com características de curvas em planta consecutivas e dos segmentos retos que as ligam.

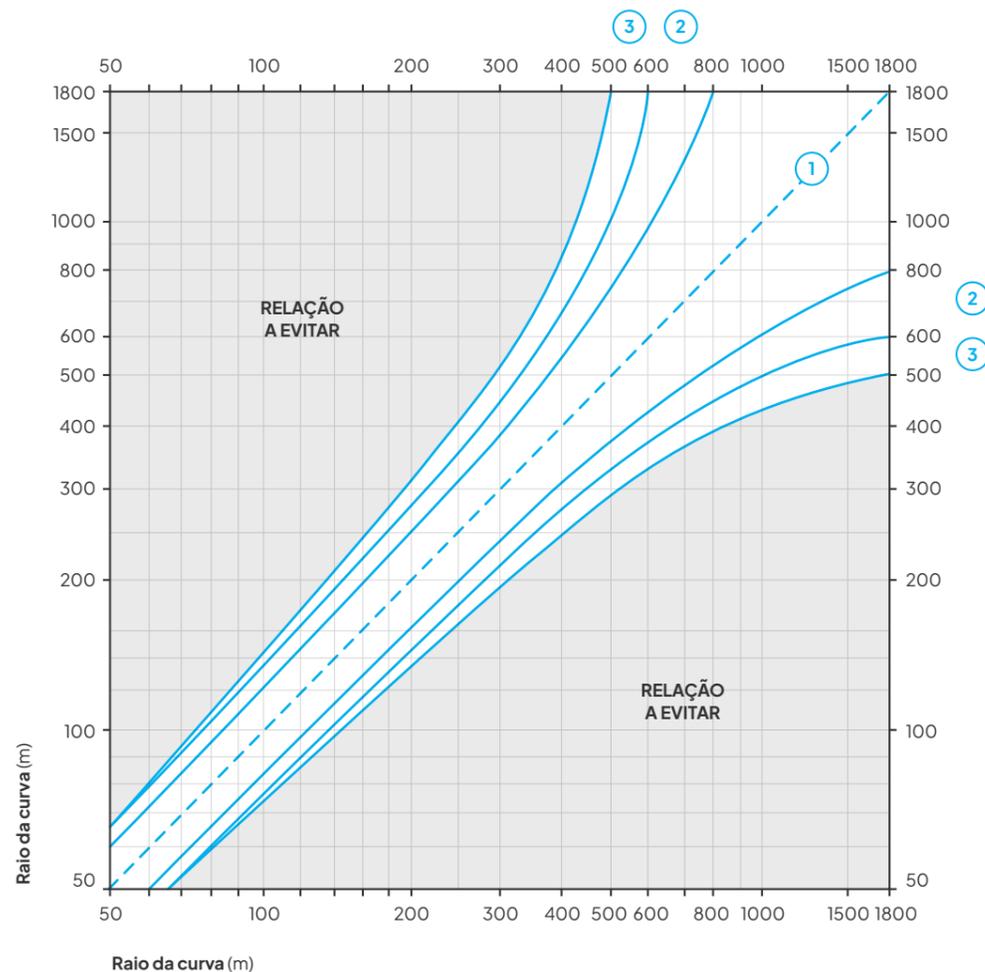
As curvas circulares devem ter um desenvolvimento tal, que sejam percorridas em mais de 2 s à velocidade base (VB) (Cardoso, 2010a). Igualmente, no caso de duas curvas circulares sucessivas para o mesmo lado, deve haver entre elas um alinhamento reto com uma extensão mínima (m) igual a 20 VB (km/h), o que garante boas condições de homogeneidade de guiamento óptico (Cardoso, 2010a). No caso de não ser possível assegurar essa extensão, as duas curvas circulares devem ser substituídas por uma única.

### 5.7.2 Rodovias com velocidade base não inferior a 70 km/h

A homogeneidade de traçado pode ser alcançada desde que os raios das curvas em planta consecutivas obedçam ao preconizado no diagrama da Figura 5.16 (Lamm et al., 1999) e os comprimentos dos segmentos retos entre duas curvas consecutivas obedçam ao conjunto de regras expostas no presente capítulo. O diagrama da Figura 5.16 foi definido com base na análise de acidentes e do comportamento dos condutores (Koeppel e Bock, 1970).

Os raios mínimos das curvas circulares devem ainda estar relacionados com a extensão dos alinhamentos retos que os antecedem, de modo a assegurar um traçado homogéneo. Os comprimentos máximos e mínimos dos alinhamentos retos são definidos de acordo com os critérios seguintes.

Figura 5.16 Traçado em planta de curvas circulares. Combinação de raios desejável (Engivia, 2010).



1 Relação muito boa    2 Relação boa    3 Relação aceitável

- a) Se o comprimento do alinhamento reto (LR) é menor do que o valor do seu comprimento mínimo calculado ( $LR_{\min}$ ) (LNEC, 1973) o que é relevante para a segurança é a relação entre as velocidades não impedidas ( $V_{185}$  e  $V_{285}$ ) das curvas consecutivas e não aquele comprimento, de acordo com o Quadro 5.14. Considera-se que  $V_{185}$  é a velocidade não impedida na curva imediatamente a montante do alinhamento reto; e que  $V_{285}$  é a velocidade não impedida na curva imediatamente a jusante do alinhamento reto.

$$LR_{\min} = \frac{|(V_{185})^2 - (V_{285})^2|}{22.03} \quad (5-32)$$

- b) Se  $LR \geq LR_{\max}$  o alinhamento reto previsto permite uma aceleração até à  $V_{85}$  ( $LR_{\max}$ ) e uma desaceleração sequente (para  $V_{285}$ ). Os comprimentos máximos são dados pelo Quadro 5.15 e pelo Quadro 5.16, com os cálculos efetuados tomando  $V_{85}$  ( $LR_{\max}$ ) = 120 km/h para estradas sem acessos condicionados e  $V_{85}$  ( $LR_{\max}$ ) = 127 km/h, para estradas com acessos condicionados. Estes valores de  $V_{85}$  correspondem aos medidos em estradas portuguesas (Cardoso, 2004).

