

PROPOSTA DE CLAUSULADO NORMATIVO PARA O TRAÇADO DE NÓS DE LIGAÇÃO

MARCO RAÚL SOARES AMORIM

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

Orientador: Professor Doutor Adalberto Quelhas França

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Ao meu Avô

Tudo o que é verdadeiramente sábio é simples e claro

Máximo Gorky

AGRADECIMENTOS

Ao professor Doutor Adalberto Quelhas França agradeço a orientação estimulante e rigorosa e toda a disponibilidade mostrada para discutir sobre as várias questões que se foram levantando com o decorrer do trabalho.

Ao departamento de Vias de Comunicação, LAT e todos os seus funcionários agradeço pela disponibilização de informação necessária para a execução deste trabalho.

Agradeço aos meus colegas de Vias de Comunicação que me acompanharam ao longo deste último ano, estando sempre dispostos para a troca de ideias e entreaajuda.

Agradeço aos meus colegas de curso com os quais partilhei a vida académica e as horas de estudo e trabalho.

Finalmente agradeço aos meus pais e família, bem como amigos e namorada, por todo o apoio mostrado ao longo dos cinco anos de curso e em especial deste ultimo semestre estando sempre a torcer por mim.

RESUMO

Em Portugal o traçado geométrico de nós de ligação é regido pela “*Norma de Nós de Ligação*” da ex-JAE que data de 1990.

Com a evolução tecnológica e aumento das exigências humanas de comodidade e segurança aparece como necessidade de se reavaliarem os parâmetros que normalizam o projecto de nós de ligação de forma a satisfazer estas novas necessidades. Também uma nova preocupação aparece com os novos problemas ambientais devendo assim os parâmetros normativos colocarem-se nesta perspectiva.

Assim o presente trabalho tem como propósito a elaboração de um conjunto de normas, apoiadas na norma portuguesa e na bibliografia que se considerou necessária, onde se justificam os vários valores obtidos através da dedução das expressões que definem os vários critérios e elementos geométricos de um nó de ligação à excepção da componente de engenharia de tráfego.

Numa primeira fase foi elaborada uma pesquisa exaustiva de documentação dos elementos fundamentais para a definição dos valores normativos, em especial factores humanos referentes a estudos recentes e de estudos sobre ramos de ligação e interacção entre nós de ligação.

Os resultados obtidos são compilados em quadros claros e de fácil utilização que podem ou não ser apoiados por figuras que os complementem. Tentou-se sempre abordar as situações menos vantajosas para que assim se possam generalizar os valores obtidos a todas as situações sem penalização para a comodidade ou segurança dos utilizadores.

A parte geométrica aqui apresentada é dividida em dois capítulos por se entender que esta divisão consegue vantagens de clareza e método na disposição das matérias. A tipologia e forma geral dos nós de ligação é colocada em capítulo próprio onde são adicionados critérios de operacionalidade de nós de ligação. A geometria, propriamente dita, dos ramos de ligação situa-se num outro capítulo onde se encontram a maioria dos quadros com os valores de projecto tais como raios mínimos, velocidades específicas e inclinações dos trainéis.

Os valores tabelados são calculados e convenientemente justificados ao longo do trabalho para que num capítulo final se possa compará-los, em síntese, com a norma portuguesa alcançando-se assim o objectivo deste trabalho.

Fica assim este documento como um apoio à norma portuguesa onde se tenta justificar e aperfeiçoar os valores normativos adoptando-os à realidade de hoje.

PALAVRAS-CHAVE: Normas, Geometria do Traçado, Nós de Ligação, Ramos , "Loops".

ABSTRACT

In Portugal geometric drawing of interchanges is covered by “*Normas de Nós de Ligação*” of ex-JAE from 1990.

With the technological evolution and the raising of human exigencies the commodity and security shows the necessity of revaluating the parameters which regulates the interchange design so to satisfy these new necessities. A further preoccupation also emerges with the recent ambient problems so this way the normative parameters should follow this perspective.

Therefore the present paper intends the elaboration of a set of regulations, supported in the Portuguese regulation and the necessary bibliography, where every value obtained is justified by expression deduction which defines the various interchange geometric elements criteria with exception of the traffic engineering element.

The first step elaborated an exhaustive research of documentary regarding the fundamental outline to define the regulation elements, in especial human factors from recent studies about ramps and interchanges interaction.

The acquired data are compiled in evident and clear usable tables which can be supported or not by images which complement them. These less beneficial condition were always the first to be boarded allowing the possibility to generalize the data obtained to all the possible conditions without user's commodity and safety penalizations.

The geometrical representation is divided in two chapters, because it was understood this division would brings clear advantages in the theme disposition. The interchange's layout and shape is placed in a lone chapter where is added the interchange operational criteria. The ramps geometry, in its particular meaning, is placed in another chapter where all the design values tables are, as the minimum radius, particular velocity and ramp inclinations.

The tabled values are calculated and conveniently justified along this paper in order to be compared with the Portuguese regulation in a final resumed chapter reaching so the paper objectives.

Stand this document as a support to the Portuguese regulation where it tries to justify and improve the regulation values bringing them to the today reality.

KEYWORD: Regulation, Layout geometry, Interchanges, Ramps, Loop

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJECTIVOS	1
1.2 ESTRUTURA DO DOCUMENTO	1
1.3 PERSPECTIVA HISTÓRICA	2
1.5 NECESSIDADE DE UM NÓ DE LIGAÇÃO	4
2. ELEMENTOS BÁSICOS E CONDICIONANTES AO PROJECTO	7
2.1 GENERALIDADES	7
2.2 SEGURANÇA.....	7
2.3 MEIO AMBIENTE	8
2.4 TOPOGRAFIA LOCAL	8
2.5 ELEMENTOS TIPO	8
2.5.1 VEÍCULO-TIPO.....	8
2.5.2 CONDUTOR-TIPO.....	9
2.5.3 PAVIMENTO-TIPO	9
2.6 VARIAÇÃO DO MOVIMENTO DO VEÍCULO: SEGURANÇA E COMODIDADE	9
2.6.1 GENERALIDADES.....	9
2.6.2 ACELERAÇÃO	11
2.6.3 ADERÊNCIA	12
2.7 VISIBILIDADE	12
2.7.1 GENERALIDADES.....	12
2.7.2 DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE DE PARAGEM.....	12
2.7.3 DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE DE DECISÃO	13
2.8 VELOCIDADE	13
2.9 NÍVEL DE SERVIÇO	14

2.10 CURVAS DE TRANSIÇÃO	15
2.11 TRÁFEGO	15
 3. TIPOLOGIA DE NÓS DE LIGAÇÃO	 17
3.1 GENERALIDADES	17
3.2 CONDICIONANTES	18
3.2.1 CUSTO	18
3.2.2 ELIMINAÇÃO DE LIGAÇÕES	18
3.2.3 LIGAÇÃO À REDE LOCAL.....	18
3.2.4 RAMOS DE LIGAÇÃO	19
3.2.5 OBRA DE ARTE.....	19
3.3 TIPOS DE RAMOS E VIAS AUXILIARES	21
3.3.1 GENERALIDADES.....	21
3.3.2 RAMO DIRECTO	21
3.3.3 RAMO SEMI-DIRECTO.....	21
3.3.4 RAMO INDIRECTO	21
3.3.5 VIAS COLECTORAS	22
3.3.6 PERFIS TRANSVERSAIS TIPO	22
3.4 TIPOS BÁSICOS DE NÓS DE LIGAÇÃO	24
3.4.1 GENERALIDADES.....	24
3.4.2 NÓ TERMINAL	25
3.4.3 NÓ EM DIAMANTE.....	25
3.4.4 MEIO-TREVO INCOMPLETO	29
3.4.5 MEIO-TREVO COMPLETO	31
3.4.6 TREVO COMPLETO	31
3.4.7 NÓS ESPECIAIS	34
3.5 CONTROLO OPERACIONAL DE NÓS SUCESSIVOS	34
3.5.1 GENERALIDADES.....	34
3.5.2 UNIFORMIDADE DO TRAÇADO	36
3.5.3 CONTINUIDADE DE ITINERÁRIOS	37
3.5.4 EQUILÍBRIO DE VIAS.....	40
3.5.5 ESPAÇAMENTO ENTRE NÓS DE LIGAÇÃO	43
3.5.6 ESPAÇAMENTO ENTRE SAÍDAS E ENTRADAS	45

4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	47
4.1 GENERALIDADES	47
4.2 VELOCIDADE DE PROJECTO	48
4.3 ALINHAMENTOS HORIZONTAIS	48
4.3.1 GENERALIDADES	48
4.3.2 RAO MÍNIMO	51
4.3.3 SOBREELEVAÇÕES	53
4.3.3.1 Generalidades	53
4.3.3.2 Transição da sobrelevação	55
4.3.3.3 Desenvolvimento da sobrelevação na zona de convergência com a estrada principal	56
4.3.4 CURVAS DE TRANSIÇÃO	59
4.3.4.1 Generalidades	59
4.3.4.2 Critério de comodidade e segurança	60
4.3.4.3 Critério ligado ao disfarce da sobrelevação	61
4.3.4.4 Critério ligado à variação da sobrelevação no tempo	63
4.3.4.5 Análise final	63
4.4 ALINHAMENTOS VERTICAIS, TRAINÉIS	64
4.4.1 GENERALIDADES	64
4.4.2 INCLINAÇÕES MÁXIMAS ADEMISSÍVEIS	64
4.4.1.1 Resistência ao movimento	65
4.4.1.2 Resistência do ar	65
4.4.1.3 Esforço de tracção disponível	66
4.4.1.4 Cálculo para o caso concreto em estudo	67
4.4.1.5 Resultados finais e inclinações admissíveis	67
4.4.2 RAIOS MÍNIMOS PARA CONCORDÂNCIAS ENTRE TRAINÉIS	69
4.4.2.1 Generalidades	69
4.4.2.2 Concordâncias côncavas	70
4.4.2.3 Concordâncias convexas	71
4.4.2 TRAINÉIS COM “STOP” NA SECUNDÁRIA	75
4.5 CARACTERÍSTICAS DO PERFIL TRANSVERSAL	76
4.5.1 DIMENSÕES DO PERFIL TRANSVERSAL	76
4.5.2 NÚMERO DE VIAS	76
4.5.3 SOBRELARGURA DAS VIAS DO RAMO	77

4.6 ENTRADAS E SAÍDAS DA ESTRADA PRINCIPAL.....	82
4.6.1 GENERALIDADES.....	82
4.6.2 COMPRIMENTO DA VIA DE ACELERAÇÃO E DESACELERAÇÃO.....	84
4.6.2.1 Generalidades.....	84
4.6.2.2 Comprimento efectivo da via de desaceleração	85
4.6.2.3 Comprimento efectivo da via de aceleração	85
4.6.2.4 Factores de conversão do comprimento efectivos das vias de aceleração e desaceleração devido à inclinação das mesmas.....	87
4.6.2.5 Comprimento do taper.....	88
4.6.3 LOCALIZAÇÃO	89
4.6.4 CUNHA E NARIZ.....	89
4.7 VISIBILIDADE	90

5. BREVE CONCLUSÃO COMPARATIVA.....	95
--	-----------

ANEXOS	A
---------------------	----------

A1. VEICULO-TIPO, ESPECIFICAÇÕES	C
---	----------

A2. VISIBILIDADE-DESENHOS GEOMÉTRICOS.....	I
---	----------

A3. SAÍDAS E ENTRADAS, PORMENORES GEOMÉTRICOS.....	M
---	----------

A4. TERMINOLOGIA.....	Q
------------------------------	----------

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Desenhos esquemáticos das obras de arte, uma em passagem inferior, A, e a outra em passagem superior, B (imagem elaborada pelo autor para este trabalho).....	20
Figura 2 - Tipos de ramos e vias auxiliares de nós de ligação (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil).	23
Figura 3 – Alguns tipos de nós terminais (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil e “Normas de Nós de Ligação” da JAE, 1990)	26
Figura 4 – Alguns tipos de nós em diamante (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil).	28
Figura 5 – Alguns tipos de nós em Meio-Trevo, completo e incompleto (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil).	30
Figura 6 – Nós em Trevo completo, e as usuais soluções possíveis para os ramos de ligação (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil e “Normas de Nós de Ligação” da JAE, 1990)	33
Figura 7 – Alguns tipos de especiais, de uso incomum (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil).	35
Figura 8 – Saídas de nós sucessivos, duas soluções diferentes (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil e “Normas de Nós de Ligação” da JAE, 1990)	38
Figura 9 – Exemplo de continuidade de itinerários, solução A, e de continuidade de itinerário interrompido, solução B (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil) .	39
Figura 10 – Exemplo de equilíbrio de vias, entradas, A, e saídas, B (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil)	41
Figura 11 – Exemplo de soluções com ou sem equilíbrio de vias e cumprimento do número básico de vias (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil)	42
Figura 12 – Quadro com as recomendações da velocidades de projecto a implementar nos ramos de ligação, V corresponde a velocidade em km/h (extractos das “Normas de Nós de Ligação” da JAE, 1990 e A “Policy on Geometric Design of Highways and Streets” da American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1994)	49
Figura 13 – Gráfico velocidade - coeficiente de aderência transversal com um ajuste polinomial de 2º grau onde se obtém um R quadrado de 99.6% que confirma o polinómio de 2º grau como uma boa tradução da variação do coeficiente de aderência com a velocidade (figura elaborada pelo autor)....	52
Figura 14 – Esquema para o calculo do raio mínimo vertical de uma concordância convexa para $D_v < D$. (figura elaborada pelo autor)	71
Figura 15 – Gráfico velocidade - coeficiente de aderência longitudinal com um ajuste polinomial de 2º grau onde se obtém um R quadrado de 99.5% que confirma o polinómio de 2º grau como uma boa tradução da variação do coeficiente de aderência com a velocidade específica (figura elaborada pelo autor)	74

Figura 17 – Representação esquemática do veículo equivalente A1 e A2 (figura elaborada pelo autor)	80
Figura 18 – Pormenor do tractor do veículo tipo para o cálculo das dimensões do veículo equivalente A1 da figura 17 (figura elaborada pelo autor)	81
Figura 19 – Vias de aceleração e desaceleração do tipo diagonal e paralelo. Lt é o comprimento do taper de transição e Lv é o comprimento efectivo da via (figura elaborada pelo autor)	83
Figura 20 – Exemplo pormenor de via de aceleração (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)	92
Figura 21 – Exemplo pormenor de via de desaceleração (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)	93
Figura 22 – Exemplo pormenor de saída em curva (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)	94
Figura A1.1a – Dimensões do veículo tipo, tractor com reboque, e ângulo de viragem máximo admitido entre o reboque e o tractor (figura elaborada pelo autor)	C
Figura A1.2a – Especificações do veículo representativo do parque automóvel, Renault Clio de 2009 (quadro retirado do catalogo da Renault)	F
Figura A1.2b – Curvas características do motor do veículo escolhido representativo do parque automóvel. Refere-se para o erro encontrado no gráfico no eixo do binário motor onde devia constar 160Nm no lugar de 180Nm (quadro retirado do catalogo da Renault)	G
Figura A2.1 – Triângulo de visibilidade de entrada na E.P. (figura retirada das “Normas de Nós de Ligação”)	J
Figura A2.2 – Visibilidade em intersecções de ramos terminais com sinal de “STOP” com a E.S. (figura retirada das “Normas de Nós de Ligação”)	K
Figura A3.1a – Transição para duas vias (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)	N
Figura A3.1b – Transição para uma via (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)	O
Figura A3.1c – Entradas e saídas com duas vias (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)	P

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Tipo de cruzamentos onde é prevista a construção de um nó de ligação (retirado da Norma de Nós de Ligação e do PRN 200).....	5
Quadro 2 – Distancias mínimas entre narizes para nós sucessivos com as distâncias em km (quadro realizado e compilado pelo autor)	44
Quadro 3 – Distâncias mínimas entre saídas e entradas medidas em metros entre narizes (“Normas de Nós de Ligação” da JAE, 1990)	45
Quadro 4 – Valores máximos do coeficiente de aderência para diferentes velocidades (quadro elaborado pelo autor)	51
Quadro 5 – Valores das velocidades conforme o raio mínimo do ramo (quadro elaborado pelo autor)	53
Quadro 6 – Valores das sobreelevações, em percentagem, a serem usados para cada par raio mínimo - velocidade nos ramos de ligação (quadro elaborado pelo autor).....	55
Quadro 7 – Variação máxima, em transição linear a dar à sobre elevação nas curvas dos ramos de ligação (quadro elaborado pelo autor)	56
Quadro 8 – Vários valores máximos do coeficiente de aderência transversal utilizados na “Norma do Traçado” e considerados para ramos de ligação para diferentes velocidades (quadro elaborado pelo autor)	58
Quadro 9 – Diferenças máximas entre inclinação transversal da estrada principal e de um ramo de ligação (quadro elaborado pelo autor)	59
Quadro 10 – Extensão mínima a dar à curva de transição conforme o critério de segurança e comodidade (quadro elaborado pelo autor)	61
Quadro 11 – Extensão mínimo a dar à curva de transição conforme o critério ligado ao disfarce da sobre elevação (quadro elaborado pelo autor)	62
Quadro 12 – Extensão mínimo a dar à curva de transição conforme o critério ligado à variação da sobre elevação no tempo (quadro elaborado pelo autor)	63
Quadro 13 – Extensão mínima recomendada a dar à curva de transição conforme todos os critérios considerados e referidos no subcapítulo 4.3.3 (quadro elaborado pelo autor)	64
Quadro 14 – Quadro de cálculo das rampas máximas para a 4ª velocidade engatada (quadro elaborado pelo autor)	68
Quadro 15 – Quadro de cálculo das rampas máximas para a 5ª velocidade engatada (quadro elaborado pelo autor)	68
Quadro 16 – Rampa máxima admissível (quadro elaborado pelo autor)	69
Quadro 17 – Raio mínimo vertical admissível para concordâncias côncavas (quadro elaborado pelo autor)	70
Quadro 18 – Distancia de visibilidade de paragem e respectivos elementos de cálculo (quadro elaborado pelo autor)	73

Quadro 19 – Raio mínimo vertical admissível para concordâncias convexas sem se admitir características de conforto (quadro elaborado pelo autor).....	74
Quadro 20 – Extensões críticas dos trainéis (quadro compilado da “Norma do Traçado”).....	77
Quadro 21 – Extensões críticas dos trainéis (quadro elaborado pelo autor).....	82
Quadro 22 – Comprimento efectivo das vias de desaceleração, Lv (quadro elaborado pelo autor)	85
Quadro 23 – Comprimento efectivo das vias de aceleração, Lv (quadro elaborado pelo autor).....	86
Quadro 24 – Factor de modificação do comprimento efectivo de aceleração e desaceleração, Lv (quadro elaborado pelo autor)	87
Quadro 25 – Comprimento do taper de transição, Lt (quadro elaborado pelo autor)	89
Quadro 26 – Distancia de visibilidade de decisão, Dd (quadro elaborado pelo autor)	91
Quadro A1.2a – Vendas de veículos de passageiros segundo a sua potência máxima nos anos de 2005 e 2007 (quadro compilado pelo autor).....	D

ÍNDICE DE EQUAÇÕES

(1) $F = m \times a$	10
(2) $F_a = P \times f_l$	10
(3) $P = m \times g$	10
(4) $a = g \times f_l$	10
(5) $F_n = m \times a_n$	10
(6) $a_n = \frac{v^2}{R}$	10
(7) $F_n = m \times \frac{v^2}{R}$	10
(8) $m \times a_n = m \times \frac{v^2}{R} - m \times g \times Se$	10
(9) $Fa = P \times f_t$	11
(10) $\frac{v^2}{R} - g \times Se = g \times f_t$	11
(11) $Nm = Nj + Ne - 1$	40
(12) $Nj = Nm + Ne$	40
(13) $Nj = Nm + Ne - 1$	40
(14) $Dnarizes = 3.75 \times V^*$	44
(15) $v = \frac{V}{3.6}$	50
(16) $\frac{v^2}{3.6^2 R} = g \times f_t + g \times Se$	50
(17) $V^2 = (g \times f_t + g \times Se) \times 3.6^2 \times R$	50
(18) $V = \sqrt{127.1 \times R \times (f_t + Se)}$	50
(19) $f_t = 6 \times 10^{-6} \times V^2 - 0.0021 \times V + 0.2652$	51
(20) $R = \frac{v^2}{127.1 \times (f_t + Se)}$	52
(21) $P \times \sin(\alpha) = P \times \cos(\alpha) \times f_t$	54
(22) $f_t = \frac{\sin(\alpha)}{\cos(\alpha)}$	54
(23) $f_t = \tan(\alpha)$	54
(24) $f_t = Se$	54
(25) $Se = \frac{v^2}{127.1 \times R} - f_t$	54
(26) $\Delta Sx(t) = \frac{Sx}{\Delta t}$	56
(27) $x = v \times t$	56

(28) $\Delta Sx(x) = \frac{\Delta Sx(t)}{v}$	56
(29) $\Delta Sx(x) = \frac{3.6 \times \Delta Sx(t)}{v}$	56
(30) $F = m \times \left(\frac{v^2}{3.6^2 \times R} + g \times Se_I \right)$	57
(31) $F = m \times \left(\frac{v^2}{3.6^2 \times R} + g \times Se_{II} \right)$	57
(32) $\Delta F = m \times \left(\frac{v^2}{3.6^2 \times R} + g \times Se_{II} \right) - m \times \left(\frac{v^2}{3.6^2 \times R} + g \times Se_I \right)$	57
(33) $\Delta F = m \times g \times \Delta Se$	57
(34) $S_{an} = \frac{\partial a}{\partial t}$	57
(35) $\frac{\partial F}{\partial t} = m \times S_{an}$	57
(36) $\frac{\Delta F}{\Delta t} = m \times S_{an}$	57
(37) $S_{an} = \frac{g \times \Delta Se}{\Delta t}$	57
(38) $\Delta Se = \frac{S_{an} \times \Delta t}{g}$	58
(39) $F = m \times g \times f_t$	58
(40) $\Delta f_t = \Delta Se$	58
(41) $S_{an} = \frac{\partial j}{\partial t}$	60
(42) $j = \frac{v^2}{r} - g \times Sx$	60
(43) $A^2 = r \times l$	60
(44) $S_{an} = \frac{\Delta j}{\Delta t} = \frac{\Delta j}{\Delta l} \times v = \frac{j_{final} - j_{inicial}}{l_{final} - l_{inicial}} \times v$	60
(45) $\Delta l = l_{final} - l_{inicial} = L$	60
(46) $\Delta r = r_{final} - r_{inicial} = R$	60
(47) $\Delta Sx = Sx_{final} - Sx_{inicial} = Se - i$	60
(48) $\Delta j = j_{final} - j_{inicial} = \frac{v^2}{R} - g \times \left(\frac{Se}{100} - \frac{i}{100} \right)$	60
(49) $S_{an} = \frac{\frac{v^2}{R} - g \times \left(\frac{Se}{100} - \frac{i}{100} \right)}{L} \times v$	60
(50) $L = \frac{v}{34.992} \times \left[\frac{v^2}{R} - 127.1 \times \left(\frac{Se}{100} - \frac{i}{100} \right) \right]$	61
(51) $a = 3.5 \times n$ (se $n > 1$) ou $a = 4$ (se $n = 1$)	62
(52) $\Delta i = \frac{a \times Se - a \times i}{L}$	62
(53) $L = \frac{a \times n \times (Se - i)}{\Delta i}$	62
(54) $L = \frac{(Se - i)}{\Delta Sx} \times 10$	63

(55) $\phi = P \times (W_m + W_i) + W_a$	65
(56) $W_m = W_0 \times \left(1 + \frac{v^2}{1500}\right)$	65
(57) $W_a = 0.04823 \times \mu \times S \times V^2$	66
(58) $\phi = \frac{\Gamma \times \rho}{R_1 \times d_n}$	66
(59) $d_n = d'_n \times d''$	66
(60) $V = 2\pi \times R_1 \times n_m \times d_n \times \frac{3.6}{60}$	66
(61) $\Gamma = 9.55 \times \frac{\theta}{n_m}$	67
(62) $R_v = \frac{D}{i_1 - i_2}$	69
(63) $R_v = \frac{V^2}{3.6^2 \times a_v}$	70
(64) $R = \frac{D_v^2}{2 \times (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}$	72
(65) $Ec_i = T_{Fr} + Ec_f$	72
(66) $Ec_n = \frac{1}{2} \times m \times v_n^2$	72
(67) $T_{Fr} = \sum F \times d_t$	72
(68) $\frac{1}{2} \times m \times v^2 = \sum F \times d_t$	72
(69) $\frac{1}{2} \times m \times v^2 = P \times (f_l + W_m) \times d_t$	72
(70) $d_t = \frac{v^2}{2 \times g \times (f_l + W_m)}$	72
(71) $d_t = \frac{0.11 \times V^2}{2 \times 3.6^2 \times (f_l + W_m)}$	72
(72) $D_v = d_t + d_r$	73
(73) $d_r = \frac{2 \times V}{3.6}$	73
(74) $D_v = \frac{0.11 \times V^2}{2 \times 3.6^2 \times (f_l + W_m)} + \frac{2 \times V}{3.6}$	73
(75) $R_v = \frac{D_v^2}{4}$	74
(76) $d = \frac{7.5 \times V_B}{3.6}$	75
(77) $(R + Sl + a)^2 = (R + l)^2 + c^2$	78
(78) $R + Sl + a = \sqrt{(R + l)^2 + c^2}$	78
(79) $Sl = \sqrt{R^2 + 2 \times l \times R + l^2 + c^2} - R - a$	78
(80) $l = \frac{a}{2} + \frac{w}{2}$	79
(81) $c = c.o._2 + c.a._1 + (13 - 1)$	79

(82) $c = \frac{L}{2} \times \sin \alpha + 5 \times \cos \alpha + (13 - 1)$	79
(83) $l = \frac{a}{2} - (c.o._1 - c.a._2)$	79
(84) $l = \frac{a}{2} - (5 \times \sin \alpha - \frac{L}{2} \times \cos \alpha)$	79
(85) $\frac{1}{2} \times m \times v_i^2 = g \times m \times (f_l + w_m + 0.01 \times i) \times L_v + \frac{1}{2} \times m \times v_f^2$	84
(86) $\frac{1}{2} \times v_i^2 = g \times (f_l + w_m + 0.01 \times i) \times L_v + \frac{1}{2} \times v_f^2$	84
(87) $\frac{1}{2} \times (v_i^2 - v_f^2) = g \times (f_l + w_m + 0.01 \times i) \times L_v$	84
(88) $L_v = \frac{(v_i^2 - v_f^2)}{g \times 2 \times (f_l + w_m + 0.01 \times i)}$	84
(89) $L_v = \frac{0.11 \times (V_i^2 - V_f^2)}{2 \times 3.6^2 \times (f_l + w_m + 0.01 \times i)}$	84
(90) $L_t = \frac{t \times V}{3.6}$	88
(91) $D_d = 3.3 \times V_T$	90
(A2.2a) $\frac{d}{b} = \frac{c}{b - (a + 1.75)}$	I
(A2.2b) $c = d \times \frac{b - (a + 1.75)}{b}$	I

ABREVIATURAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Official

c.c. - curva circular

E.P. - estrada principal

E.S. - estrada secundária

g - aceleração gravítica

i - inclinação longitudinal do trainel

IC - itinerário secundário

IP - itinerário principal

JAЕ - Junta Autônoma de Estradas

km - quilómetros

km/h - quilómetros por hora

kg - quilogramas

m - metros

mm - milímetros

NCHRP - National Cooperative Highway Research Program

P.S. - passagem superior

P.I. - passagem inferior

s- segundos

V_e - velocidade específica

V_B - velocidade base

V_t - velocidade de tráfego

1

INTRODUÇÃO

1.1 OBJECTIVOS

O presente trabalho tem como objectivo um estudo aprofundado sobre as matérias ligadas ao projecto de nós de ligação tendo em vista a elaboração de um clausulado normativo que o regule.

O trabalho foca-se em especial nas características geométricas desvinculando-se deste modo da componente de engenharia de tráfego e centrando-se, assim, na engenharia rodoviária. No entanto a componente tráfego está sempre presente e quando necessário recorre-se a estudos já realizados, ou trabalhos elaborados, para a definição desta componente.

Interessa portanto o estudo das dimensões e disposições dos ramos e a forma como estes devem ser implantados no traçado para que se possibilite uma relação justa entre os vários factores inerentes a este tipo de projecto, tais como a segurança, conforto, economia e ambiente.

Como base para o trabalho serão seguidas as normas já existentes em particular as normas portuguesa, espanhola e americana. Pretende-se então de forma analítica e geométrica revisar estas normas recalculando-se os parâmetros que estas normas regem com base em estudos e experiências mais recentes, bem como a tentativa de encarar os problemas por uma perspectiva diferente.

Relembra-se que a norma portuguesa para o traçado de nós de ligação data da década de 90 e tem bases na norma americana bem como nas normas europeias existentes à data, tais como a espanhola. É assim proposto neste trabalho uma tentativa de reavaliar os parâmetros mais importantes no traçado de nós de ligação e dispô-los ao longo do estudo de uma forma coerente e intuitiva para o utilizador dando sempre liberdade ao projectista de alterações quando estas possam ser justificadas.

1.2 ESTRUTURA DO DOCUMENTO

Este documento está dividido em quatro partes que se consideraram fundamentais na estruturação de uma norma.

Um primeiro capítulo serve de introdução ao documento onde se explanam os objectivos do próprio documento e se faz uma inserção histórica dos nós de ligação na história das vias de comunicação. Conclui-se esta parte com um pequeno subcapítulo que serve ao utilizador como elemento de avaliação da necessidade de um nó de ligação na intersecção de duas estradas.

No segundo capítulo definem-se os elementos base para o projecto de um nó de ligação a serem utilizados ao longo do documento, bem como as condicionantes ao projecto às quais o projectista deve dar atenção particular.

A geometria e composição geral dos nós (lay-out) que definem a sua tipologia, bem como as regras de operacionalidade dos mesmo e a forma como eles interagem entre si foram compilados no capítulo 3.

Finalmente, no capítulo 4, consideram-se o nó individualmente e estudaram-se as dimensões geométricas em planta e perfis transversal e longitudinal a que os ramos de ligação devem de obedecer bem como as respectivas vias auxiliares. É neste capítulo que estão presentes os quadros de dimensionamento que relacionam a velocidade específica nos ramos com os respectivos raios, curvas de transição, sobredimensões e inclinações.

No entanto, e fora do contexto normativo, foi adicionado um pequeno capítulo suplementar que serve de conclusão a este trabalho comparando-se neste, de uma forma generalizada, os valores obtidos ao longo do documento com os valores da norma portuguesa.

Em anexos foram acrescentadas algumas disposições geométricas e o estudo do veículo tipo médio do parque nacional bem como um glossário com definições próprias sobre nós de ligação.

1.3 PERSPECTIVA HISTÓRICA

A importância dada às ligações físicas entre povoações, em particular as ligações pedestres, foi desde cedo vista como elemento fulcral na expansão dos territórios e evolução das populações, sendo as vias terrestre e marítima os principais suportes para estas ligações. Exemplo disso é o vasto império Romano e a sua propagação por todo o continente Europeu por via terrestre. A necessidade de se expandir e de melhor defender os seus territórios bem como a desagregação parcial do comércio à dependência dos portos e rotas marítimas levou a que os Romanos desenvolvessem estradas e caminhos que ligavam as suas cidades e aldeias para facilitar as deslocações dos exércitos e das caravanas de comércio e mantimentos, tendo esta sido uma das principais razões do sucesso deste império e da sua extensão geográfica.

De forma completa o território actual português, torna-se parte deste império, por volta do ano 20 A.C., sofrendo assim também melhoramento na sua estrutura de estradas e caminhos; a título de exemplo podem ser destacadas as três estradas Romanas que ligavam OLISIPO (Lisboa) a EMERITA AUGUSTA (Mérida) que mais tarde viriam a dar um traçado próximo ao troço Lisboa – Vila Franca de Xira, da Auto-Estrada do Norte (1961) como será referido adiante.

Passado o império Romano e com a entrada na Idade Média o problema das ligações terrestres das povoações, principalmente por via terrestre, bem como o seu desenvolvimento estagnou. Deveu-se isto ao aumento das atenções dos povos para as necessidades bélicas requeridas naquela época de constantes guerras pelo poder e conquista de territórios onde a facilidade de ligação entre povoações era vista como uma desvantagem para a própria segurança da população, onde era vantajoso a localização dos fortes e castelos em locais de difícil acesso.

Apenas no ano de 1788 quando a maior parte dos territórios europeus já estavam estabelecidos e se inicia uma era para o desenvolvimento cultural e económico, e com a necessidade de uma ligação entre os pólos Lisboa-Coimbra, a situação se inverteu em Portugal. Coube ao Desembargador Dr. José Diogo Mascarenhas a direcção dos trabalhos de abertura em boas condições desse mesmo percurso. Beneficiando assim o troço Lisboa-Vila Franca pela primeira vez após a sua construção pelos romanos.

Aparece ainda um dos primeiros manuais portugueses para a execução de estradas onde surgem as primeiras ideias para a classificação das vias, em “Método para se construírem estradas em Portugal”

(1790) pelo próprio Desembargador Dr. José Diogo Mascarenhas, classificando as estradas como Reais, Comerciais, Publicas e Vicinais.

Mais tarde, em 1850, a 22 de Julho, é publicado um decreto de lei que cria uma nova classificação para as estradas (de primeira e de segunda classe) e de caminhos (municipais e vicinais). Posteriormente um novo decreto (8-III-1889) reestrutura esta classificação em estradas Reais (1ª Ordem) e Distritais (2ª Ordem).

O mesmo acontece por toda a Europa até que chegado o séc. XX e finda a Guerra de 1914/18, Primeira Guerra Mundial, inicia-se um movimento de modernidade e novos tempos exigido pela reconstrução de toda a Europa. Cria-se assim a sociedade de massas na procura da harmonização das necessidades de todas as classes, desde as mais ricas às mais necessitadas.

No entanto em Portugal até meio do séc. XX ainda se debatia a industrialização do país onde nos primeiros trinta anos deste século poucas foram as realizações de vulto na construção civil. Mas é neste passar de século que começam a ser importados para Portugal os primeiros veículos motorizados. E é também neste período que nasce o decreto de 19 de Dezembro de 1907 que vem, de forma a reduzir custos e tempos de construção, diminuir as características das estradas e a própria qualidade destas em contraste com a necessidade de maiores requisitos com a entrada dos automóveis em circulação.

Chegado o ano de 1927, e após alguns novos decretos para adaptações das estradas ao tráfego automóvel, cria-se a Junta Autónoma de Estradas surgindo uma nova classificação de estradas em nacionais (de primeira e segunda classe), em estradas municipais e caminhos públicos. Passando mais tarde, esta ultima designação, com o Decreto-Lei nº 23/239 de caminhos públicos para caminhos vicinais.

Neste período, sendo o Eng. Duarte Pacheco Ministro das Obras Publicas, elabora-se o primeiro Plano Rodoviário Nacional (de Setembro de 1944), justificado pelo grande crescimento do uso do automóvel nas ligações do país ainda que as estradas presentes carecessem de qualidade. Neste plano é estabelecida a obrigatoriedade do emprego de curvas de transição em curva, embora não fossem fixadas as normas regulamentares a adoptar, nem sequer definido, em concreto, a curva de transição a ser empregue. Iniciasse assim o caminho para o aparecimento das estradas de vias múltiplas e das auto-estradas. Sendo a primeira auto-estrada a que ligava Lisboa a Cascais onde apenas era permitido a circulação automóvel.

Com a crescente utilização do troço Lisboa - Vila Franca de Xira e de toda uma ligação entre a capital e o Norte, nasce a necessidade de criação de uma nova auto-estrada que liga-se todo o Norte litoral desde Lisboa ao Porto, iniciando-se o projecto pela elaboração do primeiro troço desta auto-estrada que ligava Lisboa a Vila Franca de Xira que entre o ano de 1950 e 1960 apresentava um crescimento de procura dos 2016 veículos diários em 1950 para os 8037 veículos diários em 1960. Sendo que 40% eram veículos comerciais, justificando assim a necessidade de construção deste troço de auto-estrada que é realizado em 1961, sendo os posteriores troços construídos á medida que a evolução do tráfego rodoviário o viesse a justificar.

O projecto deste troço tem o Plano Rodoviário Nacional como base normativa onde, como tem vindo a ser referido, se distinguem várias classes para as estradas consoante estas se destine à rede nacional (função circulação) e às redes municipais (função acesso). Acrescentando a necessidade de altas velocidades e escoamento nas vias de distribuição em contrapartida com as reduzidas velocidades das vias de acessos, foi-se conduzido à necessidade da existência das primeiras intersecções desniveladas e

consequentemente aos primeiros nós de ligação para a segura entrada e saída dos veículos na auto-estrada nos pontos de acesso.

São estes o nó de Sacavém, o nó de Alverca e o nó de Vila Franca de Xira. À época ainda não existiam normas para o traçado de nós de ligação em Portugal, pelo que o critério para o traçado dos referidos nós ficou ao cargo dos engenheiros do projecto. Até aquela data existiam algumas publicações internacionais de entre as quais se destaca a publicação da AASHO “*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*” de 1954, a qual já continha um capítulo para o projecto de nós de ligação.

Na região do Porto, a criação da auto-estrada do Norte, veio também provocar vários conflitos no sistema de transporte, pela ausência de corredores de penetração na malha urbana desta zona, levando à necessidade de construção de nós de ligação para que estas penetrações fossem conseguidas. Destacam-se o nó do Campo Alegre, o nó de Devesas, o nó que ligava a auto-estrada com a nacional 109, o nó de Santo Ovídeo e o nó dos Carvalhos.

Aparece aqui o problema das curvas de transição que à data era apenas referido nacionalmente como de uso obrigatório. Nada era dito quanto ao tipo de curvas a serem utilizadas. Era prática comum o uso da parábola de terceiro grau, que, em estrada corrente, servia satisfatoriamente as necessidades do traçado sendo esta a escolha dos projectistas dos nós do troço Lisboa-Vila Franca de Xira. No entanto sabe-se que a parábola do terceiro grau tem um raio mínimo que é atingido para um ângulo polar de cerca de 9 graus o que dificultava em muito o desenho dos ramos dos nós. Já no Porto, estando as ligações a cargo da Direcção Regional do Norte da Junta Autónoma de Estradas, recorreu-se ao uso da Lemniscata de Bernoulli que comparando com a parábola de terceiro grau, trazia a vantagem do raio mínimo apenas aparecer para um ângulo polar de 45 graus tornando o desenho das ligações mais versátil.

Nasce aqui a necessidade de elaboração de melhores especificações para o traçado de curvas de transição e de matérias normativas para a execução do projecto de nós de ligação que se previam vir a aumentar em grande número com a expansão da rede viária. É então que em 1967 aparecem as primeiras disposições normativas a pronunciarem-se sobre o emprego da clotóide, sendo que em 1974 a JAE consagra nas suas “Normas de Projecto”.

Formalmente as Normas para Nós de Ligação só aparecem em 1990 (P6-90) que até aos dias de hoje se mantêm em vigor não tendo sofrido qualquer alteração.

1.5 NECESSIDADE DE UM NÓ DE LIGAÇÃO

Um nó de ligação é um conjunto de ramos de ligação, ramos esses que asseguram a ligação entre duas ou mais estradas que se cruzam desniveladas. Usualmente são concebidos para que se aumente o nível de serviço de uma intersecção e/ou para reduzir ou eliminar os pontos de conflito entre os vários movimentos possíveis. Sempre que haja um nó de ligação é garantida a eliminação dos conflitos de cruzamento. Os conflitos devido às viragens podem ou não serem eliminados, embora se concentrem ou são existentes na secundária. O grau de satisfação do nó deterá o nível de eliminação destes pontos de conflito.