- c) Para  $LR_{\min} < LR < LR_{\max}$  há que calcular a  $V_{85}$  da reta ( $VR_{85}$ ) pela expressão seguinte e verificar o critério de segurança  $\Delta V_{85} \leq 20$  km/h, entre  $VR_{85}$  e  $VC_{85}$ :

$$VR_{85} = \sqrt{11.016 (LR - LR_{\min}) + VC_{85}^2} \quad (5-33)$$

em que  $VC_{85}$  é a maior de  $V_{185}$  e  $V_{285}$ , velocidades nas duas curvas adjacentes ao alinhamento reto em análise (trabalho de revisão da Norma de Traçado, referido em Macedo e Cardoso, 2010).

Quadro 5.14 Comprimento mínimo do alinhamento reto ( $LR_{\min}$ ) em função da velocidade não impedida (adaptado de Engivia, 2010)

$V_{185}$ (km/h)	$V_{285}$ (km/h)					
	50	60	70	80	90	100
60	50					
70	109	59				
80		127	68			
90			145	77		
100				163	86	

Quadro 5.15 Estradas sem acessos condicionados. Comprimento máximo do alinhamento reto -  $LR_{\max}$  (adaptado de Engivia, 2010)

$V_{185}$ (km/h)	$V_{285}$ (km/h)					
	50	60	70	80	90	100
60	1030					
70	971	921				
80		853	794			
90			717	649		
100				563	486	

Quadro 5.16 Estradas com acessos condicionados. Comprimento máximo do alinhamento reto -  $LR_{\max}$  (adaptado de Engivia, 2010)

$V_{185}$ (km/h)	$V_{285}$ (km/h)					
	50	60	70	80	90	100
60	1187					
70	1128	1078				
80		1010	951			
90			874	806		
100				720	643	

\* Eq. 18.8a de (Lamm et al., 1999)

# Assinaturas

Lisboa, LNEC,  
março de 2021 (1ª versão)  
e abril de 2024 (versão revista)

## VISTO



**António Lemonde de Macedo**  
O Diretor do Departamento de Transportes

## AUTORIA



**Sandra Vieira**  
Investigadora Auxiliar



**João Lourenço Cardoso**  
Investigador Principal com Habilitação  
Chefe do Núcleo de Planeamento,  
Tráfego e Segurança



**Carlos Roque**  
Bolseiro de Pós-Doutoramento



**António Lemonde de Macedo**  
Investigador Coordenador

# Referências bibliográficas

AASHTO, 2004 – **A Policy on Geometric Design of Highways and Streets**. American Association of State Highway and Transportation Officials, USA.

AASHTO, 2010 – **Highway Safety Manual**. American Association of State Highway and Transportation Officials, USA.

AASHTO, 2012 – **Guide for the Development of Bicycle Facilities**. Fourth Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

ACEM, 2006 – **Guidelines for PTW safer road design in Europe**. Association des Constructeurs Européens des Motocycles, Brussels, Belgium.

ALMEIDA ROQUE, C., 2005 – **Manual de Boas Práticas em Sinalização Urbana**. Prevenção Rodoviária Portuguesa. Lisboa. <https://prp.pt/investigacao/publicacoes/#single/0>

ANJANA, S.; ANJANEYULU, M. V., 2015 – **Development of Safety Performance Measures for Urban Roundabouts in India**. Journal of Transportation Engineering, Vol. 141, No. 1.

AUSTROADS, 1988 – **Guide to Traffic Engineering Practise; Part 13, Pedestrians** – Austroads, Sydney.

AUSTROADS, 2005 – **Safe System in the Planning Process**. AP-R488-15. Sydney, NSW.

AUSTROADS, 2008 – **Guide to Traffic Management Part 4: Network Management Strategies**. Edition 5.0. AGTM04-20, Austroads, Sydney.

AUSTROADS, 2017 – **Guide to Road Design Part 6A: Paths for Walking and Cycling**. Third Edition. Sydney, Australia.

BABKOV, V.; ANDREEV, O., 1987 – **Road Designing**.

CANTILLI, 1988 – **Highway traffic safety – Course notes**. The Polytechnic Institute of New York.

CAMPOS, V., 1993 – **Normas técnicas para projecto de urbanização**. LNEC, Lisboa.

CARDOSO, J. L., 2004 – **Homogeneidade de traçado de Estradas Interurbanas**. Elemento de apoio ao Curso “Segurança e homogeneidade do traçado de estradas. Método para aplicação no projecto e na sinalização de curvas em planta”. LNEC, Lisboa.

CARDOSO, J.L., 2008b – **Avaliação dos efeitos de intervenções de segurança rodoviária, mediante estudos de observação “antes-depois”**. O caso das intervenções no IP 5. Comunicação apresentada no 5º Congresso Rodoviário Português, CRP, Estoril.

CARDOSO, J.L., 1998 – **Consistency in the design of curves on single carriageways rural roads**. SAFESTAR deliverable report D5.5. LNEC, Lisboa.

CARDOSO, J.L., 2010a – **Apoio na revisão da norma de traçado. Proposta de equações para estimativa da velocidade do tráfego em curva**. Nota Técnica 02/2010 do Proc. 0703/72/11069. LNEC, Lisboa.

CARDOSO, J.L., 2010b – **Recomendações para Definição e Sinalização de Limites de Velocidade**. Prevenção Rodoviária Portuguesa. ISBN 978-972-98080-4-3

CARDOSO, J.L., 1996 – **Estudo das relações entre as características da estrada, a velocidade e os acidentes rodoviários. Aplicação a estradas de duas vias e dois sentidos**. Dissertação apresentada no Instituto Superior Técnico para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. LNEC/IST, Lisboa.