Criou-se uma terminologia própria para este documento pretendendo-se simplificar a nomenclatura usada nas normas portuguesas para nós de ligação. Para nós de ligação entre Itinerários Principais e/ou Complementares, nós que se distinguem pelas suas necessidades de velocidades altas em ambas as estradas que se cruzam, e uma usual inexistência de conflitos deu-se o nome de “nós de mobilidade” acentuando a necessidade de mobilidade destes nós. No caso de nós de ligação entre Itinerários

Principais ou Complementares e outras estradas, nacionais ou municipais onde numa das estradas a velocidade é substancialmente inferior e onde possam existir conflitos de viragens, deu-se o nome de “nós de acesso” para salientar que nestes casos a prioridade é criar acessos à estrada principal e dotar esta de saídas de acesso aos destinos.

No Quadro 1 é apresentado de uma forma simples em que tipo de estradas que se cruzam se deve adoptar um nó de ligação em vez de uma intersecção de nível. Nesse quadro as estradas são classificadas do nível 1 ao 4, sendo: 1 – itinerários principais; 2 – itinerários complementares; 3 – outras estradas nacionais; 4 – estradas municipais.

Salientam-se dois aspectos relevantes quanto à necessidade de um nó de ligação justificada pelo tipo de cruzamento. Considerando a função da Rede Fundamental, é clara a necessidade de um nó de ligação para qualquer cruzamento entre itinerários principais ou entre um itinerário principal e outra estrada, com a finalidade de se garantir ao longo do traçado do itinerário principal o nível de serviço necessário (B) com segurança e comodidade. A ausência de um cruzamento do tipo 14 no Quadro 1 deve-se ao facto de um Itinerário Principal nunca ligar a uma estrada municipal. Por fim, salienta-se também como nós de ligação os cruzamentos com Itinerários Complementares que aparecem como um auxiliar aos Itinerários Principais e desta forma um suporte á Rede Fundamental.

Conclui-se portanto que a decisão de construir um nó de ligação passa essencialmente por critérios fundamentais, sendo que razões de capacidade e segurança podem ser na maior parte dos casos resolvidas por intersecções niveladas não esquecendo que um nó de ligação tem sempre menores perdas de tempo e grande melhoria da segurança. Os conflitos de atravessamentos e viragens à esquerda são eliminados, devendo sempre existir um equilíbrio entre o custo da solução e as vantagens proporcionadas.

Quadro 1 – Tipo de cruzamentos onde é prevista a construção de um nó de ligação (retirado da Norma de Nós de Ligação e do PRN 2000)

TIPO DE CRUZAMENTO	11	12	13	22	23	24
NÓS DE LIGAÇÃO	x	x	x	x	x(a)	x(a)

(a) Quando o tráfego médio diário na estrada secundária, no ano horizonte, for inferior a 1000 veículos deve-se optar por uma intersecção de nível

2

ELEMENTOS BÁSICOS E CONDICIONANTES AO PROJECTO

2.1 GENERALIDADES

Os estudos e projectos de nós de ligação estão ligados a uma série de condicionantes que podem ser divididos em elementos de tráfego, factores físicos, económicos e ambientais. O tipo e dimensões do nó a ser aplicado dependerá da correlação que existe entre os factores condicionantes.

Assim ao estarem intimamente ligados aos elementos de projecto é necessário em primeiro lugar conhecer estes factores antes de serem definidas características geométricas do nó.

De seguida são discriminados os elementos básicos a serem considerados no projecto de nós de ligação.

2.2 SEGURANÇA

Um nó de ligação constitui uma divergência ao movimento de cada veículo e entre os próprios veículos proporcionando um maior número de conflitos do que o que seria de esperar em traçado corrente devido às necessidades de mudança de faixas e direcções bem como a entrada de novos veículos na corrente de tráfego.

É assim necessária a implementação de meios que diminuam as hipóteses de conflito e facilitem as mudanças de direcção recorrendo-se às vias de aceleração e desaceleração, curvas de transição, tipos de pavimento e a sua aderência e protecções laterais. Deve ainda ser feita uma análise às condições de operação dos nós adjacentes de forma a criar um padrão de uso equivalente ao longo dos vários percursos possíveis instruindo o condutor para a forma de como deverá proceder aquando da necessidade de enfrentar esta peculiaridade das vias rodoviárias.

A visibilidade vem intrínseca ao que foi referido faltando referir que durante a condução nocturna é necessário assegurar as mesmas condições de segurança existentes na condução diurna. Para isso todos os nós de ligação, e as suas zonas de influência, devem obrigatoriamente estar constantemente iluminadas sempre que exista insuficiência de luz solar.

2.3 MEIO AMBIENTE

O meio ambiente é principalmente afectado em zonas rurais, aquando da construção de um nó de ligação, por se integrar na paisagem uma nova obra que engloba vários movimentos de terras e mudança da topografia natural do terreno devendo estes movimentos de terras e elevações de estruturas serem feitos de modo a minimizar impactos visuais sem prejuízo significativo para a segurança e traficabilidade do nó de ligação.

Em zona urbana todo o arredor foi já planeado e construído em função do próprio ambiente urbano sendo a paisagem pouco afectada pela implantação de um nó de ligação necessitando apenas de se prevenir grandes disparidades visuais integrando o nó na paisagem numa tentativa de equilibrar a qualidade do condutor e a qualidade do contemplador exterior.

2.4 TOPOGRAFIA LOCAL

Qualquer projecto que se apoie directa ou indirectamente num terreno necessita do conhecimento desse mesmo terreno. Assim para a elaboração de um nó de ligação é fundamental conhecer a topografia local recorrendo a plantas topográficas existentes da zona, ou a um estudo topográfico no caso da inexistência de planta topográfica, ou das que existam não estarem actualizadas. Usualmente refere-se uma escala de 1:1000. Nesta planta deverão estar explicitas as curvas de nível, de metro a metro, e os condicionamentos físicos que possam afectar o projecto.

A par da planta topográfica, que poderá ser assistida por outras plantas a escalas diferentes na necessidade de estudo de pormenores ou interacção com outras infra-estruturas, são ainda necessários os perfis longitudinais das estradas e arruamentos que se intersectarão desnivelados na zona do nó de ligação. Haverá também todo o interesse em se obter os perfis transversais dessas mesmas estradas e arruamentos para um total conhecimento da situação local.

2.5 ELEMENTOS TIPO

Para a definição dos coeficientes de aderência, parâmetros de conforto e da visibilidade é necessário caracterizar os elementos que interferem no que se pode chamar de movimento do veículo. São estes elementos os veículos, condutores e superfície de suporte aos pneumáticos.

No entanto, a diversidade de veículos a circular nas rodovias, os vários diferentes tipos de utilizador, cada um com as suas características próprias, e as quais, dentro de cada individuo podem variar com o tempo fruto de inúmeros factores externos e os diferentes tipos de superfície de suporte, pavimentos, que variam conforme um vasto número de características, levam a que seja necessário definir um elemento tipo que possa ser caracterizado e utilizado sem prejuízo para os demais.

2.5.1 VEÍCULO-TIPO

Para o desenho de um nó de ligação é fundamental conhecer os veículos que lá vão circular. No entanto estaríamos dentro duma situação quase utópica devido à impossibilidade de conhecer todas as características de todos os veículos existentes e que viriam a existir bem como na numerosa quantidade de dados que se obteriam não sendo economicamente viável, ou mesmo humanamente possível o teste a todos estes veículos, num período de tempo razoável.

Assim será prudente definir um veículo tipo que reunirá as características mais desvantajosas para a definição do projecto. Serão consideradas as dimensões do veículo, a força de tracção em termos de aceleração e desaceleração/travagem, o peso do veículo e a aderência dos pneumáticos deste, ângulos de visão e distância de visibilidade que permite atingir com ou sem auxílio a iluminação artificial dos faróis.

Como é necessário precaver a situação mais desvantajosa vai ser usado como veículo tipo o tractor com reboque classe 17 da JAE. É também considerado um conjunto de características mecânicas padrão, veículo médio do parque automóvel português, para que se garantam ramos de ligação económicos, tanto para o dono de obra como para o condutor.

Mais detalhes sobre o veículo tipo encontram-se em anexo, A1.

2.5.2 CONDUTOR-TIPO

A par do veículo tipo é também importante definir um condutor tipo para lhe garantir uma agradável condução ao longo do nó de ligação. Pretende-se com isto definir coeficientes/limites físicos para os quais o não comprimento põe em risco a própria segurança do condutor e de terceiros, e coeficientes/limites de conforto, para os quais o incumprimento põe apenas em risco o conforto do condutor sem qualquer prejuízo para a segurança.

As características do condutor tipo para satisfazer os requisitos de segurança são essencialmente o cone visual incluindo a distância limite de percepção, e tempo de reacção.

As características do condutor tipo para satisfazer a sua própria comodidade são os limites toleráveis de aceleração e desaceleração assim como o tempo de reacção e os limites de visibilidade.

2.5.3 PAVIMENTO-TIPO

O pavimento tipo aqui definido será essencialmente o conjunto de propriedades necessárias para uma circulação cómoda e que melhor relacione os gastos de circulação com os custos de construção.

O conjunto de propriedades referidas pode ser tratado através de requisitos mínimos de rugosidade e dimensões das asperezas bem como requisitos relacionados com características de porosidade e comportamentos às várias temperaturas que estará sujeito e que podem influenciar as suas próprias características. Estes requisitos serão quantificados pelos coeficientes de aderência transversal e longitudinal e pelas características de drenante ou não drenante do pavimento.

O problema do gelo deverá ser exceptuado pela raridade do acontecimento e pelo cuidado que suscita nos condutores.

2.6 VARIAÇÃO DO MOVIMENTO DO VEÍCULO: SEGURANÇA E COMODIDADE

2.6.1 GENERALIDADES

A variação da velocidade de um veículo em estrada está ligada às forças de tracção e atrito que actuam na interface pneumático/pavimento. De uma forma simplificada a força genérica que actua num veículo que circula em linha recta, e que permite uma variação da velocidade neste, vem dada por:

$$F = m \times a \quad (1)$$

sendo a força de atrito:

$$F_a = P \times f_l \quad (2)$$

onde:

$$P = m \times g \quad (3)$$

Logo, se considerarmos unicamente a força de atrito a actuar no veículo, existe um movimento recto uniformemente variado cuja aceleração é:

$$a = g \times f_l \quad (4)$$

com:

F – força [N]

m – massa [kg]

a – aceleração [m/s^2]

F_a – força de atrito [N]

P – peso [N]

f_l – coeficiente aderencia longitudinal [adimensional]

g – aceleração gravitica [m/s^2]

Conclui-se, portanto, que a aceleração e a aderência estão intrinsecamente relacionadas, e ambas definem a força a que o veículo e ocupantes estão sujeitos sugerindo-se assim estas variáveis como elementos básicos para caracterizarem o conforto e segurança dos passageiros nas variações do movimento dos veículos.

Resta ainda demonstrar a mesma dependência para uma variação da direcção do veículo, movimento em curva, com velocidade constante.

Quando um veículo circula em curva existe uma força centrífuga de valor:

$$F_n = m \times a_n \quad (5)$$

como:

$$a_n = \frac{v^2}{R} \quad (6)$$

temos:

$$F_n = m \times \frac{v^2}{R} \quad (7)$$

se for considerado uma sobrelevação do perfil transversal da estrada de valor Se , pode-se concluir:

$$m \times a_n = m \times \frac{v^2}{R} - m \times g \times Se \quad (8)$$

logo a_n pode ser visto como a aceleração não compensada exercida sobre o veículo em movimento e a força centrífuga anulada pela força de atrito devido a aderência transversal tal que:

$$Fa = P \times f_t \quad (9)$$

então:

$$\frac{v^2}{R} - g \times Se = g \times f_t \quad (10)$$

com:

F_n – força normal [N]

a_n – aceleração normal [m/s^2]

v – velocidade [m/s]

R – raio [m]

Se – sobrelevação [adimensional]

f_t – coeficiente aderência transversal [adimensional]

Mais uma vez se conclui a dependência entre a aceleração, sentida pelo condutor e passageiros, e o coeficiente de aderência solicitado. De seguida é feita uma explanação geral dos conceitos de aceleração e aderência como elementos básicos de projecto fruto da conclusão deste subcapítulo.

2.6.2 ACELERAÇÃO

Por aceleração entende-se uma variação do vector velocidade do veículo em movimento. Esta pode ser por um aumento ou redução da velocidade, ou por uma variação de direcção do vector velocidade.

A variação da intensidade da velocidade, em nós de ligação, usualmente ocorre quando um veículo faz o transbordo da estrada para o ramo de ligação ou vice-versa usando as vias de desaceleração e de aceleração. É assim necessário definir o que se pode chamar de aceleração longitudinal de conforto como a variação da intensidade da velocidade (positiva ou negativa) que não provoca desconforto sensível no condutor ou passageiros. Esta depende sobretudo do condutor tipo considerado e está limitada pelas características do veículo e pavimento tipo.

Existe ainda a possibilidade do condutor ter de recorrer a uma travagem ou aceleração intensa devido por exemplo a uma indecisão do caminho a tomar ou de não conseguir fazer o movimento que pretendia. Assim, define-se a aceleração longitudinal de segurança como a variação da intensidade da velocidade que pode ser feita pelo condutor sem prejuízo para a segurança do mesmo ou de terceiros. Esta aceleração será função em especial, ver subcapítulo 2.5, da capacidade de travagem e aceleração do veículo tipo e das características de aderência do pavimento tipo.

A respeito de variações de direcção do vector velocidade do veículo em marcha ou parado refere-se para a aceleração normal de conforto, a ser respeitada nas curvas de transição e circular dos ramos de ligação bem como nas mudanças de via de circulação, como a variação da direcção do vector velocidade que não trás qualquer prejuízo significativo para o conforto do condutor e passageiros que tal como as acelerações descritas anteriormente vai depender dos elementos tipo enunciados no subcapítulo 2.5.

Pode também ser descrito uma aceleração normal de segurança como a variação da direcção do vector velocidade do veículo máxima que não traga prejuízo para a segurança do condutor e terceiros, tal como a aceleração longitudinal de segurança.

Em termos de conforto os valores limites para acelerações longitudinais e transversais (normais) para o condutor e passageiros são idênticos remetendo-se ambos para uma terminologia única, aceleração de conforto.

O mesmo acontece para as acelerações normais e longitudinais de segurança, embora com pequenas discrepâncias de valores, resultando assim a terminologia única de aceleração de segurança.

2.6.3 ADERÊNCIA

A aderência pode ser definida como a capacidade, da interface pneu/pavimento, em transmitir entre si forças de tracção ou compressão sendo o seu limite função da rugosidade e elasticidade dos pneumáticos e da camada superficial do pavimento bem como da presença de outros corpos (substâncias) no seu interface.

A aderência, usualmente expressa pelo coeficiente de aderência, permite estabelecer relações de segurança e comodidade a par com a aceleração, podendo também ser tratada numa componente longitudinal ou transversal. Para casos de segurança o valor do coeficiente de aderência será a máxima aderência possível de ser solicitada sem que haja um deslizamento longitudinal ou transversal dos pneumáticos no pavimento quebrando-se a força de interface entre ambos. Para situações de comodidade apenas é solicitada parte desta aderência o que equivale a que se trace um limite de aderência inferior ao que na realidade existe, como por exemplo considerar para o cálculo de uma situação normal uma aderência entre pneu e gelo de 0,1.

2.7 VISIBILIDADE

2.7.1 GENERALIDADES

A visibilidade desempenha um papel fundamental para a segurança, comodidade e eficiência da condução em estrada. Deve o projectista assegurar as distâncias de visibilidade mínimas em todo o percurso do nó de ligação para que se garanta ao condutor controlo sobre a sua velocidade de forma a evitar choques com outros veículos ou obstáculos, ou necessidade de travagens bruscas.

A distância de visibilidade é a extensão continua da estrada visível pelo condutor. A “*Norma do Traçado*” considera três tipos de distância de visibilidade, são estes: visibilidade de paragem, visibilidade de decisão e visibilidade de ultrapassagem.

A distância de visibilidade de ultrapassagem não tem neste documento qualquer significado pois todos os ramos de ligação têm faixas separadas para cada sentido.

2.7.2 DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE DE PARAGEM

Define-se distância de visibilidade de paragem pela mínima distância de visibilidade que deve ser assegurada para que um condutor, que circula a uma determinada velocidade, possa parar o veículo, se necessário, após ver um obstáculo no seu caminho.

Esta distância é medida entre os olhos do condutor (considerados 1.05 metros acima do pavimento) e um obstáculo no pavimento com 0.15 metros de altura como define a “*Norma do Traçado*”. No entanto chama-se a atenção para o facto de esta distância não garantir que o condutor se aperceba de um obstáculo com tais dimensões, já que os 0.15 metros terão de ficar acima do raio visual rasante. Abaixo deste raio visual existirá uma altura mínima entre esse e a concordância convexa. Portanto entende-se que a distância de visibilidade de paragem garante ao condutor o reconhecimento de um obstáculo com 0.15 metros de altura acrescido de uma parcela que seja perceptível ao olho humano nas condições de circulação em que se encontra (velocidade e distância).

Serve esta distância para se definir raios mínimos de concordâncias convexas entre trainéis. Para casos de concordâncias côncavas fica a visão limitada pelo alcance dos faróis do veículo. No entanto, conforme o subcapítulo 2.2 (Segurança) todos os nós devem garantir condições de iluminação equivalente à condução diurna, pelo que o critério é, aqui, irrelevante.

A distância de visibilidade de paragem é assim calculada pela soma da distância de travagem (distância necessária para parar o veículo após o condutor accionar o travão de um veículo) com a distância de percepção-reacção (intervalo percorrido pelo veículo entre a visualização do obstáculo pelo condutor e o tempo de percepção-decisão-reacção que este leva para iniciar a travagem).

2.7.3 DISTÂNCIA DE VISIBILIDADE DE DECISÃO

Em certas circunstâncias a distância de visibilidade de paragem não é suficiente para assegurar uma operação eficiente aos utentes da estrada, isto é, garantir comodidade e segurança. Sempre que o condutor tenha de tomar uma decisão complexa, ou interpretar as informações dadas pela sinalização de difícil compreensão a distância de visibilidade de paragem é inadequada.

Assim, a distância de visibilidade necessária para que um condutor se aperceba de uma situação inesperada, difícil de compreender, ou de uma alteração nas características da estrada; identificar essa situação; adoptar uma velocidade conveniente e iniciar e concluir em segurança a manobra necessária designa-se por distância de visibilidade de decisão.

Deve ser assegurada esta distância de visibilidade em todos os locais em que as expectativas dos condutores não possam ser alcançadas. Parte destes locais situam-se em nós de ligação em especial zonas de entrecruzamento e vias auxiliares de aceleração ou desaceleração.

Não existindo uma fórmula analítica rigorosa para o cálculo desta distância devido ao número elevado de variáveis que diversificam de condutor para condutor. Recorre-se usualmente a equações empíricas que pela experiência adquirida tentam definir valores razoáveis para esta distância.

2.8 VELOCIDADE

A velocidade é função da vontade e comportamento do condutor e depende de múltiplos factores dos quais se destacam:

- Grau de conhecimento da zona a ser atravessada
- Complexidade e leitura do nó de ligação
- Geometria do nó de ligação, em particular de este surgir ou não em curva, da curvatura dos ramos e da inclinação dos trainéis.
- Distância de visibilidade;

- Tipo e características do pavimento;
- Estado meteorológico;
- Intensidade do tráfego;
- Largura e número de vias da faixa de rodagem;
- Sobreelevação;
- Condução em curva na via de extradorso ou na via de intradorso;
- Tipo de condução.

É no entanto difícil calcular com precisão a velocidade efectivamente praticada pelos condutores se as características geométricas do nó de ligação não estão definidas, sendo a própria velocidade um parâmetro fundamental para o desenho geométrico do nó de ligação.

São assim distintas duas velocidades a considerar, velocidade base definida como a velocidade máxima que deve ser garantida ao longo de todo o traçado corrente, e a velocidade específica definida como a velocidade máxima que pode ser obtida com segurança em qualquer elemento do traçado considerado isoladamente.

Usualmente considera-se representativa da velocidade específica a velocidade do tráfego que corresponde a uma velocidade crítica correspondente à velocidade não ultrapassada por 85% dos condutores, que pode ser considerada razoável e segura para as condições existentes.

Diversos estudos mostraram que a velocidade correspondente ao 85º percentil é cerca de 12 km/h a 20km/h superior à velocidade base e que vai diminuindo com o aumento da velocidade evidenciando-se sobretudo nos alinhamentos rectos.

Para nós de ligação a velocidade a usar é a velocidade específica que é função do raio das curvas em planta. Estas serão determinadas pelo espaço livre, tipo de nó, velocidade base (e de tráfego) das estradas que se cruzam, pelo tráfego dessas estradas e extensão mínima do ramo de modo a garantir inclinações saudáveis entre as vias.

2.9 NÍVEL DE SERVIÇO

Parte da função de um nó de ligação será garantir um certo nível de serviço de uma intersecção que por vezes, especialmente em zona urbana quando a estrada principal é usada como via distribuidora do tráfego de ponta para deslocações casa-trabalho e trabalho-casa, não é garantido com os meios disponíveis para intersecções niveladas levando à necessidade do desnivelamento e constituição de um nó de ligação com ramos direccionais para satisfazer cada movimento.

É então razoável definir nível de serviço e referir os vários níveis de serviço existentes conforme o HCM, bibliografia adoptada por Portugal, para expor este conceito.

Assim, o nível de serviço de um nó de ligação será a concentração máxima de veículos, em unidades de veículos ligeiros por hora e por via, numa secção de entrecruzamento e/ou ramo de ligação de forma a garantir-se uma gama de condições de circulação.

Tais condições são classificadas numa escala qualitativa de A a F que, para o caso dos nós de ligação, pode ser traduzida por limites de concentração de veículos ligeiros ao longo de uma via de rodagem na secção em análise. Sendo o nível de serviço A o que garante as condições de livre circulação e o nível de serviço E o limite da capacidade dos ramos e/ou entrecruzamentos usando-se a letra F para definir um nível de serviço de congestionamento onde a procura é maior que a oferta, ou seja, onde o número

de veículos por unidade de tempo que chegam à secção de estudo é maior que a capacidade dessa secção.

2.10 CURVAS DE TRANSIÇÃO

Como foi referido no capítulo 1, até ao ano de 1944 o uso de curvas de transição, em planta, entre troço em recta e troço em curva circular não era normativo ou mesmo considerado em Portugal. Só neste ano foi publicado o primeiro decreto a referir o uso destas curvas.

Só em 1967 é consagrado o tipo de curva de transição, a ser utilizada, a clotóide, pelas suas características geométricas e facilidade de uso, por exemplo, em relação à Lemniscata de Bernoulli.

Os nós de ligação, em particular, os ramos indirectos, necessitam de curvas de transição, em planta, versáteis, que permitam concordar tangencialmente raios díspares sem prejuízo para a ocupação exagerada do espaço, e que leve a uma variação da aceleração lateral suave e de preferência constante sem que haja impulsos significativos que possam causar desconforto. Bem como servir de suporte às transições da sobrelargura e sobreelevação.

Várias curvas têm sido estudadas especialmente para o uso em caminhos-de-ferro e altas velocidades nos mesmos. Curvas tais que permitem eliminar, na sua maioria, qualquer tipo de desconforto que possa existir na ligação recta-curva, ou curva-curva. No entanto estas curvas são de difícil uso e não se justificam nos transportes rodoviários sendo a, já usada, clotóide suficiente para as necessidades de um nó de ligação.

No entanto remete-se especial cuidado para o uso das fórmulas aproximadas da clotóide, que para o traçado dos ramos indirectos em especial, podem trazer pequenos erros de concordância devido a mudanças de direcções na ordem dos 300 graus. Aconselha-se assim o uso das fórmulas exactas na piquetagem e traçado dos ramos de ligação.

Refere-se ainda para as curvas de transição dos trainéis, em perfil longitudinal, que deverá ser sempre a parábola de segundo grau como se refere nas “*Normas de Traçado*” da ex-JAE.

2.11 TRÁFEGO

O nó de ligação é uma peculiaridade de uma rede viária sendo normalmente uma zona crítica desta. Assim o tráfego constitui um condicionante ao projecto sendo necessário analisar os vários elementos desta componente. Ao contrário de troços de estrada corrente, onde interessa saber os volumes médios diários de tráfego, o factor de ponta horário, a repartição por sentido e a constituição do tráfego, para um nó de ligação é também necessário saber os vários movimentos e cargas de movimentos que o nó tem de vir a satisfazer.

Os estudos prévios a serem feitos para a caracterização do tráfego devem ter em conta se o projecto se refere a uma nova obra, ou se pelo contrário incide na reabilitação e/ou resolução de um problema de um nó já existente.

No caso de obra nova é necessário recorrer ao estudo aprofundado do tráfego para elaboração de uma matriz origem-destino podendo serem usados algoritmos e modelos de previsão.

Na situação de intervenção numa obra já existente o problema da caracterização do tráfego fica facilitado, procedendo-se à sua contabilização e caracterizados “*in situ*” por uma equipa, previamente treinada, de contadores.

Após o estudo, o tráfego terá de ser definido para cada ramo individualmente (que define cada movimento ficando a decisão de concepção desse ramo ou não numa abordagem posterior) discriminando os seguintes elementos para o ano corrente e para o ano horizonte: tráfego médio diário, volume horário de projecto e a composição do tráfego. Podendo ou não serem discriminados anos intermédios múltiplos de 5 na pretensão de execução da obra por fases ao longo do tempo.

3

TIPOLOGIA DE NÓS DE LIGAÇÃO

3.1 GENERALIDADES

A geometria e tipologia de um nó de ligação são função das necessidades e características do local e do percurso onde este se insere dependendo de vários factores referidos no capítulo anterior.

O nó de ligação elimina sempre o conflito do tipo cruzamento entre veículos, e na sua forma mais simplificada garante sempre a inexistência de viragens à esquerda na estrada principal, remetendo estes movimentos para a estrada secundária, ou, eliminando-as caso se esteja em presença de um nó de ligação mais completo.

O número e tipo de ramos existentes num nó de ligação serão normalmente função do tipo hierárquico das estradas em estudo. A título de exemplo na presença de um nó de ligação entre itinerários principais, e salvo qualquer particularidade do nó, todos os movimentos são garantidos por ramos de ligação eliminando os cruzamentos e viragens à esquerda em ambas as estradas, podendo apenas existir entrecruzamentos. Garante-se assim as altas velocidades típicas destas estradas bem como o seu elevado nível de serviço.

No caso de uma ligação entre um itinerário principal e outra estrada de carácter nacional ou municipal apenas existe desnivelamento para eliminar os cruzamentos e ramos de ligação para servirem os movimentos de viragem à direita, sendo os movimentos de viragem à esquerda realizados na via secundária por intersecções niveladas ou rotundas. Isto porque apenas se pretendem garantir grandes velocidades e bons níveis de serviço no itinerário principal prevendo-se velocidades moderadas e nível de serviço razoável na outra estrada.

Prevê-se assim a escolha racional do tipo de nó de ligação a ser utilizado baseada principalmente nos seguintes factores: velocidade, volume e composição do tráfego, número de ramos que se cruzam, características da rede viária local, topografia, área disponível, condicionamentos urbanísticos, impacto ambiental, custo e solução pretendida.

A análise detalhada dos factores mencionados no parágrafo anterior não é âmbito deste documento, focando-se este principalmente no carácter geométrico dos nós de ligação. Não deixando de se referir a necessidade de estudos de impacto ambiental e económico-social, estudos de tráfego, análise topográfica e análise geológica.

Relembra-se aqui a terminologia definida no capítulo 1, subcapítulo 1.5.

Para identificação dos quadrantes de um nó de ligação será usada a numeração de 1 a 4 crescente no sentido inverso dos ponteiros do relógio, sendo a posição 1 a que corresponde ao quadrante superior direito.

3.2 CONDICIONANTES

3.2.1 CUSTO

Refere-se neste ponto a disparidade dos custos inerentes a cada tipo de solução possível de se adoptar. Nós com um maior número de ramos de ligação e entre estes com um maior número de ramos directos ou semi-directos e vias colectores aumentam o espaço necessário para a sua construção, o número de obras de arte e o seu vão e largura. Tal remete para um aumento substancial do valor final da obra.

A decisão tomada deve então considerar a necessidade de se assegurar uma boa consistência entre as decisões já tomadas relativamente aos outros nós do itinerário ou do próprio sistema onde se integra.

Assim, um “nó de mobilidade” constitui uma zona crítica do sistema nacional de mobilidade, necessitando assim de possuir flexibilidade suficiente para satisfazer as necessidades do tráfego e maximizar a rentabilidade da rede viária nacional, em particular da Rede Fundamental.

Já um “nó de acesso” não necessita de maximizar a rentabilidade da via, e tendo em conta que esta tem velocidades mais baixas e menor função de mobilidade, levam à adopção de parâmetros mais baixos para redução de custos, e porque a sua importância relativamente à rede viária nacional em comparação com os “nós de mobilidade” é menor.

3.2.2 ELIMINAÇÃO DE LIGAÇÕES

Geralmente o recurso a ramos de ligação isolados ou nós de ligação incompletos incentivam movimentos errados especialmente em “nós de acesso” onde as manobras ilegais estão facilitadas pelas velocidades reduzidas e possibilidade de paragem na via secundária.

No entanto nem sempre será necessário assegurarem-se todos os movimentos, em especial movimentos relativos a volumes de tráfego reduzidos e movimentos sem interesse significativo, tendo sempre em atenção a necessidade de dispositivos de segurança para evitar os movimentos ilegais.

Na existência de um cruzamento de três itinerários, formando um triângulo, podem-se eliminar as ligações de inversão de movimento pois terá um efeito mínimo na traficabilidade local como nas deslocações de longa distância.

3.2.3 LIGAÇÃO À REDE LOCAL

Nas áreas metropolitanas, aquando da sobreposição de uma rede viária local com um “nó de mobilidade”, existem muitas vezes conflitos entre as finalidades dos dois sistemas aparentemente incompatíveis. A combinação entre “nós de mobilidade” e “nós de acesso” conduz, usualmente, a soluções tão complicadas e dispendiosas que rapidamente comprometem o princípio da simplicidade e da consistência a que devem satisfazer os projectos.

Recomenda-se tanto quanto possível a fragmentação em nós separados para se fazer a ligação entre os itinerários principais e/ou complementares e o nó com a rede local o que diminuirá o espaçamento entre nós mas que será compensado pelo melhoramento das características do nó de ligação local e do sistema viário local.

Prevendo-se sempre que esta medida não traga reduções significativas as características e ao nível de serviço do nó de ligação com as vias locais, caso contrário esta solução não será aplicável.

3.2.4 RAMOS DE LIGAÇÃO

Embora nas várias tipologias para nós de ligação que serão apresentadas posteriormente se utilizem ramos de ligação com características geométricas padronizadas, o ramo de ligação bem como o nó de ligação deve ser concebido de modo a integrar-se no meio ambiente. Entende-se portanto que muitas vezes os ramos de ligação vêm definidos por factores externos, tais como: topografia, construções, condicionamentos urbanísticos e sociais, entre outros.

Sempre que seja possível deve-se adoptar um traçado que leve a uma circulação cómoda e segura sem esquecer as distâncias de visibilidade e custos adicionais lembrando a necessidade de um equilíbrio entre todas os factores existentes.

3.2.5 OBRA DE ARTE

As obras de arte, que devem integrar-se completamente no traçado do nó de ligação e não distrair os condutores, podem de alguma forma regular a tipologia do nó a ser construído.

Todo o seu projecto deve ser levado com a interacção do projectista estrutural e rodoviário de forma a chegar à melhor solução possível sendo a posição da estrada principal, sob ou sobre a estrutura, um dos aspectos mais importantes. Sobre a opção por uma P.S. (passagem superior, figura 1) ou P.I. (passagem inferior, figura 1) interessa analisar as condições gerais predominantes do projecto que podem ser incluídas em três casos principais:

- O factor mais importante é a topografia o que desde logo impõe o traçado do nó dependente desta;
- A topografia local não favorece qualquer das soluções;
- O traçado em planta e perfil, de uma das estradas, tem uma necessidade maior do que a topografia do local, obrigando mesmo a contrariar os condicionamentos topográficos.

Assim, quando a topografia não tem influência predominante na solução a adoptar, devem ser considerados os seguintes condicionantes em relação à obra de arte e à opção por uma P.S. ou P.I:

- As passagens superiores favorecem as características operacionais dos nós. Facilitando a desaceleração dos veículos que saiam, e a aceleração dos veículos que entram na estrada principal.
- As passagens inferiores facilitam a construção por fases da estrada principal ao contrário das passagens superiores que necessitam da conclusão da obra de arte na fase inicial para que não se tenha de fechar a estrada secundária nas fases seguintes.
- As passagens inferiores levam à necessidade de existência de juntas de dilatação na principal o que causa desconforto nos utilizadores sendo preferível a estrada principal a passar por baixo da estrutura (P.S.).

-Em área metropolitana é preferível ter a estrada principal em escavação para diminuir o impacto ambiental e visual e também para possibilitar o atravessamento das vias secundárias da rede local ao nível do terreno (P.S.).

-Sobre o aspecto estético, é preferível que o tráfego directo da estrada principal passe por cima da estrada secundária (P.I.) para que se proporcione um panorama amplo aos usuários sem que ajam restrições físicas à visão do funcionamento do nó.

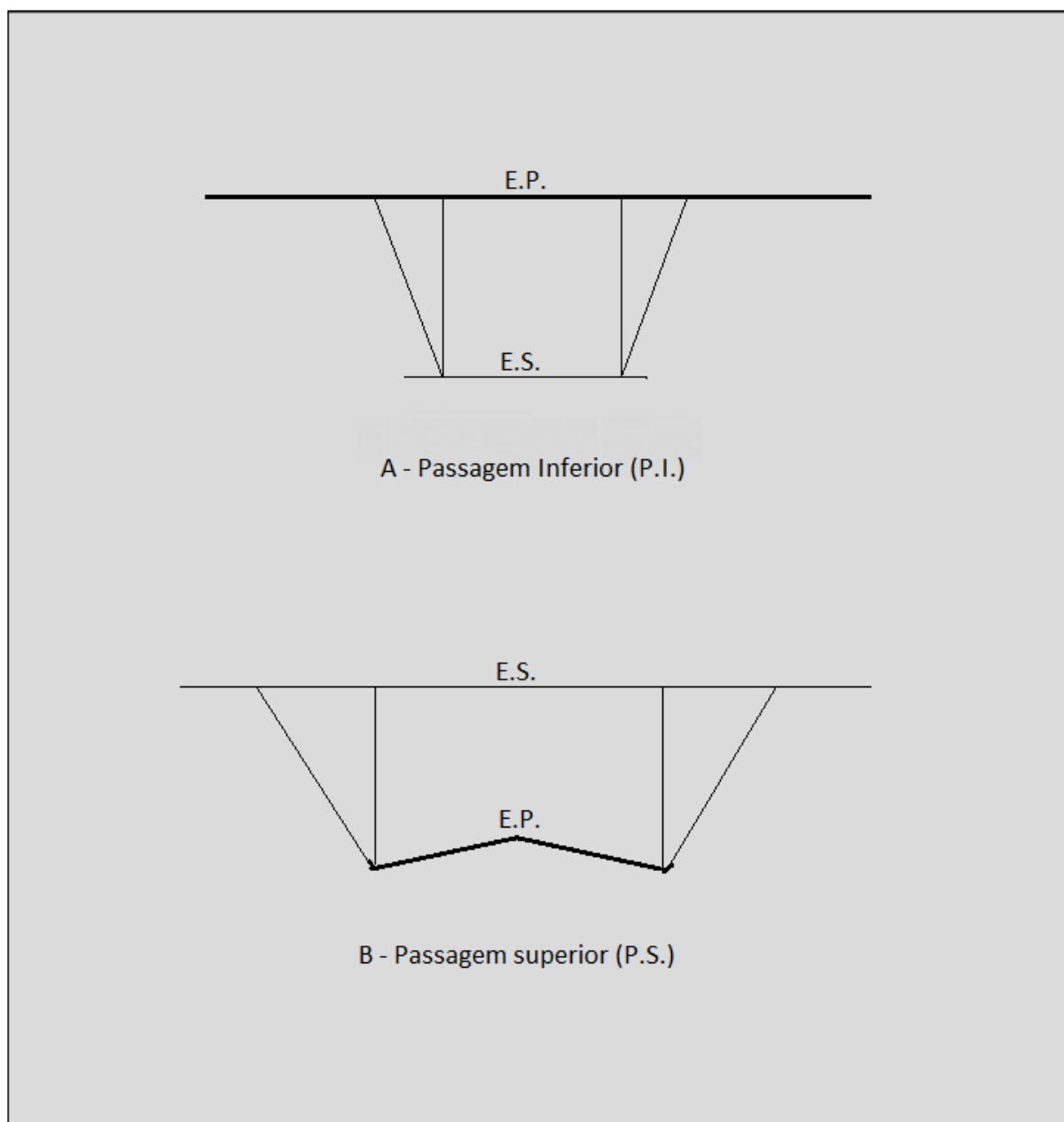


Figura 1 – Desenhos esquemáticos das obras de arte, uma em passagem inferior, A, e a outra em passagem superior, B (imagem elaborada pelo autor para este trabalho).

3.3 TIPOS DE RAMOS E VIAS AUXILIARES

3.3.1 GENERALIDADES

Um nó de ligação é composto por um conjunto de ramos de ligação, e em muitos casos por vias auxiliares, que unem as estradas que se cruzam de forma a definirem percursos.

Embora se tenha referido que a sua geometria usualmente é definida por factores externos existe um conjunto base de tipos de ramos de ligação e vias auxiliares que será importante referir para que melhor se percebam os conceitos e características necessárias para um ramo de ligação.

Na figura 2 estão presentes exemplos deste tipo de ramos e vias auxiliares para uma melhor compreensão e visualização geométrica.

3.3.2 RAMO DIRECTO

O ramo directo, é um troço de estrada que liga a estrada principal á estrada secundária, ou vice-versa, possibilitando o movimento de viragem no sentido que o condutor pretende. Na sua forma mais simples é uma curva à esquerda ou à direita composta por parte circular e clotóide.

É o tipo de ramo preferível por possibilitar ao condutor um movimento directo ao seu destino, ou seja, o condutor quer virar á direita e para isso usa um ramo em curva á direita, não havendo possibilidade para qualquer confusão.

Acompanha assim o percurso mais espontâneo e intuitivo, que lhe possibilita maiores velocidades e capacidades.

3.3.3 RAMO SEMI-DIRECTO

O ramo semi-directo é semelhante ao ramo directo. No entanto é-lhe adicionado uma contracurva perfazendo um desenho geométrico que lembra um “S”. Serve usualmente para possibilitar uma viragem à esquerda iniciando-se com uma curva à direita para, ao afastar-se do percurso mais directo, minimizar interferências com outros ramos do projecto. Será então composto por uma curva à direita e seguido por uma curva à esquerda a ligar a estrada destino.

Aparece usualmente em nós terminais e requer a construção de uma obra de arte ou o aumento das dimensões da obra de arte já existente.

3.3.4 RAMO INDIRECTO

Ramo em forma de laço mais conhecido por “loop” e que perfaz uma viragem média de 300 grados e proporciona aos condutores uma viragem à esquerda através de um percurso em curva à direita.