CARDOSO, J.L., 2001 – **Homogeneidade de traçado e sinalização de curvas em estradas interurbanas de faixa única**. Relatório nº 197/01; NTSR; Procº 093/01/13981. LNEC, Lisboa.

CARDOSO, J.L., 2008a – **Influência das características superficiais dos pavimentos sobre a segurança rodoviária. Resultados de estudos de observação**. Comunicação apresentada no 5º Congresso Rodoviário Português, CRP, Estoril.

CARDOSO, J.L.; VALE, J.C., 2010 – **Recomendações para mitigação do risco de hidroplanagem**. InIR, Lisboa.

CARDOSO, J.L.; ANDRADE, P.S., 2005 – **Velocidades praticadas pelos condutores nas estradas portuguesas. Ano de 2004**. Relatório nº 395/05 (Vol I, Vol II), NPTS. LNEC, Lisboa.

CARDOSO, J.L.; ROQUE, C., 2001 – **Área adjacente a faixa de rodagem de estradas interurbanas e sinistralidade**. LNEC, Lisboa.

CERTU, 2008 – **Recommandations pour les aménagements cyclables**. Centre d'Études sur les Réseaux, les Transports, l'Urbanisme et les Constructions Publiques, ISBN13: 978-2-11-097167-8.

CROW, 1998 – **Recommendations for traffic provisions in built-up areas – ASVV**. Record 15, Den Haag, The Netherlands.

DaCoTA, 2012 – **Children in road traffic**, Deliverable 4.8c of the EC FP7 project DaCoTAD

DECRETO-LEI nº163/2006, 2006 – **Normas técnicas de acessibilidade e regras para a sua aplicação às edificações e espaços públicos**. Diário da República n.º 152/2006, Série I de 2006-08-08.

DETR, 1999 – **Traffic Advisory Leaflet 9/99. – 20mph speed limits and zones**. London, DETR.

- DfT, 2000 – **Design manual for roads and bridges**. Department for Transport, London, UK.
- DfT, 2007 – **Manual for Streets**. Department for Transport, London, UK.
- DONNELL, E. T.; HINES, S. C., MAHONEY, K., PORTER, R. J.; MCGEE, H., 2009 – **Speed Concepts: Informational Guide**. Publication No.FHWA-SA-10-001
- ELVIK, R.; HOYE, A.; VAA T.; SORENSEN, M., 2009 – **The handbook of road safety measures**. 2nd edition. Emerald.
- ENGIVIA, 2010 – **Revisão da Norma de Traçado – Documento base**. Instituto de Infra-estruturas Rodoviárias, I. P., Lisboa. 2010.
- EPFL-LITEP, 1995 – **Les Voiries Urbaines** – Cahier TEA n° 8, Suíça.
- FAMBRO, D.B.; FITZPATRICK, K.; KOPPA, R.J., 1997 – **NCHRP Report 400: Determination of Stopping Sight Distances**. Washington, DC: Transportation Research Board.
- FORSYTH, A.; KRIZEK, K., 2011 – **Urban Design: Is there a Distinctive View from the Bicycle?** Journal of Urban Design, 16:4, 531–549.
- FRANÇA, A. Q., 1988 – **A comodidade e a segurança como critérios condicionantes da geometria do traçado. O caso das clotóides de transição**. Dissertação para a doutoramento em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. FEUP, Porto.
- GILLESPIE, T.D., 1992 – **Fundamentals of Vehicle Dynamics**, Society of Automotive Engineers (SAE), Warrendale, Pennsylvania.
- GONÇALVES, J.; GIRÃO DE OLIVEIRA, R., 1974 – **Passagem de peões**. Direção-Geral de Viação
- GUNNARSSON, S. O., 1999 – **Traffic planning Chapter 2. In Traffic safety toolbox – A primer on road safety**. Institute of transportation Engineers, Washington DC.
- HAMILTON-BAILLIE, B., 2004 – **Urban design: Why don't we do it in the road? Modifying traffic behavior through legible urban design**, Journal of Urban Technology, 11:1, 43–62
- HARWOOD, D.; FAMBRO, D.; FISHBURN, B.; JOUBERT, H.; LAMM, R.; PSARIANOS, B., 1995 – **International sight distance design practices**. In International Symposium on Highway Design Practices, TRB, Boston.
- HOOPER, K. E MACGEE, H. W., 1993 – **Corrections to driver characteristics specifications and standard formulations for intersections sight distance**. In Highway information systems, visibility, and pedestrian safety, TRR 904. TRB, Washington.
- IMTT, 2011a – **Colecção de Brochuras Técnicas/Temáticas: Rede Viária – Princípios de Planeamento e Desenho**. Instituto da Mobilidade e dos Transportes Terrestres, Lisboa.
- IMTT, 2011b – **Colecção de Brochuras Técnicas – Temáticas. Rede Ciclável – Princípios de Planeamento e Desenho**. Instituto da Mobilidade e dos Transportes Terrestres, Lisboa.
- IMTT, 2011c – **Colecção de Brochuras Técnicas/Temáticas: Rede Pedonal – Princípios de Planeamento e Desenho**. Instituto da Mobilidade e dos Transportes Terrestres, Lisboa.
- ITF, 2008 – **Towards zero: ambitious road safety targets and the safe system approach**. OECD Publishing, International Transport Forum, Paris, ISBN 978-92-821-0195-7.
- ITF, 2016 – **Zero Road Deaths and Serious Injuries: Leading a Paradigm Shift to a Safe System**; OECD Publishing, Paris.
- JAE, 1994 – **Norma de Traçado da JAE P3/94**. Junta Autónoma de Estradas, Almada.
- JONES, P.; MARSHALL, S.; BOUJENKO, N., 2008 – **Creating more people-friendly urban streets through 'Link and Place' street planning and design**, IATSS Research, 32(1), pp. 14–25.
- KOEPEL, G; BOCK, H., 1970 – **Curvature Change Rate, Consistency, and Driving Speed, Road and Interstate (Strasse und Autobahn), vol.8, Germany** – Citado por LAMM, R., 1999 – Highway Design and Traffic Safety Handbook, (Ref 347).
- KRAMMES R. A., GARNHAM M. A., 1995 – **Worldwide Review of Alignment Design Policies**. Proc. 1st International Symposium on Highway Geometric Design, paper No.19.
- LAMM, R.; PSARIANOS, B.; MAILAENDER, T., 1999 – **Highway Design and Traffic Safety Handbook**, McGraw-Hill, ISBN 0-07-038295-6.
- LNEC, 1973 – **Terminologia rodoviária**. Traçado. Especificação LNEC E 283. Lisboa.
- LUNENFELD, H.; ALEXANDER, G. J., 1984 – **Human factors in highway design and operations**. Em Journal of Transportation Engineering, Vol.110. LUNENFELD, H.; ALEXANDER, G. J., 1990 – A user's guide to positive guidance. Report FHWA-SA-90-017. FHWA, US Department of Transportation.
- MACEDO, A. L.; CARDOSO, J. L., 2010 – **Apoio à revisão da norma de traçado – Elementos complementares e actualizações na norma de traçado de estradas em vigor**. Proc.º 0703/1/17572. Relatório 337/10 – NPTS. Tipo C. LNEC, Lisboa.
- MACEDO, A. L.; CARDOSO, J. L.; ROQUE, C. A, 2011 – **Apoio à revisão da norma de traçado – Elaboração de “documento base” para normas de projecto rodoviário**. Relatório 358/11, LNEC, Lisboa.
- MARTENS, M.; BROUWER, R.; RICHARD, A., 2009 – **Human factors of visual and cognitive performance in driving**. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- MATEUS, A., GIRÃO DE OLIVEIRA, R., 1970 – **Técnicas de engenharia de trânsito**. Gabinete de estudos e Planeamento de Transportes terrestres. MC.
- MICHON, J., 1988 – **Driver models: how they move**. In Traffic Safety Theory and Research Methods. SWOV, Amsterdam.
- MOP, 1962 – **Vocabulário de Estradas e Aeródromos**. Ministério das Obras Públicas, LNEC, Lisboa, 1962.

NEW ZEALAND TRANSPORT AGENCY, 2009 – **Pedestrian Planning and design guide**. Land Transport New Zealand, Wellington, New Zealand.

NORIEGA, P., 2010 – **Efeitos da complexidade ambiental sobre a discriminação de veículos**. Dissertação de doutoramento, Faculdade de Motricidade Humana, UTL.

NOYCE, D.A.; BURDEN, D., 1999 – **Bicycling element**. In **The traffic safety toolbox. A primer on traffic safety**. Institute of transportation Engineers, Washington, D.C., USA.

NSRA, 1973 – **Guidelines for the geometric design of urban roads**. NSRA, Stockholm.

ONU, 1987 – **Report of the World Commission on Environment and Development: Our Common Future**. United Nations Organization

PARAYRE, M.; TRONCHET, M., 1965 – Continuité de la forme dans l'espace. Coordination Plan Profil en Long. Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement. Lyon. PIARC, 1987 – **Report of the Committee on Surface Characteristics**. XVIII World Road Congress, Brussels, Belgium.

PIRES DA COSTA, A.; MACEDO, J., 2008 – **Manual do Planeamento de Acessibilidades e Transportes – Engenharia de Tráfego: Conceitos Básicos**, CCDR Norte.

PITA, F. V., 2002 – **Estratégias e Planeamento da Mobilidade e Segurança de Peões**, Tese de Mestrado em Transportes, Instituto Superior Técnico, Lisboa

ROQUE, C.; CARDOSO, J.L., 2010 – **Sistemas de retenção rodoviários de veículos. Recomendações para seleção e colocação**. Estudo realizado por solicitação do Instituto de Infra-estruturas Rodoviárias, I.P. Relatório LNEC 382/2010, Lisboa.

ROQUE, C.; CARDOSO, J.L., 2011 – **Critérios de segurança para a área adjacente à faixa de rodagem**. Estudo realizado por solicitação do Instituto de Infra-estruturas Rodoviárias, I.P. Relatório LNEC, Lisboa.

ROUMÉGOUX, J., 2004 – **Échauffement des freins des poids lourds. Étude d'implantation de lits d'arrêt d'urgence**. INRETS, France.

SA, 2014 – **SA HB 198:2014 Guide to the specification and testing of slip resistance of pedestrian surfaces**. Standards Australia. Ltd.

SAE, 2018 – **Taxonomy and Definitions for Terms Related to Driving Automation Systems for On-Road Motor Vehicles**. J3016\_201806. Society of Automotive Engineers.

SECO, A.; ANTUNES, P.; COSTA, A.P.; e SILVA, A.B., 2008a – **Manual de Planeamento das Acessibilidades e da Gestão Viária. Vol. 04 Princípios básicos de organização de redes viárias**. Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte.

SECO, A.; MACEDO, J.; PIRES DA COSTA, A., 2008b – **Manual de Planeamento das Acessibilidades e da Gestão Viária. Vol. 08 Peões**. Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional do Norte (CCDR-N). Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território.

SETRA, 1997 – **Note d'Information 52 – Descentes de forte pente et de grande longueur sur routes de type autoroute**. Note d'Information – Économie Environnement Conception – Série (EEC).

SETRA, 2006 – **Comprendre les principaux paramètres de conception géométrique des routes**. SETRA, Baigneux.

SNRIPD, 2006 – **Guia Acessibilidade e Mobilidade para Todos. Apontamentos para uma melhor interpretação do DL 163/2006 de 8 de Agosto**. Edição do Secretariado Nacional de Reabilitação e Integração das Pessoas com Deficiência.