Seria um tipo de ramo a evitar por ser de difícil leitura e pelo contraste de curva à direita para possibilitar movimento de viragem á esquerda e por trazer problemas de entrecruzamentos aquando da sua existência em quadrantes adjacentes. No entanto é muito difícil configurar viragem à esquerda sem este tipo de ramo.

Usualmente será o ramo com velocidades mais baixas e tráfego menos fluente com entrada e saída muito próximas da obra de arte que pode dificultar a sua visualização.

3.3.5 VIAS COLECTORAS

A via colectora é uma via auxiliar que pode ser implementada nos nós de ligação para diminuir o número de saídas e entradas nas estradas que se intersectam.

Em nós mais complexos, usualmente do tipo trevo, havendo a necessidade de garantir uma boa fluidez e velocidade e diminuir os conflitos entre veículos em determinada estrada, é necessária a implementação de medidas para reduzir estes inconvenientes. Servem então as vias colectoras como local de transferência de movimentos conflituantes, concentrando-os num só local a saída ou entrada de veículos nas faixas de tráfego directo.

Geometricamente posiciona-se em paralelo com a via da estrada auxiliada unindo-se a esta por uma única entrada e uma única saída.

3.3.6 PERFIS TRANSVERSAIS TIPO

A par dos tipos de ramo e vias referidas neste subcapítulo devem ainda ser referidas as várias configurações dos perfis transversais tipo possíveis de existir. São elas as seguintes:

Ramo de um sentido – é um ramo que apenas satisfaz um movimento, viragem à direita ou viragem à esquerda. Pode ser constituído apenas por uma via com uma inclinação e extensão tal que permita a circulação do veículo tipo sem que haja atrasos significativos para os veículos que se lhe seguem, não sendo por isso necessárias ultrapassagens. Caso contrário, onde a inclinação e extensão do ramo levam a atrasos significativos dos veículos que seguem atrás do veículo tipo, deve ser acrescentada uma via auxiliar para que possam existir ultrapassagens.

Em projecto este ramo é definido pelo seu eixo que coincide com a linha de separação da via com a berma direita.

Ramo de dois sentidos – quando o ramo de saída e o ramo de entrada de um quadrante do nó de ligação são geometrizados lado a lado como se trata-se de uma estrada do tipo “1x1”, “2x2” ou “1x2”, com separador de sentidos, conforme fossem necessárias uma ou duas vias em cada sentido em conformidade com o descrito em “*Ramo de um sentido*” deste subcapítulo. Usualmente este perfil transversal de ramo aparece em “nós de acesso” onde a ligação do ramo com a estrada secundária se faz por intersecção nivelada do tipo “T” ou “X”.

Nestes casos, em projecto, o ramo é definido pelo seu eixo materializado pelo centro geométrico do separador dos dois sentidos.

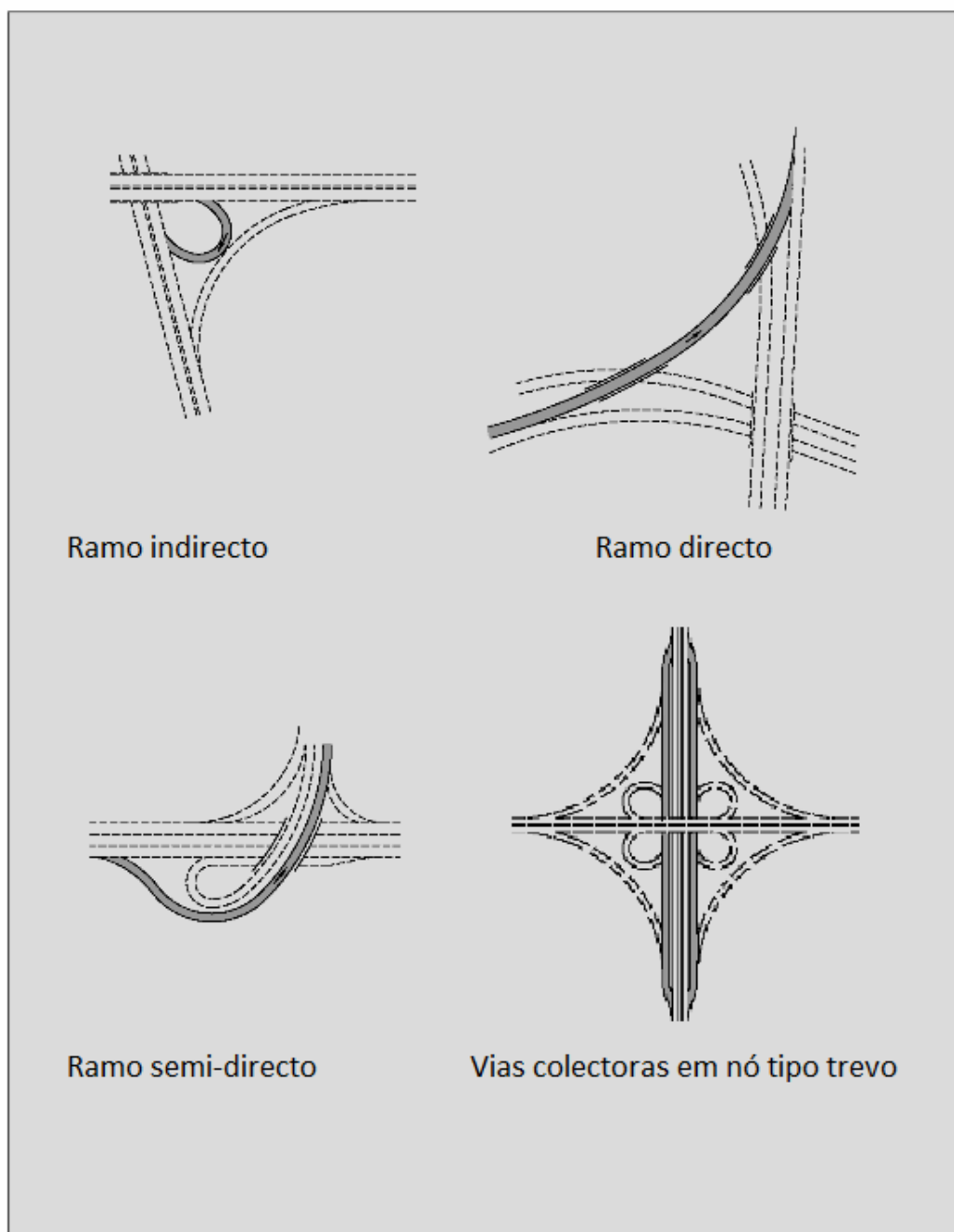


Figura 2 - Tipos de ramos e vias auxiliares de nós de ligação (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil).

3.4 TIPOS BÁSICOS DE NÓS DE LIGAÇÃO

3.4.1 GENERALIDADES

Existe uma vasta gama de tipos de nós de ligação que seria impossível e impróprio apresentar-se num documento deste tipo. Assim vai ser dada preferência á caracterização dos nós tipo básicos e a forma como estes podem evoluir, combinar ou variar.

O facto da existência destes nós básicos em nada impossibilita a modificação da sua forma. Esta hipótese é até aconselhável pelo facto de que nem sempre um nó do tipo básico vai ser a melhor solução para o problema em causa visto terem de se equilibrar os factores de decisão que foram referidos nos subcapítulos anteriores. Acautelando-se o projectista mais uma vez para estes factores e condicionamentos aquando da escolha da solução para a intersecção desnivelada.

Relembra-se ainda que um nó usualmente é composto por três ou quatro ramos. Um nó de três ramos é um nó terminal, onde uma das estradas tem aí o seu início/fim. E um nó de quatro ramos, aquele onde duas estradas se intersectam sem que nenhuma ali termine. Podem ainda existir nós de mais de quatro ramos, quando se cruzam mais de duas estradas. No entanto essas serão situações excepcionais que deverão sofrer um estudo especial e para os quais os nós básicos deverão ser uma conjugação dos nós básicos para a situação de três ou quatro ramos.

A classificação destes nós pode ser feita do seguinte modo:

CLASSIFICAÇÃO DOS NÓS TIPO	3 Ramos	Nó Terminal
		Diamante
	4 Ramos	Meio-Trevo incompleto
		Meio-Trevo completo
		Trevo

Onde o tipo Diamante e os Meio-Trevo têm como obrigatoriedade a paragem do veículo na via secundária, sendo por isso só utilizáveis em intersecções entre Itinerários Principais ou Complementares e outras estradas “nós de acesso”.

3.4.2 NÓ TERMINAL

É um nó de três ramos que surge quando uma estrada se agrega noutra perdendo a partir daí continuidade

Usualmente utiliza-se o nó terminal tipo trompette (figura 3 desenhos A e B), que é a solução mais económica, constituído por dois ramos directos de viragem à direita, um loop e um ramal directo ou semi-directo de viragem à esquerda, sendo que este último sai para a esquerda com uma primeira curva à direita. Para que os condutores se apercebam do raio reduzido da ligação interior é necessário que a saída se inicie antes da estrutura o que vai aumentar o custo da obra de arte. Pode ainda o ramo semi-directo ser substituído por um loop, passando o nó a ter dois loops e dois ramos directos (figura 3 desenho C). No entanto esta situação não é aconselhável por criar uma zona de conflito de entrecruzamento e/ou aumento substancial no preço total de obras de arte

O uso do nó terminal do tipo forquilha (um exemplo deste encontra-se na figura 3 desenho D) está subjugado aos volumes de tráfego, à continuidade dos percursos, e aos condicionamentos locais.

A viragem à esquerda a partir do itinerário que termina não deverá ser assegurada por uma ligação interior.

É também possível recorrer ao nó terminal do tipo pêra, figura 3 desenhos E e F, para casos onde se pretenda assegurar a prioridade de certas correntes de tráfego.

3.4.3 NÓ EM DIAMANTE

Nó sem loop com quatro ramos directos de sentido único, um para cada quadrante, com as quatro viragens à esquerda a serem feitas na via secundária correspondente aos quatro movimentos à esquerda, alguns exemplos encontram-se na figura 4.

Todas estas viragens à esquerda, da e para a via principal, são resolvidas por intersecções de nível na via secundária apenas sendo evitados os conflitos de cruzamento.

Apenas devem ser utilizados em “nós de acesso” onde a estrada secundária não faz parte da Rede Rodoviária Fundamental nem lhe constitui um itinerário complementar, e portanto, não há necessidade de lhe garantir velocidades elevadas. Ou em casos particulares de “nós de mobilidade” onde os movimentos correspondentes às ligações interiores possam não ser satisfeitos resultando na inexistência de movimentos de viragem à esquerda em nenhuma das estradas.

É assim o nó de quatro ramos mais simples entre os nós básicos existentes. Os seus ramos são caracterizados pelo seu bom traçado permitindo a par de custos de construções mínimos, adaptação a grande variedade de volumes de tráfego.

A capacidade está usualmente limitada à capacidade da intersecção na estrada secundária, desenho A da figura 4, sendo possível o aumento desta capacidade através do alargamento do ramo para duas vias ou mais, a fim de proporcionar via própria para viragem à esquerda no ramo para a secundária, ou mesmo aumentar o número de vias da secundária ou auxilia-la com vias de aceleração e vias de viragem à esquerda com capacidade de “stockagem” de veículos.

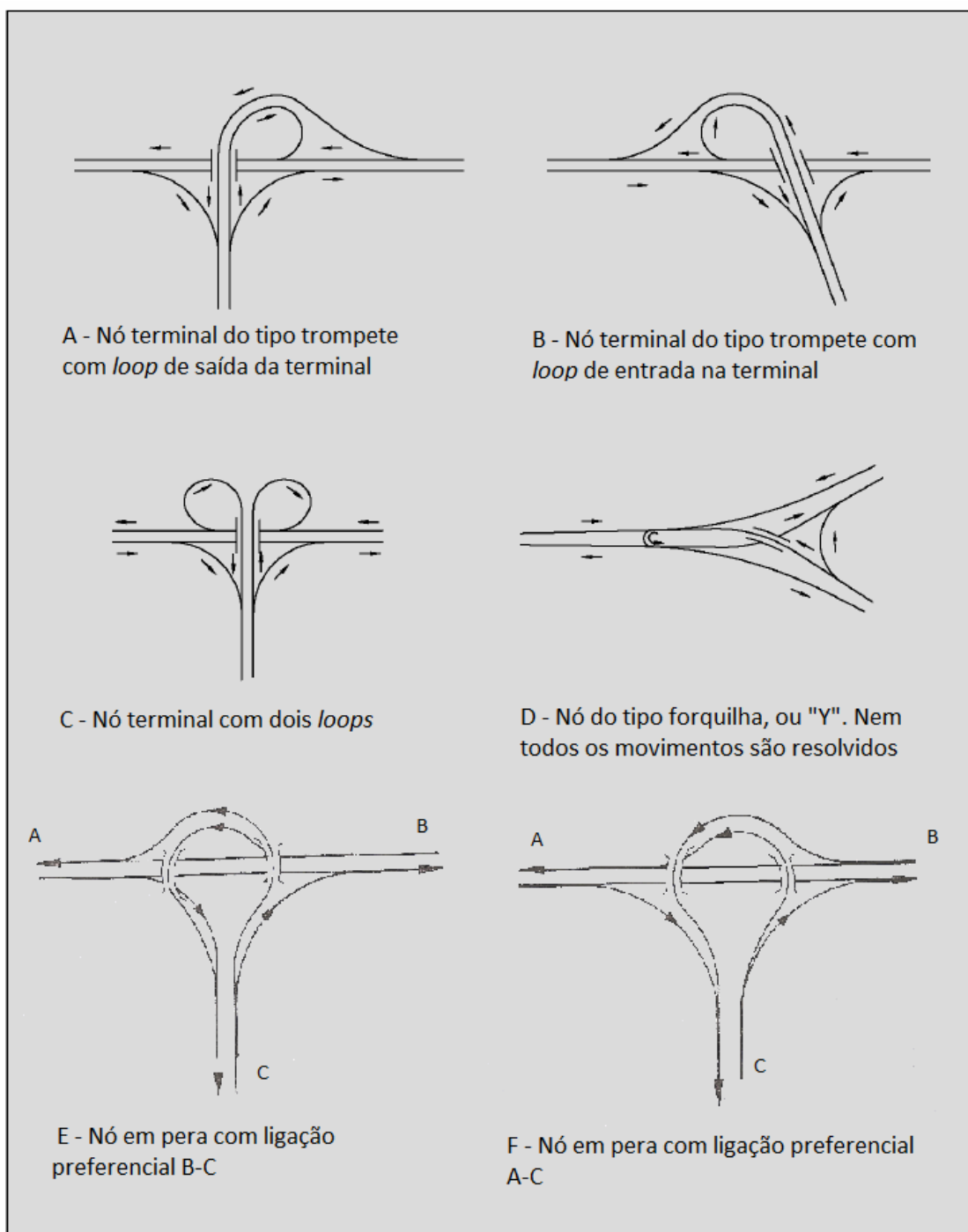


Figura 3 – Alguns tipos de nós terminais (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil e “Normas de Nós de Ligação” da JAE, 1990)

É possível alargar o nó tipo diamante afastando a intersecção dos ramos com a secundária da obra de arte permitindo assim que as rampas sejam mais suaves, maior capacidade de armazenamento nas vias de viragem á esquerda, e flexibilidade, existindo espaço livre no interior para futura construção de ramos de ligação interiores caso seja necessário, desenho B da figura 4.

Este tipo de nó tem o inconveniente de favorecer manobras erradas dos usuários da estrada secundária, tais como a entrada em contra mão nos ramos de saída da estrada principal. Para o evitar é possível a construção de faixas de rodagem unidireccionais na estrada secundária, ou remeter-se para o uso do semi-trevo incompleto, no caso das viragens á esquerda serem diminutas, não necessitando de vias auxiliares para este efeito.

Melhor solução em termos económicos consiste na construção de duas rotundas receptoras-emissoras de tráfego na via secundária.

Para casos de proximidade de duas estradas secundárias que intersectam a estrada principal é preferível recorrer a nó em diamante partido, figura 4 desenho C e D, ou de ramos cruzados, figura 4 desenho E, conforme os movimentos necessários garantir e a possibilidade de existirem estradas secundárias a auxiliarem alguns dos movimentos. No nó em diamante partido pode-se acrescentar vias auxiliares para fazer o interface entre as duas estradas secundárias.

Existe ainda a possibilidade, embora de uso muito reduzido, da utilização deste tipo de nó em “nós de mobilidade”, intersecção entre duas vias rápidas, recorrendo-se para isso ao nó em diamante de três níveis onde alguns dos movimentos podem ser resolvidos em vias auxiliares, desenho F figura 4.

Assim um nó em diamante tem como vantagem:

- As rampas de saída localizam-se antes da obra de arte;
- As rampas de entrada localizam-se depois da obra de arte;
- Não há entrecruzamentos na via principal;
- Não há vias auxiliares sobre a obra de arte mantendo esta a largura e vão.

Como desvantagem destacam-se:

- Baixa capacidade na via secundária devido as quatro viragens á esquerda;
- Muitos pontos de conflito na via secundária o que complica a sua sinalização;
- O tráfego de saída da via principal é obrigado a parar no final da rampa;
- Dificuldade de alargamento futuro da estrutura do nó.

Os dois primeiros inconvenientes, baixa capacidade e numerosos pontos de conflito na via secundária seriam razoavelmente resolvidos com duas rotundas receptoras-emissoras de tráfego na secundária.

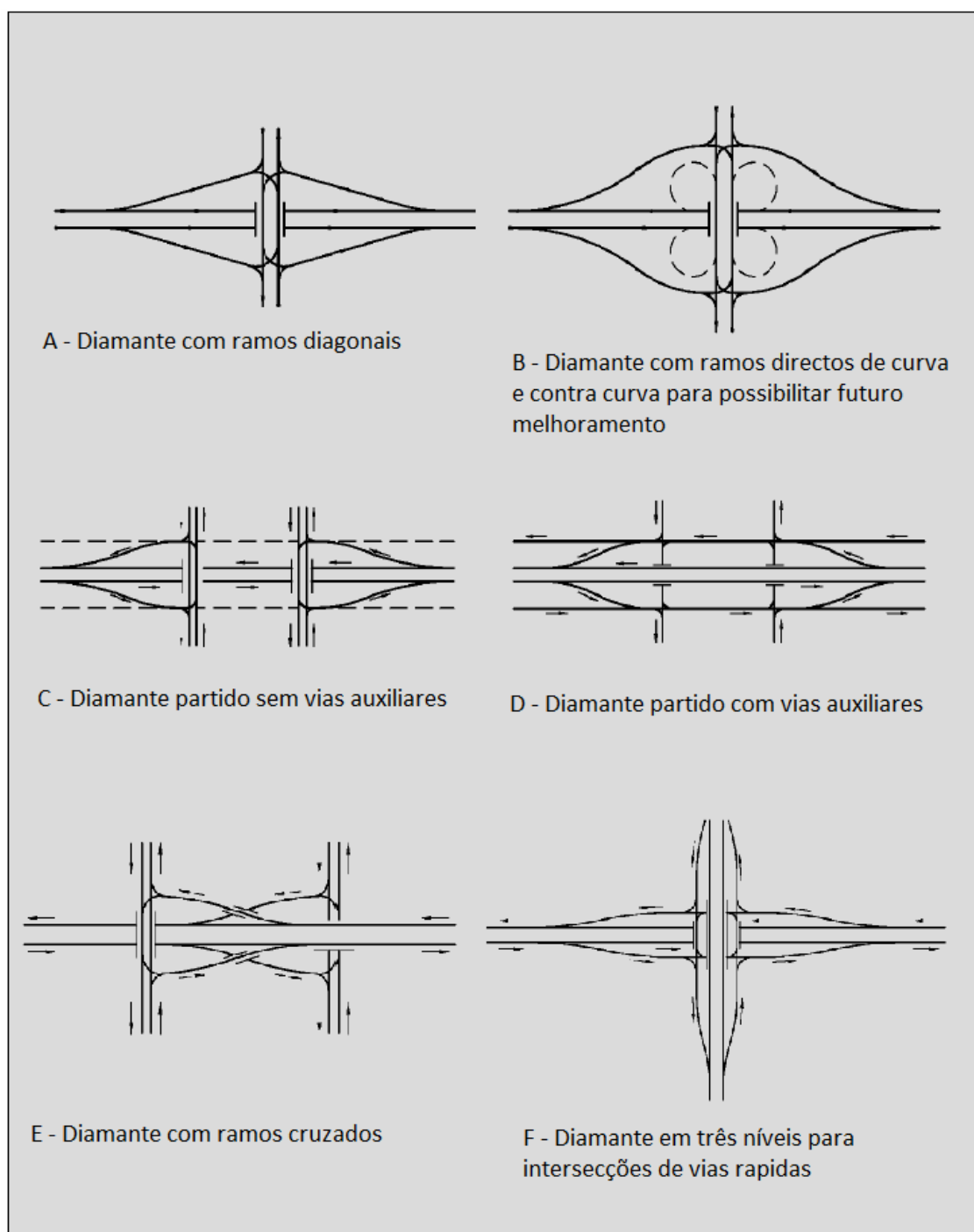


Figura 4 – Alguns tipos de nós em diamante (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil).