SOUSA MARQUES, J. 1994 – **Peões. Contribuição para uma infraestrutura viária adequada a uma circulação segura**. Prevenção Rodoviária Portuguesa.

SUMMALA, H.; NAATANEN, R., 1988 – **The zero-risk theory and overtaking decisions**. In **Road User Behaviour. Theory and Research**. University of Groningen, The Netherlands.

SWOV, 2018 – **Sustainable Safety 3rd edition – The advanced vision for 2018–2030. Principles for design and organization of a casualty-free road traffic system**. SWOV Institute for Road Safety Research, The Netherlands.

TINGVALL C.; HOWARTH, N., 1999 – **Vision Zero: an ethical approach to safety and mobility**. 6th The Institute of Transport Engineers International Conference on Road Safety and Traffic Enforcement: Beyond 2000, Melbourne 1999.

TRB, 2001 – **Traffic Flow Theory: A State of the Art Report**. Organized by the Committee on Traffic Flow Theory and Characteristics (AHB45). Transportation Research Board, Washington, D.C.

TRB, 2018 – **Highway Capacity Manual 6th Edition. A guide for multimodal mobility analysis**. Transportation Research Board, Washington, D.C.

VEJDIREKTORATET, 2000 – **Collection of Cycle Concepts**. Vejdirektoratet (Danish Road Directorate), Copenhagen.

WANG, C.; QUDDUS, M.A.; ISON, S.G., 2011 – **Predicting accident frequency at their severity levels and its application in site ranking using a two-stage mixed multivariate model**. Presented at the 90th Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C.

WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 1997 – **Pedestrian facilities guidebook – Incorporating pedestrians into Washington's transportation system**, Washington State Department of Transportation.

WEGMAN F.; AARTS, L., 2006 – **Advancing sustainable safety. National road safety outlook for 2005–2020**. SWOV, Leidschendam, The Netherlands. ISBN-13: 978-90-807958-7-7.

WEGMAN, F.; ELSENAAR, P., 1997 – **Sustainable solutions to improve road safety in the Netherlands**, Leidschendam, Institute for Road Safety Research, 1997 (SWOV Report D- 097-8).

# Anexos

---

---

## Anexo I

---

### **Trajelórias e áreas de varredura mínimas de viragem** dos diversos veículos tipo

Figura A1.1  
Áreas de varredura de um veículo ligeiro de passageiros (Macedo et al., 2011).

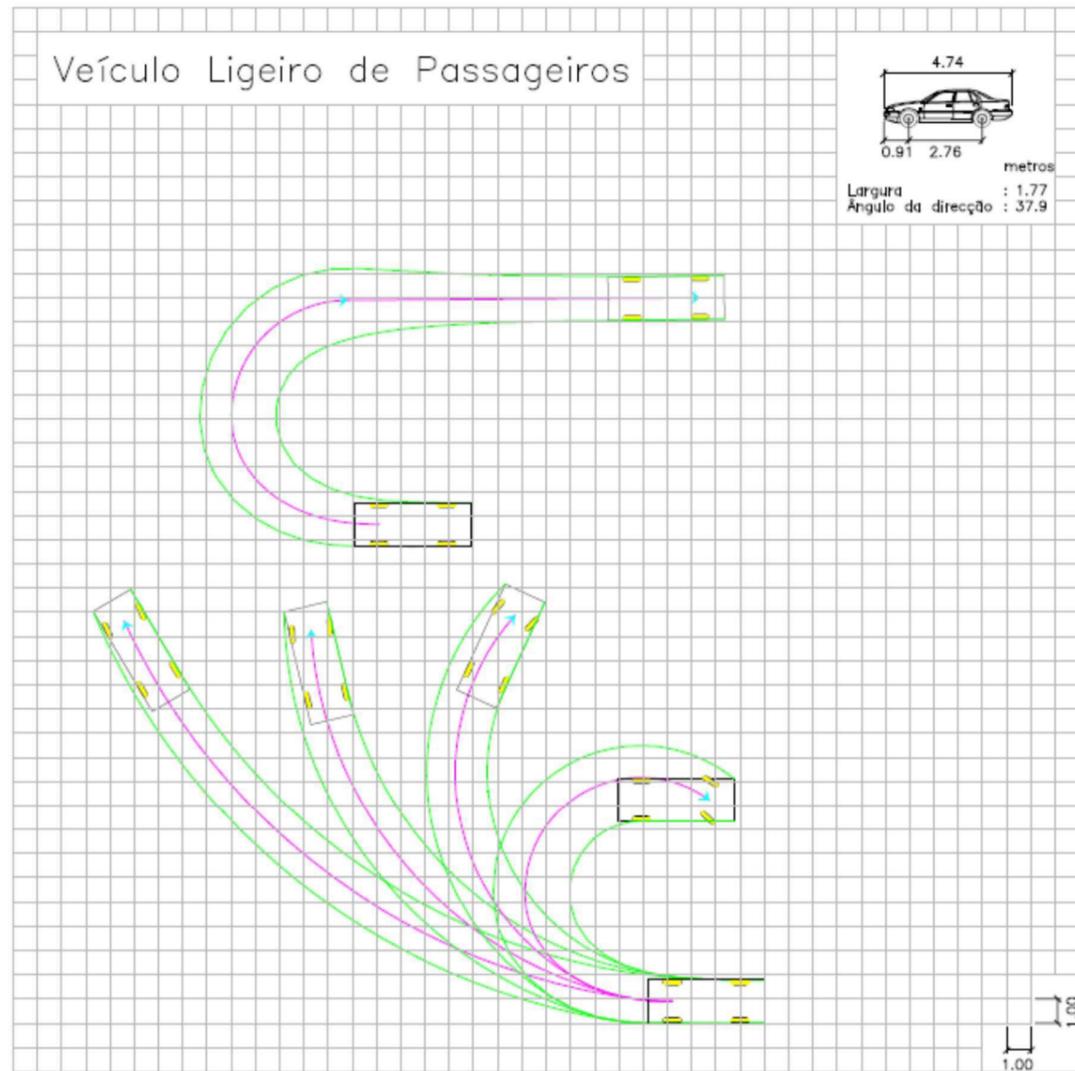
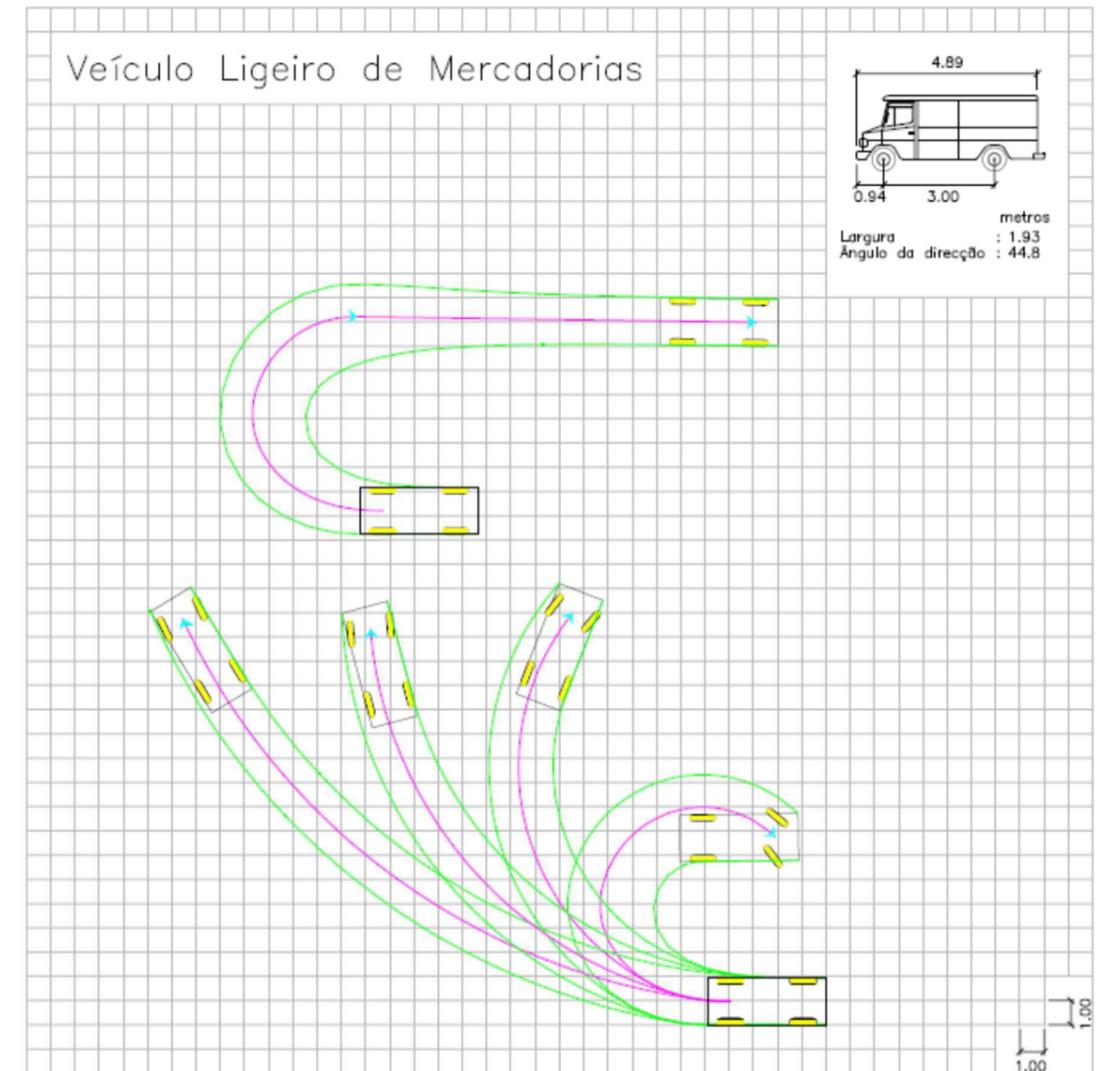
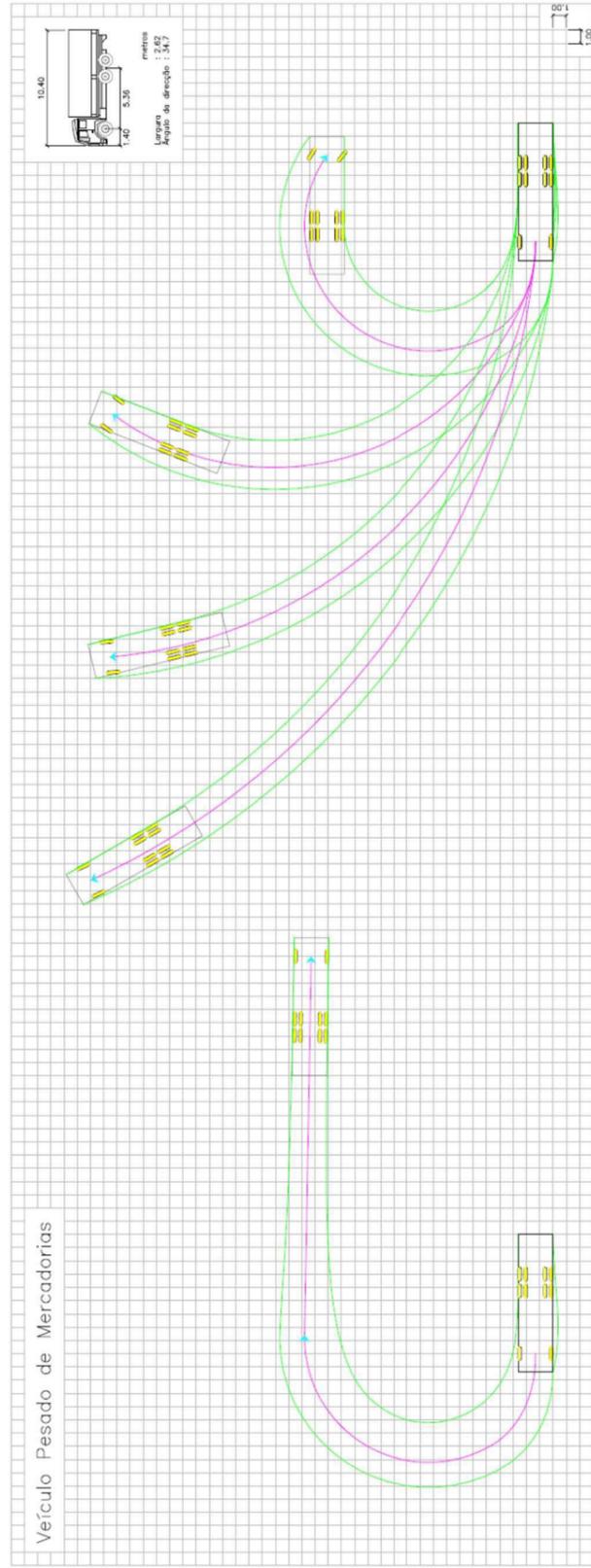