3.4.4 MEIO-TREVO INCOMPLETO

Nó constituído por 2 loops para realizar as duas viragens à esquerda de saída da via principal para a secundária sem conflito ou vice-versa. E dois ramos directos para fazerem duas das viragens à direita, uma da via secundária para a principal e outra da principal para a secundária. Os quatro ramos de ligação estão distribuídos por dois quadrantes, geralmente os quadrantes ímpares ou pares, figura 5 desenhos E e F.

Neste nó existem quatro viragens à esquerda sobre a via secundária sendo que duas delas correspondem a movimentos à direita o que permite apenas o seu uso em “nós de acesso”. Duas das viragens à esquerda são resolvidas com loops.

No caso do meio-trevo incompleto com ramos de ligação nos quadrantes pares, desenho E da figura 5, não há vias de viragem à esquerda na zona da obra de arte, o que reduz significativamente o custo da mesma. No entanto, este tipo de nó, meio-trevo incompleto, deverá apenas ser usado quando os condicionamentos locais não permitam a utilização do nó em diamante.

Por vezes podem existir restrições físicas ou condicionantes que levam à necessidade de um meio-trevo incompleto em quadrantes adjacentes. Para estes salientam-se os casos em que o meio-trevo se desenvolve em paralelo com a via principal, desenhos B e D da figura 5 se considerar a via principal a passar por cima da secundária, levando a que as quatro viragens à esquerda acontecem na estrada principal, o que é de todo desaconselhado. A não ser em casos excepcionais em que o custo de obras de arte adicionais para elevar ou afundar estes movimentos em via própria de modo a não intersectarem a estrada principal seja compatível com o prejuízo da inexistência destes mesmos movimentos.

Salvaguarda-se deste modo algumas vantagens e desvantagens deste tipo de nó.

Vantagens:

- No caso do nó em quadrantes ímpares as rampas de saída estão antes da obra de arte;
- Não existem entrecruzamentos;
- Sinalização mais simplificada que no nó em diamante;
- Liberta a expropriação de dois quadrantes;
- Possibilidade de melhorar o nó no futuro passando esta para nó em meio-trevo completo ou mesmo para nó em trevo completo.

Desvantagens:

- Tem bastantes pontos de conflito na via secundária;
- No caso do nó em quadrantes pares o tráfego de saída da via principal entra em loop, para executar o movimento de viragem à esquerda faz-se uma viragem à direita;
- Comparando com o nó em diamante exige uma maior largura ou vão da obra de arte a via principal (por necessidade de vias auxiliares de abrandamento quando em quadrantes pares, e de aceleração quando em quadrantes ímpares).

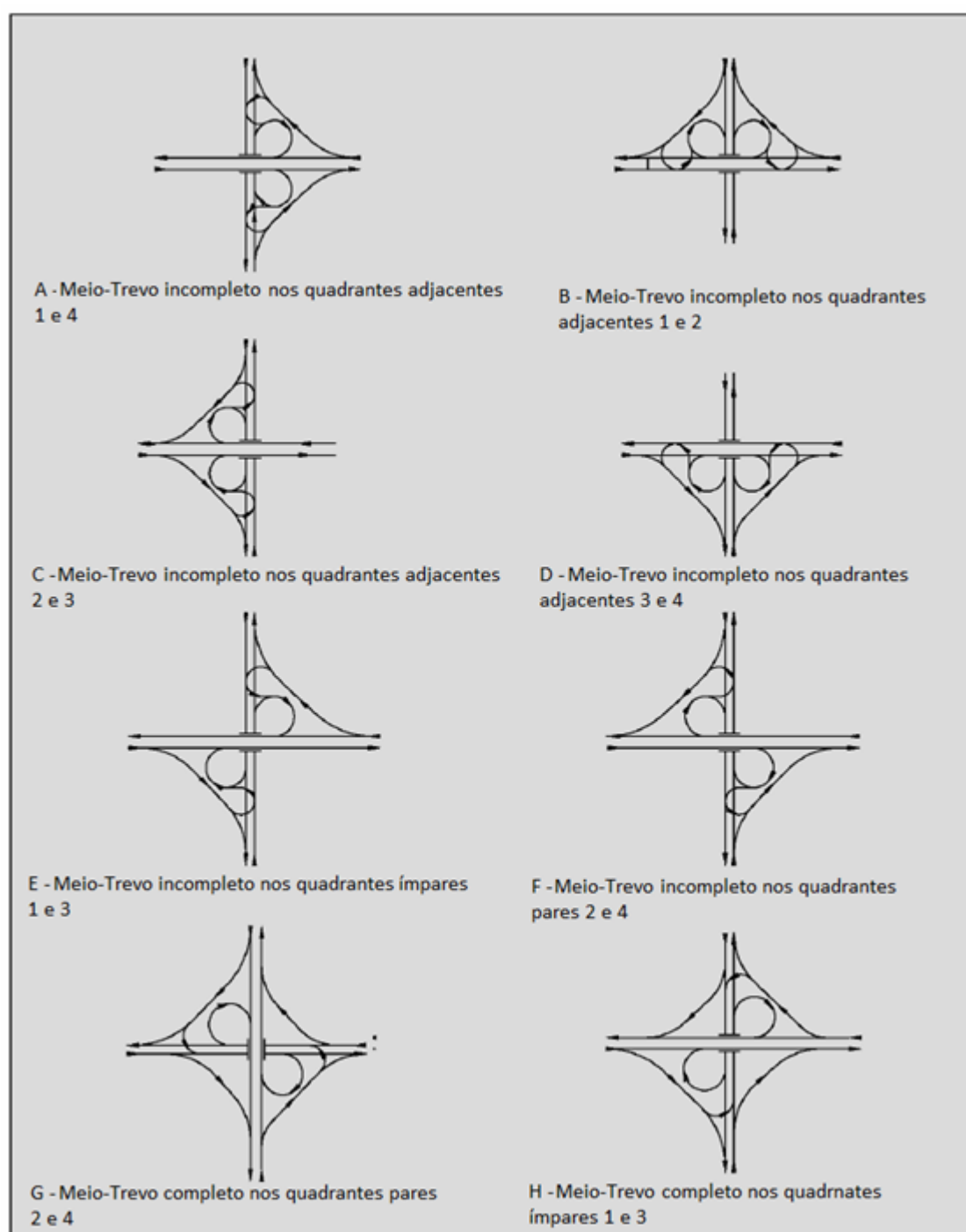


Figura 5 – Alguns tipos de nós em Meio-Trevo, completo e incompleto (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil).

3.4.5 MEIO-TREVO COMPLETO

Este nó resolve dois dos quatro movimentos não resolvidos no caso anterior. Neste caso duas viragens à direita permanecendo apenas duas viragens à esquerda na via secundária. As outras duas viragens são resolvidas com loops e os quatro movimentos à direita por quatro ramos de ligação directos o que perfaz um total de quatro ramos directos e dois ramos indirectos usualmente dispostos em quadrantes diagonais (quadrantes ímpares ou pares).

Na figura 5, desenhos G e H, estão explícitos os dois únicos movimentos de viragem à esquerda que acontecem na via secundária, sendo estes os dois únicos conflitos directos a existirem neste tipo de geometria.

Este tipo de nós é conveniente quando os volumes das viragens são elevados, em particular as viragens à esquerda e à direita na principal que são todas resolvidas ou por ramos directos ou por ramos indirectos. Continuando no entanto a ser uma solução apenas para “nós de acesso”.

A utilização dos ramos indirectos (loops) em quadrantes adjacentes nunca será aconselhada nem fará qualquer sentido e traz sempre problemas de entrecruzamento. Assim segue-se com o enunciando das vantagens e desvantagens deste tipo de nó.

Sendo um nó bastante complexo existem varias vantagens que lhe estão associadas, são as mais importantes:

- No tipo H da figura 5 as entradas na via principal estão depois da obra de arte;
- Não tem entrecruzamentos;
- Tem grande capacidade apenas limitada pelo número de veículos que pretende virar à esquerda na entrada (tipo H figura 5) ou saídas (tipo G figura 5);
- É bastante seguro, não conduzindo os condutores a manobras erradas.

No entanto tem como desvantagem:

- Exigência de grande espaço para construção (apenas menor que o trevo completo);
- No tipo G da figura 5 o tráfego de saída da via principal entra em loop;
- Exige vias auxiliares sobre ou sob a obra de arte, sendo de aceleração no caso do tipo H da figura 5 ou abrandamento no caso do tipo G da mesma figura.

3.4.6 TREVO COMPLETO

Num nó em trevo completo todos os movimentos são naturais não havendo por isso qualquer viragem à esquerda. Os movimentos à esquerda são solucionados por quatro loops, um em cada quadrante, e os quatro movimentos à direita são feitos por quatro ramos directos de estilo curva contra curva, um por cada quadrante também, como está presente na figura 6 tipo A. Será portanto um nó em diamante acrescentado de quatro ramos indirectos para migrar as viragens à esquerda que aconteciam na secundária em intersecção nivelada. Assim será o tipo de nó a ser usado em “nós de mobilidade” não sendo desaconselhado em “nós de acesso”.

O trevo completo pode ser auxiliado por vias colectoras, referidas no subcapitulo 3.3 e geometrizado na figura 6 desenhos B e C, no entanto esta solução ocupa uma maior area de terreno e de pavimento sendo muitas vezes inviável em ambiente urbano. Contudo para zonas rurais e suburbanas trata-se de uma solução bastante desejável pela remoção dos conflitos de entrecruzamento e simplicidade dos movimentos de saída e entrada na via principal.

A escolha pelo uso de vias colectoras deve ser feita através de metodologias de tráfego, aconselhando-se aqui o HCM, para que seja contabilizado o nível de serviço disposto por cada solução e assim se poder comparar os benefícios e prejuízos do uso ou não das vias colectoras. Em pré-dimensionamento pode ser tomado como valor divisório, para manobras de entrecruzamento, as 1000 unidades de veículo por hora de ponta, como aconselha a maioria da bibliografia.

Remete-se agora as atenções para a já referida figura 5 com atenção para o desenho C onde se apresentam vários tipos de soluções para os ramos do trevo completo, que podem também ser usados nos trevos incompletos, e a qual vai ser referida durante os próximos parágrafos.

As ligações interiores do tipo dos quadrantes I e III, alinhamentos totalmente curvos, possibilitam um escoamento uniforme dos veículos e ainda, para a área disponível, a utilização dos maiores raios possíveis. A sua utilização requer sempre especial cuidado com as áreas de entrecruzamento e extensão de entrecruzamento necessário. É também possível, para se evitar os entrecruzamentos, proceder-se conforme o quadrante II, comprimindo as ligações interiores levando a que a osculadora de entrada e saída se afastem do centro da intersecção. No entanto dever-se-á manter uma relação de raios de 1,25:1 quando da sua redução de forma a garantir um traçado cómodo e seguro.

As ligações interiores do tipo IV, de ângulo raso, devem ser utilizadas quando há necessidade de aumentar a extensão da secção de entrecruzamento; quando é necessário uma extensão total do ramo elevada para poderem-se adoptar inclinações legais ou suaves; ou por razões intrínsecas ao local de projecto referidas no subcapítulo 3.2 “Condicionantes”.

Para os ramos directos, a ligação clássica é a que se encontra no quadrante I, desenho C da figura 5. Este tipo de ramo permite velocidades maiores em comparação com os ramos alterados, quadrantes II, III e IV, que são adaptadas às ligações interiores. Neste caso, de ligações adaptadas, existe uma melhor gestão de recursos ocupando-se menos área de terreno e diminuindo a extensão dos ramos.

A desvantagem de ramos adaptados existe na necessidade de diminuição dos raios, e consequentemente das velocidades. Acrescentando-se o facto de que o traçado em curva e contra curva (quadrantes III e IV) dificulta a leitura óptica do trajecto, bem como a drenagem das águas pluviais, devido às variações de sentido da inclinação do perfil transversal em função da sobrelevação.

De uma forma simplista podem-se resumir as propriedades do trevo completo pelas suas vantagens;

- Todas as viragens à esquerda são eliminadas, sendo por isso aplicado quando as duas estradas que se cruzam têm aproximadamente a mesma importância ou em “nós de mobilidade”;
- Pode ser construído por fases.

E desvantagens;

- É o nó básico que exige mais espaço;
- Tem entrecruzamentos na sua forma mais simples (não recorrendo às vias distribuidoras-colectoras);
- Duas saídas seguidas na via principal dificultam a sinalização;
- Os veículos que circulam na via principal e querem virar à esquerda entram em loop;
- Exige vias de aceleração e abrandamento sobre a obra de arte.

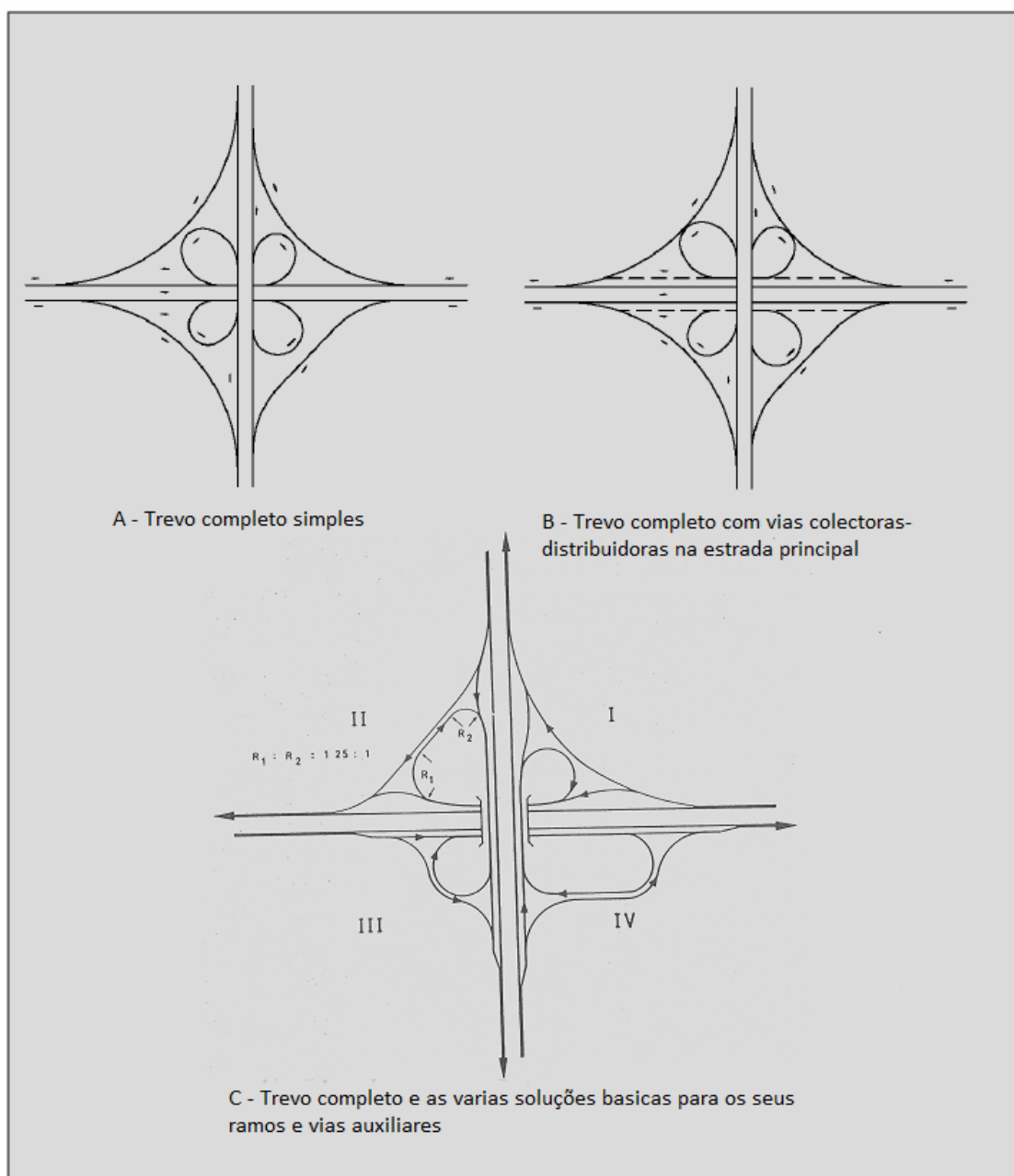


Figura 6 – Nós em Trevo completo, e as usuais soluções possíveis para os ramos de ligação (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil e “Normas de Nós de Ligação” da JAE, 1990)

3.4.7 NÓS ESPECIAIS

Designam-se por nós especiais os que são derivados dos nós básicos atrás descritos com alguns ramos substituídos por outros, exclusivamente do tipo direccional, semi-direccional ou giratório.

São exemplos o nó tipo direccional, semi-direccional (nó de Francos na VCI) e giratórios e têm como característica comum o facto de possuírem sempre mais de uma passagem desnivelada. Com excepção dos giratórios, os restantes não são muito frequentes em Portugal.

Representados na figura 7, o nó direccional, tipo A, evidencia o tipo de nó que possibilita o melhor escoamento do tráfego e maiores velocidades sendo indicado para intersecções do tipo “nós de mobilidade” com máxima importância, onde existam tráfegos elevados e se exijam níveis de serviços A ou B e velocidades máximas de circulação para todos os veículos. É um tipo de nó que exige muito volume livre e um número considerável de obras de arte tornando-se por isso o nó de custo mais elevado a par do nó semi-direccional.

O nó semi-direccional, tipo C da figura 7, será um nó em trevo com as ligações interiores em loop todas substituídas por ramos semi-directos. A sua utilização coincide com a dos ramos direccionais sendo menos aconselhado por nem todos os ramos serem directos, remetendo-se a sua escolha a par do nó direccional para os condicionamentos locais referidos no subcapítulo 3.2. Exemplo mais modesto, o representado na figura 7B é do tipo do existente no Porto (IC23) e designado por nó de Francos tendo resultado exactamente da substituição de um “loop” por um ramo semi-direccional com a intenção de reduzir o volume de entrecruzamento.

Os nós do tipo giratório, desenho D da figura 7, têm o inconveniente das intersecções giratórias de nível, embora haja sempre, no mínimo, uma estrada onde é assegurada a prioridade de circulação. No entanto o tráfego directo da secundária, ou das secundárias, tem sempre de entrecruzar com o tráfego da principal que muda de direcção. Este tipo de nó pode ser considerado uma variante do nó em diamante sendo uma melhor solução quando os volumes de viragens à esquerda, na estrada secundária, são predominantes. Adapta-se bem às zonas de transição, entre zona rural e meio urbano, quando a estrada secundária não tem continuidade.

3.5 CONTROLO OPERACIONAL DE NÓS SUCESSIVOS

3.5.1 GENERALIDADES

Nos subcapítulos anteriores deste capítulo foram expostas regras a serem aplicadas individualmente a cada nó de ligação. No entanto, quando se está perante um Itinerário Principal ou Complementar, existe sempre um conjunto de nós ao longo do seu percurso cujas características devem ser uniformizadas para que todo o itinerário seja fluído e de fácil leitura para o condutor. Também o espaçamento entre os vários nós de ligação deve ser acautelado para que as características de serviço de cada nó não sejam afectadas pela presença próxima de um nó adjacente.

A garantia de continuidade das vias principais é fundamental para manter a funcionalidade e equilíbrio dessas vias e dos respectivos nós.

Analisar-se-ão de seguida, com maior detalhe, as condições referidas e as características dos nós que as permitem.

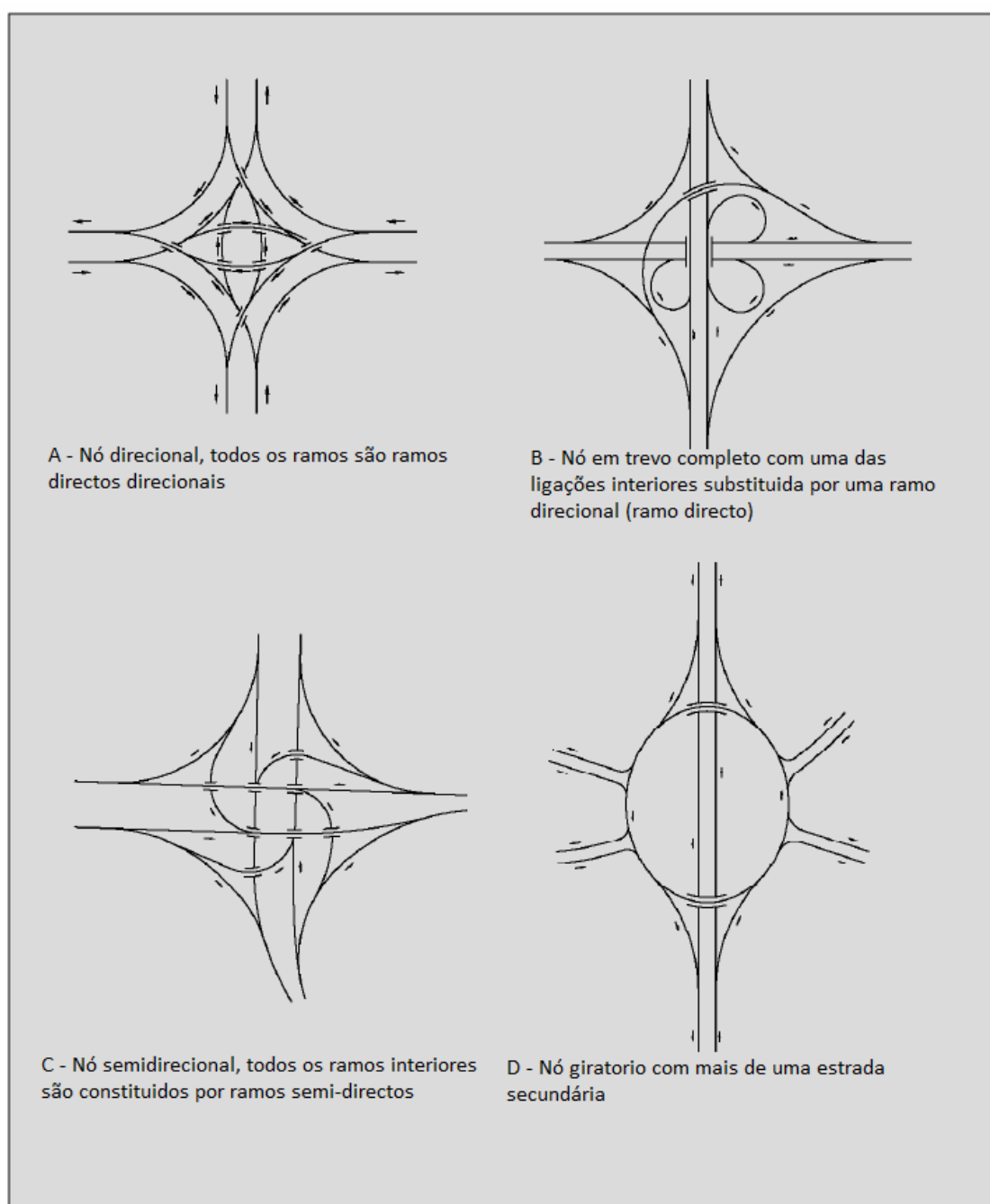


Figura 7 – Alguns tipos de especiais, de uso incomum (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil).

3.5.2 UNIFORMIDADE DO TRAÇADO

O uso de diferentes tipos de nós ao longo de um itinerário pode levar a uma deficiente uniformidade na localização das várias saídas, relativamente às estruturas, bem como no número de saídas (uma ou duas geralmente) a partir de uma mesma faixa de rodagem. Assim os usuários do itinerário ficam incapacitados de prever se a saída vai estar situada antes ou depois da obra de arte e se existirão uma ou mais saídas no nó. Acresce ainda o facto de, em nós em trevo sem vias colectoras-distribuidoras, o usuário verificar que tem de se entrecruzar com os veículos que entram no itinerário por um ramo de ligação que antecede a saída dificultando ainda mais a previsão do local exacto daquela.

Tudo isto acontece geralmente numa faixa de rodagem de uma estrada que foi projectada para que o tráfego directo circule em segurança a uma velocidade nunca inferior a 100km/h.

Em regra os usuários não têm conhecimento prévio do tipo de nó que os espera pelo que ficam dependentes da sinalização e muitas vezes apenas conhecem o nome da localidade onde se dirigem não tendo conhecimento se esta se localiza a norte ou a sul, a poente ou nascente, do itinerário principal.

Consequentemente a existência de manobras de entrecruzamento numa faixa de rodagem de um Itinerário Principal ou Complementar, devido a um nó em trevo ou meio-trevo incompleto nos quadrantes adjacentes da principal, são preferencialmente evitáveis em zona rural onde os terrenos são mais baratos e o espaço disponível para construção maior. Estes tipos de nó leva a que a via de entrada e saída dos veículos das ligações interiores, onde existem os entrecruzamentos, funcione tanto como via de aceleração e via de desaceleração. Resulta normalmente uma via demasiado curta para as duas funções tendo até em conta a grande diferença de velocidade entre a via principal (velocidade de tráfego) e a velocidade padrão permitida pelo “loop” que o condutor descreve ou vai descrever.

Assim para casos específicos de nós de ligação em zona rural aconselha-se o uso de vias colectoras-distribuidoras, e em zona urbana sempre que o espaço disponível o permita também devem ser implementadas vias do mesmo tipo nos nós com duas ligações interiores, de entrada e saída, sucessivas no mesmo sentido de rodagem (nó em trevo e algumas simplificações deste).

A implementação destas vias auxiliares vai permitir que, nos nós referidos, exista uma uniformidade das saídas que serão sempre únicas e localizadas antes da obra de arte.

Como foi referido, muitas vezes, devido aos factores enunciados nos subcapítulos anteriores um itinerário apresenta ao longo de todo o seu percurso várias tipologias para as diversas intersecções. Na figura 8 está representado um itinerário com cinco intersecções desniveladas, cada uma delas com uma solução diferente de tipo de nó usado. É necessário que as condições de operacionalidade neste itinerário, assim como em qualquer outro, sejam uniformizadas para que o utilizador, como já foi referido, possa prever o modo de funcionamento dos próximos nós.

A solução A apresenta um traçado desordenado com as saídas nos sucessivos nós a aparecerem incoerentes, ou seja, por vezes temos uma única saída antes da obra de arte, outras vezes a saída acontece depois da obra de arte e ainda existem casos em que possuem duas saídas. Estas incoerências levam a que o condutor fique confuso e possa ter reacções ou comportamentos imprevisíveis estimulando a ocorrência de acidentes ou congestionamentos do tráfego.

Assim deve ser sempre adoptado uma solução do género da designada por B da figura 8. Em cada nó apenas existe uma única saída e esta acontece sempre antes da obra de arte. Esta solução permite uma sinalização uniforme e coerente das saídas bem como uma facilidade de leitura do funcionamento das

intersecções pelo condutor e à própria antevisão desta. A decisão de escolha do sentido a tomar na estrada secundária acontece sempre ou na via colectora ou na própria via secundária.

Assim, os nós em trevo de estradas com 2x2 vias deverão ter sempre vias colectoras-distribuidoras, impostas por razões de segurança e fluidez de tráfego, não estando assim dependentes dos volumes horários de projecto, pois permitem uma uniformidade e simplicidade de operação que as justificam plenamente. A alternativa poderia ser um nó especial do género dos documentados na figura 7.

Convém ainda acrescentar que em zonas urbanas as vias colectoras-distribuidoras trazem um aumento da capacidade e diminuição dos conflitos (entrecruzamentos), e consequentemente os acidentes com tráfego directo. O aumento do custo do nó devido a estas vias auxiliares é diminuto em comparação com os seus benefícios consideráveis.

Para as estradas secundárias não existe necessidade de uniformização das saídas, pois esta pertencem à rede local, onde as velocidades são reduzidas e os usuários estão conscientes da grande variedade de soluções existentes.

A continuidade de um itinerário está intimamente ligada à uniformidade do seu traçado, desde o seu início até ao seu fim, sendo a correcta aplicação deste princípio motivo de simplificação da condução, de redução ao mínimo da sinalização e diminuição das dúvidas dos condutores devido à complexidade da sinalização e das correntes de tráfego.

3.5.3 CONTINUIDADE DE ITINERÁRIOS

A continuidade de itinerários relaciona-se com a dotação de um percurso direccional ao longo do itinerário em estudo. É realizada por uma geometria adequada e sinalização direccional.

Com a continuidade de itinerários o condutor, que se aproxima de um nó de ligação fica correctamente posicionado sobre as vias que lhe são confirmadas pela sinalização direccional e marcação no pavimento.

Neste processo de manter o condutor em conformidade com a sua rota, especialmente em zonas urbanas ou suburbanas, os nós de ligação não devem necessariamente favorecer os movimentos com maior tráfego nos pontos de bifurcação. É o itinerário principal que deverá manter constantemente as suas características direccionais provido de ramos directos. Para os movimentos de maior tráfego, que não o directo, dever-se-ão prever curvas suaves e vias auxiliares de modo a obter condições operacionais equivalentes às do tráfego directo.

O condutor que circule no itinerário principal não deve ter necessidade de mudar de via para continuar nesse mesmo itinerário. Este facto revela-se de maior importância quando o condutor não está familiarizado com o local.

Ressalta-se a importância do critério de uniformidade do traçado, subcapítulo 3.5.2, para as saídas das correntes da rodovia, devendo as entradas e saídas da via principal localizarem-se sempre à direita, no sentido da estrada.

Conclui-se portanto que com a manutenção da continuidade de itinerários exista uma maior tranquilidade para a condução dos veículos, redução no número de mudanças de via e de mensagens de orientação direccional, uma identificação clara da rota a seguir e a simplificação da sinalização.

Na figura 9 é ilustrado este conceito de continuidade com a solução A contraposta com uma solução, B, sem continuidade de itinerários.

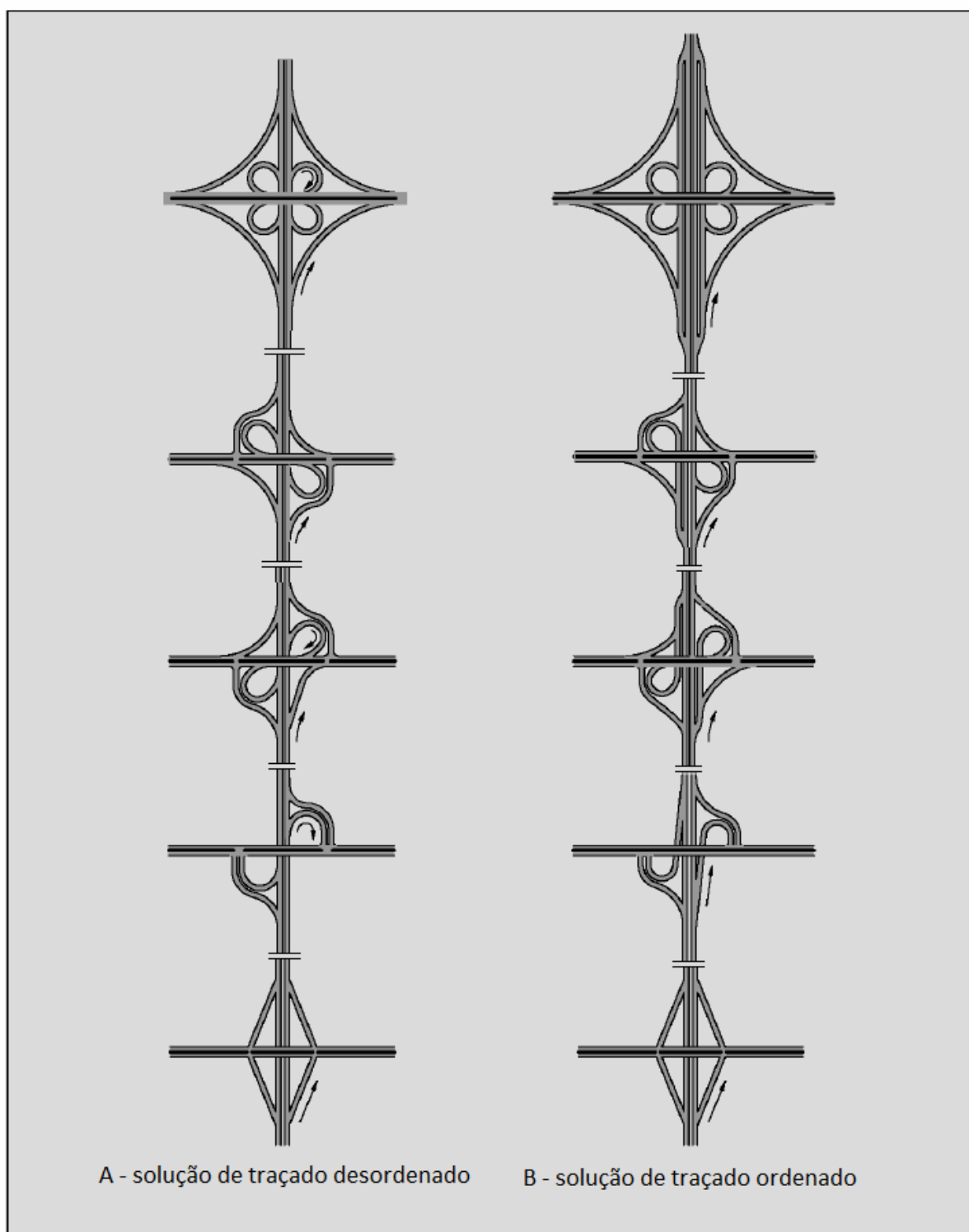


Figura 8 – Saídas de nós sucessivos, duas soluções diferentes (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil e “Normas de Nós de Ligação” da JAE, 1990)

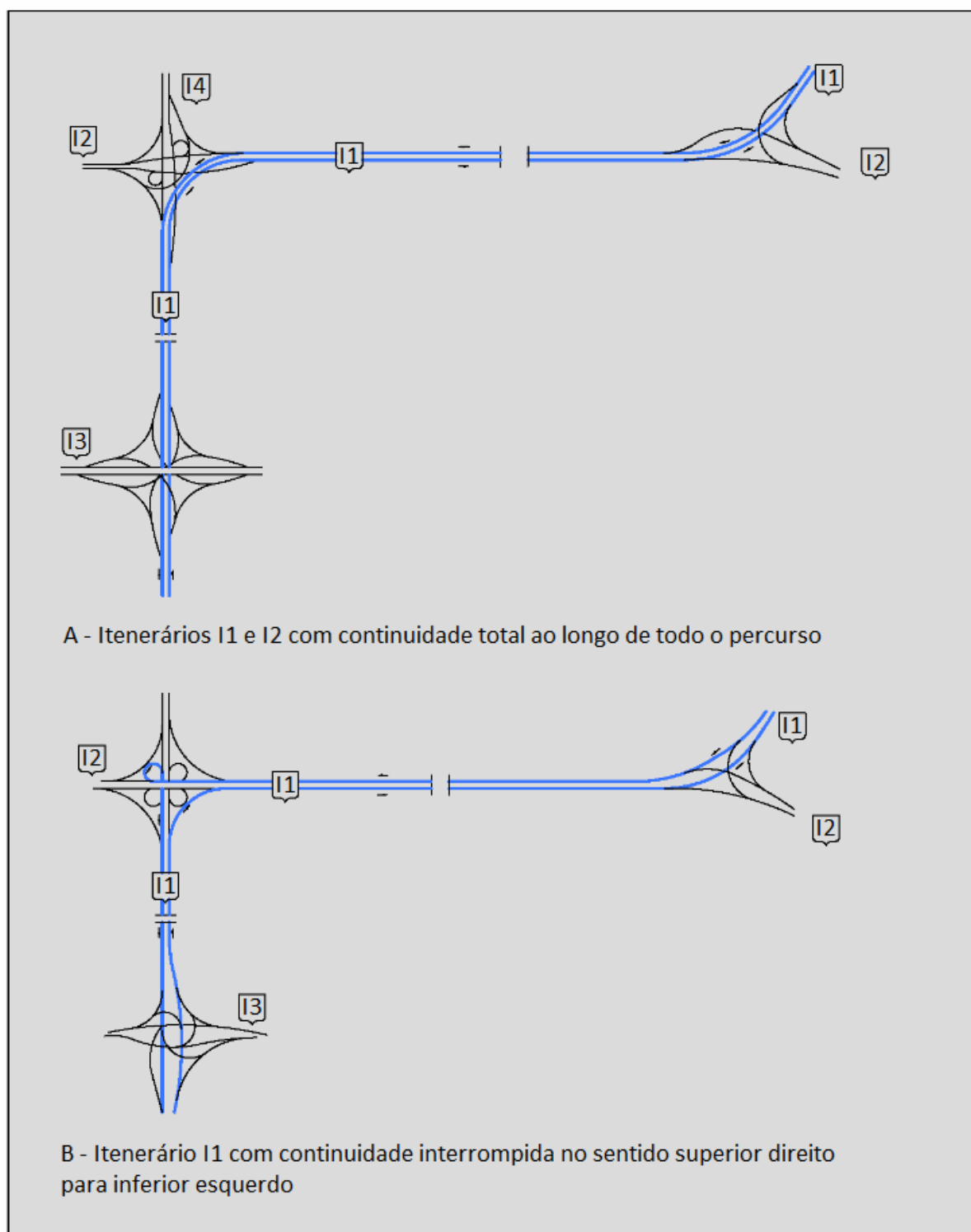


Figura 9 – Exemplo de continuidade de itinerários, solução A, e de continuidade de itinerário interrompido, solução B (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil)

3.5.4 EQUILÍBRIO DE VIAS

Para uma operação eficaz ao longo do traçado de uma estrada que é adjacente a um nó de ligação, é necessário que exista um equilíbrio no número de vias da estrada principal e dos ramos de acesso.

Pela análise da capacidade por vezes chega-se a soluções de mudanças bruscas do número de vias nos pontos de entrada e saída da estrada principal. Podendo este método ser lógico numa visão de relação entre volumes e capacidade das vias, nem sempre é apropriado para se conseguirem características operacionais fluidas.

Pela experiência operacional e por simulações para se conseguir eficiência operacional e para se perceber a indicada capacidade potencial onde as convergências, divergências e entrecruzamentos ocorrem, deve ser mantido um certo equilíbrio no número de vias da faixa de rodagem.