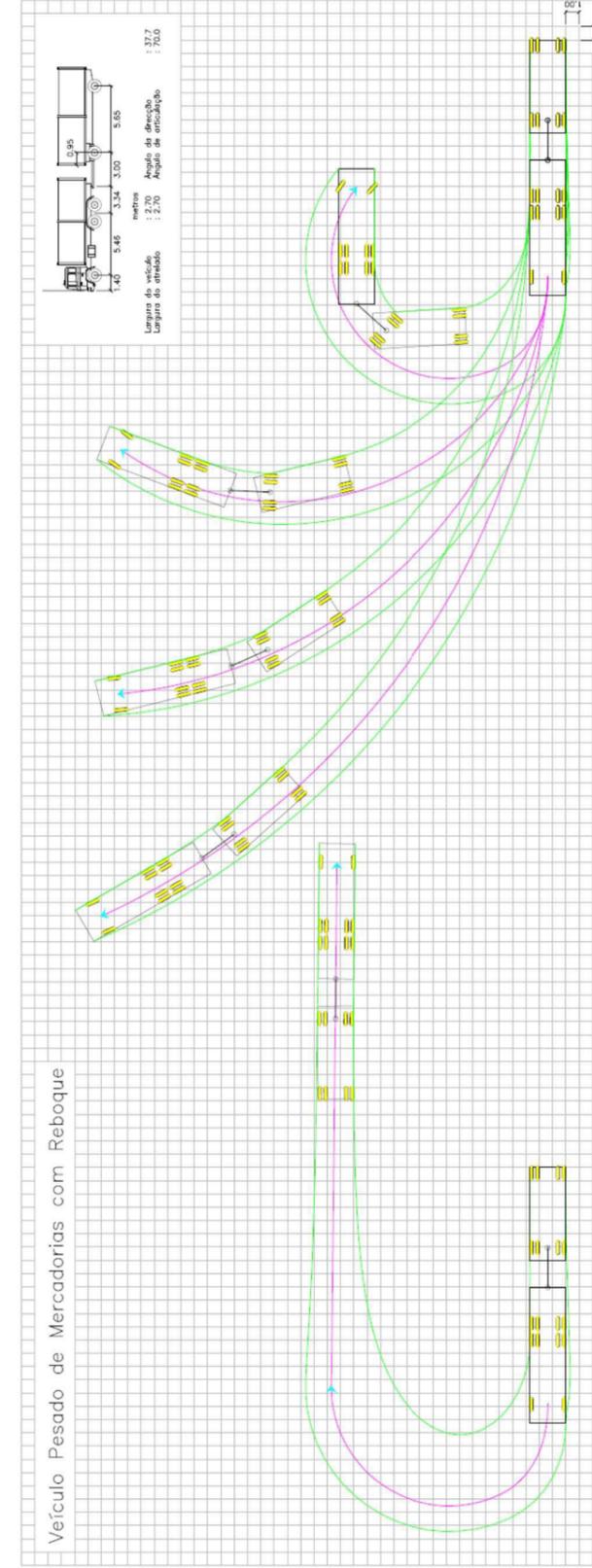
Figura A1.2  
Áreas de varredura de um veículo ligeiro de mercadorias (Macedo et al., 2011).



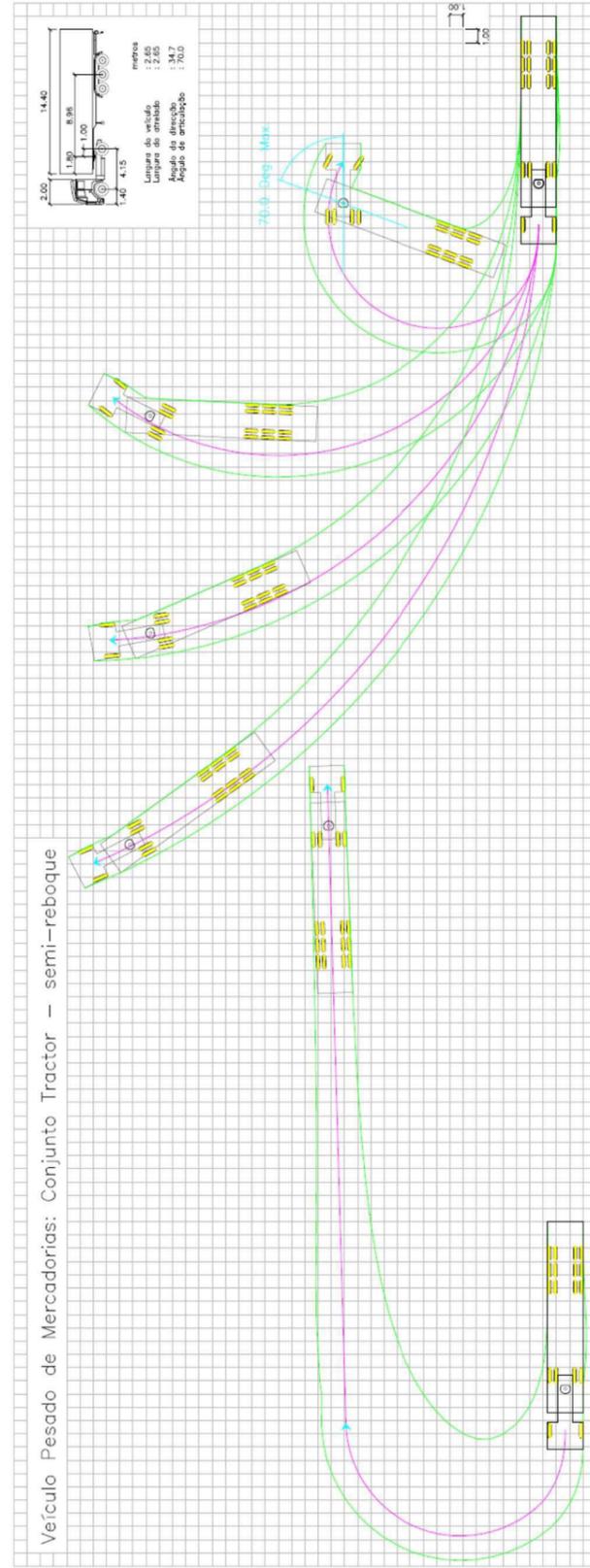
**Figura A1.3**  
 Áreas de varredura de um veículo pesado de mercadorias (Macedo et al., 2011).



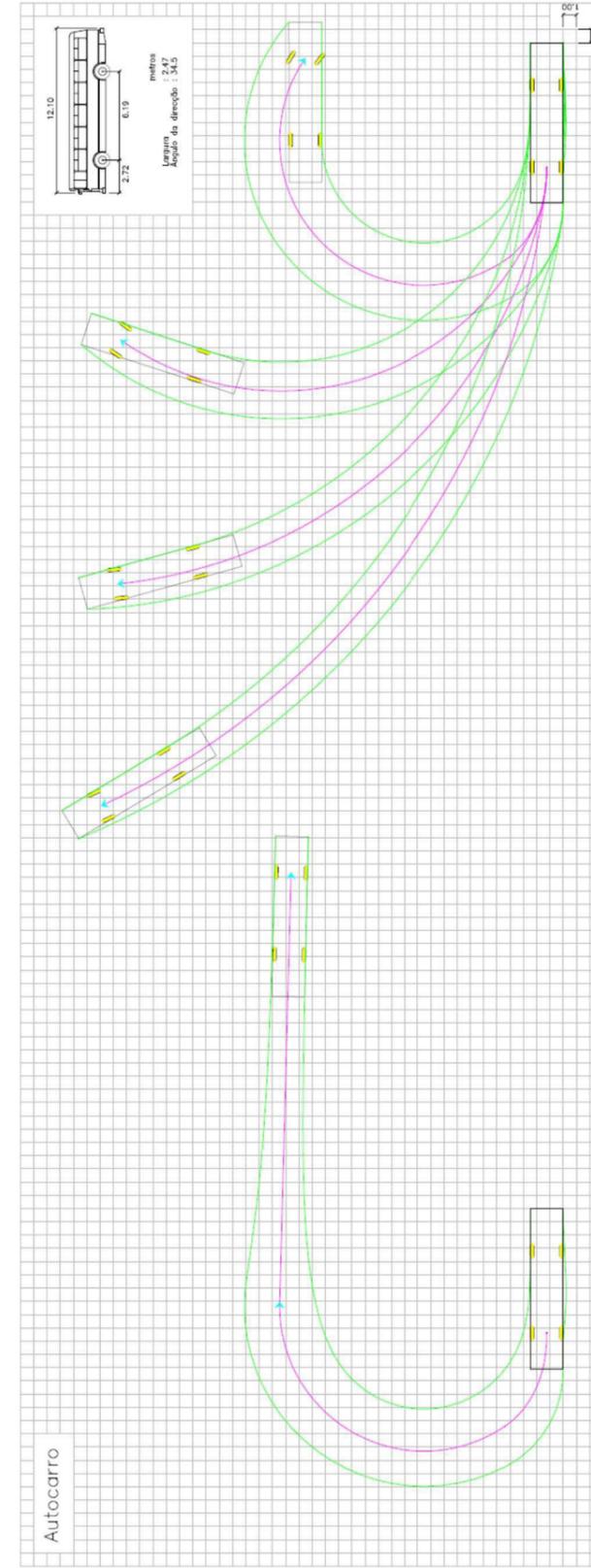
**Figura A1.4**  
 Áreas de varredura de um veículo pesado de mercadorias com reboque (Macedo et al., 2011).



**Figura A1.5**  
 Áreas de varredura de um veículo pesado de mercadorias – Conjunto trator – semi-reboque (Macedo et al., 2011).



**Figura A1.6**  
 Áreas de varredura de um autocarro (Macedo et al., 2011).







---

**IMT - Instituto da Mobilidade  
e dos Transportes, I.P.**  
Avenida Elias Garcia,103  
1050-098 Lisboa



**Mobilidade  
Ativa**

**FUNDO  
-AMBIENTAL**

[www.imt-ip.pt](http://www.imt-ip.pt)