Deve este equilíbrio, conforme recomendam inúmeros autores, satisfazer as seguintes equações, resultado de experiência acumulada ao longo do tempo e recurso a simulações, para os pontos de saída, (11):

$$Nm = Nj + Ne - 1 \quad (11)$$

e:

$$Nj = Nm + Ne \quad (12)$$

ou:

$$Nj = Nm + Ne - 1 \quad (13)$$

para pontos de entrada (12 ou 13). Onde:

Nm – número de vias da E.P. a montante [adimensional]

Nj – número de vias da E.P. a jusante [adimensional]

Ne – número de vias do ramo de entrada ou saída [adimensional]

As equações mostram que em saídas o número de vias a montante deve ser igual a menos uma via que o total de vias que se encontram a jusante incluindo as vias do ramo de saída. E nas entradas o número combinado de vias a jusante deverá ser ou igual ou inferior em uma ao número total de vias a montante incluindo as vias do ramo de entrada.

Deve-se portanto definir para o itinerário um número básico de vias, que deve ser mantido ao longo do seu traçado devendo estas serem corrigidas por vias auxiliares junto aos nós quando o estudo específico o exija.

Na figura 10 estão presentes vários exemplos de equilíbrio de vias tanto para saídas como para entradas na principal.

Para um melhor entendimento da forma de aplicação do equilíbrio de vias sem que se viole o número básico de vias definido para o itinerário foi adicionada a figura 11 com três soluções possíveis para o número de vias a usar na zona de saída e entrada de um nó.

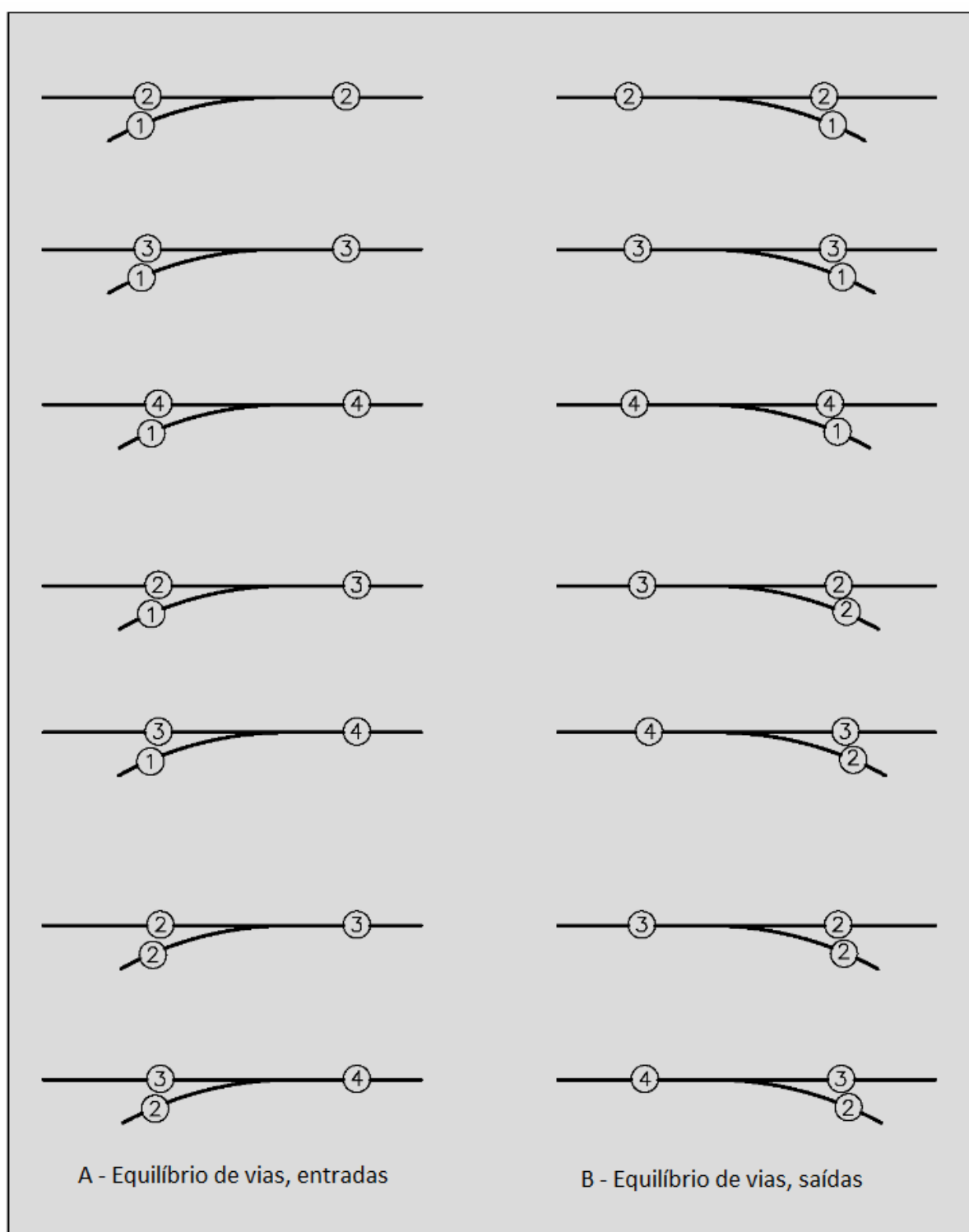


Figura 10 – Exemplo de equilíbrio de vias, entradas, A, e saídas, B (extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil)

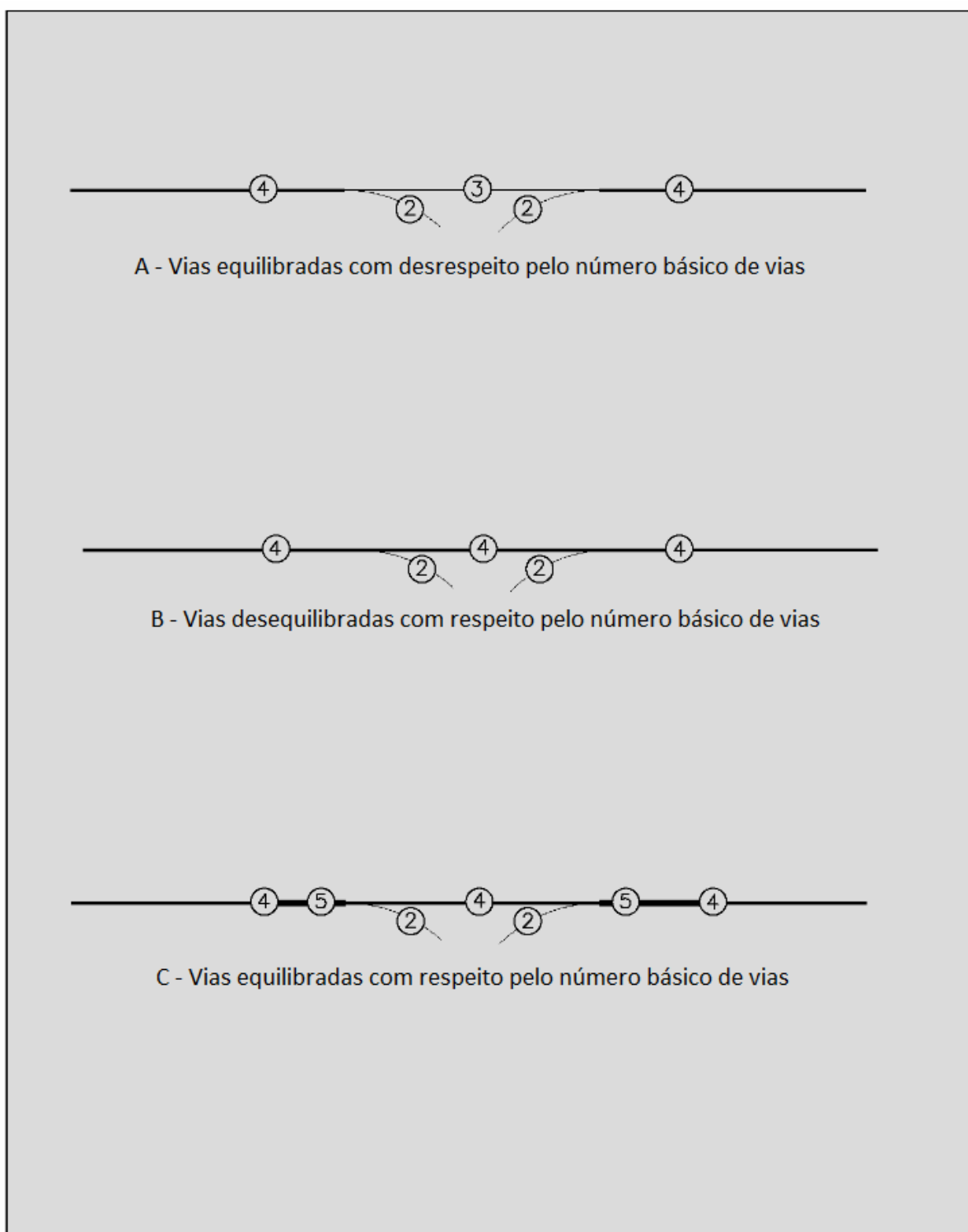


Figura 11 – Exemplo de soluções com ou sem equilíbrio de vias e cumprimento do número básico de vias
(extractos do “Manual de projecto de intersecções” do DNIT, 2005, Brasil)

Na solução A foi mantido o equilíbrio de vias à saída e entrada da estrada principal. No entanto não foi mantido o número básico de vias no trecho a jusante da saída e a montante da entrada. Uma das quatro vias iniciais é desviada para o ramo de saída ficando a E.P. a jusante desta saída apenas com três vias.

Posteriormente, ainda na solução A, o ramo de entrada na E.P. (com duas vias) junta-se a esta abolindo apenas uma das suas vias passando a E.P. a desfrutar de quatro vias.

A solução B, da figura 11, apesar de manter o número básico de vias ao longo de todo o seu traçado, ignora as equações (12) e (13) pondo assim em causa o bom funcionamento do nó ao dificultar as entradas ou saídas dos grandes volumes de tráfego de entrada e saída que exigem duas vias.

A solução C ao implementar duas vias auxiliares, uma via de desaceleração e outra de aceleração, consegue manter o número básico de vias ao longo de todo o seu traçado bem como possibilita a fácil saída e entrada, de grandes volumes de tráfego, na corrente da estrada principal através dessas vias auxiliares.

3.5.5 ESPAÇAMENTO ENTRE NÓS DE LIGAÇÃO

É prática comum, na maioria dos países, a adopção de distâncias mínimas entre nós de ligação sucessivos para que se possa garantir um determinado nível de serviço, usualmente nunca inferior ao Nível B. Também deverá permitir uma distância suficiente para que seja possível implementar a sinalização de guia para que o condutor tenha tempo de a ler e tomar decisões sobre a via de rodagem que deve seguir ou deve manter-se na que já circula. Pretende-se também obter um espaçamento mínimo entre nós para que se garanta um equilíbrio entre os acidentes causados pela proximidade de nós e a acessibilidade aos destinos.

Não existe uma forma analítica e exacta de definir esta distância; assim serão tomados como referência os valores médios utilizados em vários manuais.

Na maioria destes manuais analisados existe uma conformidade em estudar separadamente as distancias mínimas para zonas urbanas e zonas rurais. Isto deve-se a que em zonas urbanas existe uma maior necessidade de acessos e possibilidade de uso de velocidades inferiores às velocidades máximas em alguns trechos. Entretanto em zona rural a componente de acesso é menos relevante dando-se maior ênfase à mobilidade.

Assim, o “*Green Book*” (“*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*” da American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1994) recomenda valores de 1 milha para zonas urbanas e 2 milhas para zonas rurais, o que serão aproximadamente 1.6 quilómetros e 3.2 quilómetros respectivamente, medidos entre eixos das estradas secundárias.

O “*Access Management Manual*” da Transportation Research Board (Washington, DC, 2003) refere valores superiores, 4.8 quilómetros (3 milhas) de espaçamento entre nós de ligação em zona urbana para uma boa sinalização de orientação de rotas aquando de velocidades elevadas, e condições urbanas/suburbanas de volumes elevados. Para zonas rurais o manual recomenda um valor de 9.7 quilómetros (6 milhas) de intervalo entre nós sucessivos.

Um estudo de Ingham e Burnett (Ingham D.J., and S.L. Burnett. “*Interchange Spacing in Gauteng*”. In *Proceedings of the 2nd International Symposium on Geometric Design*, Mainz, Germany, 2000, páginas 534 a 546) refere valores guia utilizados em alguns países no ano de 2000. Assim na França e Alemanha o estudo recomenda 1 a 1.5 quilómetros em zona urbana para a França e 2.7 quilómetros na Alemanha. Estas distâncias deverão ser medidas entre narizes de convergência e divergência.

O Reino Unido, como indica a Federal Highway Administration (FHWA) no artigo “*Safety Assessment of Interchange Spacing on Urban Freeways*”, é menos conservador e refere a distância entre narizes de nós sucessivos em função da velocidade de projecto através da seguinte equação:

$$D_{\text{narizes}} = 3.75 \times V^* \quad (14)$$

com:

D_{narizes} – distancia entre narizes de nós sucessivos [m]

V^* – velocidade de projecto [km/h]

Da equação (14) pode-se referir que a distância máxima que se pode obter para a distância mínima entre narizes de nós sucessivos é de 525 metros para uma velocidade máxima de projecto de 140 km/h. Percebe-se rapidamente que os valores obtidos por esta equação não são razoáveis. A título de exemplo, na VCI (Porto), seria contestável para velocidade de projecto 80 km/h ter espaçamentos de 300 metros.

O mesmo estudo ainda refere para a Austrália valores de 1.5 a 2 quilómetros em zona urbana e 3.1 a 8.1 quilómetros em zona rural. Sendo estas distâncias medidas entre eixos das estradas secundarias dos nós sucessivos.

Analizadas as várias propostas adoptou-se para este manual os valores do quadro 2 com limites absolutos de 1.5km para zonas urbanas ou suburbanas e 3km para zonas rurais medidos entre narizes. E para que se possa garantir uma boa sinalização de orientação e circulação de volumes elevados de veículos em zonas suburbanas e urbanas recomendam-se os valores do “*Access Management Manual*” de 4.8 quilómetros e 9.7 quilómetros para zona rural medidos entre eixos das estradas que atravessam a principal, que se podem adaptar para distâncias arredondadas entre narizes de 4.5 quilómetros e 9 quilómetros respectivamente.

Justificam-se os limites absolutos por serem uma média aproximada dos limites mínimos propostos pelos vários manuais e países.

No entanto existem casos, em zonas urbanas, em que a necessidade de acesso aos destinos requer uma maior frequência de nós. Para estes casos, considerados excepcionais, foi considerada a equação (14) da directriz do Reino Unido não se obtendo resultados razoáveis devem estas distâncias serem estudadas individualmente e compatibilizadas com as distâncias mínimas entre saídas e entradas, subcapítulo 3.5.6. Prevendo-se vias colectoras-distribuidoras quando necessário.

Quadro 2 – Distâncias mínimas entre narizes para nós sucessivos com as distâncias em km (quadro realizado e compilado pelo autor)

Distância mínima entre nós sucessivos				
		absoluta	recomendada	excepção
Dnarizes (km)	Zona rural	3.0	9.0	-
	Zona suburbana	1.5	4.5	-
	Zona urbana	1.5	4.5	a estudar

3.5.6 ESPAÇAMENTO ENTRE SAÍDAS E ENTRADAS

Foram sendo desenvolvidos, com o tempo, directrizes para o espaçamento entre saídas e entradas na via principal com o intuito de possibilitar a boa operacionalidade dos itinerários e a própria geometria dos ramos.

Baseado na experiência operacional e nas necessidades de espaço acrescido de uma margem de segurança a “AASHTO” no seu manual “*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*” indica alguns valores de referência que foram adoptados pela ex-JAE nas suas “*Normas de Nós de Ligação*”. Assim também neste documento são adoptadas estas mesmas indicações presentes no quadro 3 para regular o espaçamento entre saídas e entradas.

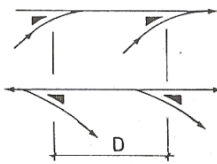
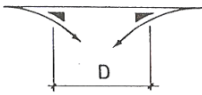
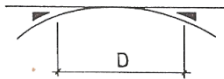
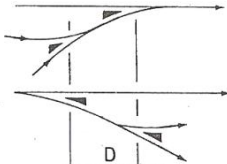
No entanto os valores presentes no quadro 3 devem apenas servir de guia ao projecto. Devendo-se sempre compara-los com os valores calculados segundo as recomendações do HCM, “*Highway Capacity Manual*” edição do ano 2000, sugerindo-se a adopção do maior valor. O mesmo HCM apresenta os procedimentos a serem seguidos para determinar a o comprimento da secção de entrecruzamento.

Um aspecto isolado a referir prende-se com o espaçamento entre uma sucessão de entrada e saída, E-S (terminologia do quadro 3). Para estes casos a distancia “Dnarizes” esta dependente das exigências de entrecruzamento e do raio dos loops quando a E-S é materializada por dois ramos interiores.

No caso da distância entre narizes para os casos em que E-S for menor que 450 metros devem as vias de desaceleração e aceleração serem ligadas formando uma única via auxiliar, para que se melhore a operacionalidade do tráfego como refere a maioria da bibliografia analisada.

Para o mesmo nó, a maior parte dos “*loops*” em quadrantes adjacentes não cumpre estas distâncias aconselhando-se por isso o uso de vias colectoras-distribuidoras.

Quadro 3 – Distâncias mínimas entre saídas e entradas medidas em metros entre narizes (“Normas de Nós de Ligação” da JAE, 1990)

Distância mínima entre saídas e entradas								
Ramos	E-E; S-S		S-E		E-S		E-E; S-S	
								
					Excepto vias C-D		Vias C-D	
Dnarizes (m)	AUTO ESTRADAS	OUTRAS ESTRADAS	AUTO ESTRADAS	OUTRAS ESTRADAS	AUTO ESTRADAS	OUTRAS ESTRADAS	AUTO ESTRADAS	OUTRAS ESTRADAS
	300	240	150	120	600	480	240	180
E - entrada; S - saída; C-D - vias colectoras-distribuidoras								

4

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

4.1 GENERALIDADES

O projecto de um nó de ligação pressupõe o conhecimento prévio dos elementos condicionantes, tais como: tráfego; factores físicos; factores económicos; desenvolvimento potencial da zona, caracterizados no capítulo 2.

Naturalmente é indispensável, para a definição das características geométricas dos elementos do nó, dispor dos seguintes dados, conforme recomendam as Estradas de Portugal S.A:

- a) Localização e características das vias existentes e propostas, assim como dos tipos de controlo do tráfego previsto.
- b) Ocupação do solo, actual e futura (centros comerciais, escolas, zonas de habitação, entre outros)
- c) Diagramas do tráfego médio diário e volume horário de projecto relativos às estradas que se intersectam, e aos ramos de ligação.
- d) Influência mútua com os nós de ligação adjacentes.
- e) Localização de outras infra-estruturas importantes (caminhos de ferro, aeroportos, portos marítimos, gares serviços de transporte rodoviário de passageiros ou mercadorias, etc.)

O traçado dos ramos de ligação deve respeitar as “*Normas de Traçado*” da ex-JAE quando o presente documento omita qualquer regulamentação.

No projecto de Itinerários Principais ou Complementares, constituídos por auto-estradas ou vias rápidas, que impliquem a construção de vários nós de ligação com as suas sucessivas saídas e entradas, não deve o estudo de cada nó ser efectuado de uma forma isolada.

Deve sempre ser feito um estudo global de todo o itinerário, ou do lanço de auto-estrada ou via rápida, analisando-se a sua funcionalidade e continuidade, do ponto de vista do condutor, que são afectadas pela: localização, proximidade e sequência de saídas e entradas dos ramos de ligação; manobras de divergência, convergência e entrecruzamento; eficiência sinalética; indicação das trajectórias a seguir.

Uma disposição inconsciente dos factores enunciados no parágrafo anterior origina a diminuições de velocidades de tráfego significativas, possibilidade de manobras erradas nas vias destinadas ao tráfego directo (tráfego que não pretende mudar de itinerário), e confusão e duvida aos condutores, gerando-se uma maior probabilidade de acidentes e redução dos níveis de serviço, ambientais e económicos.

Para uma melhor compreensão destas condições deve o projectista respeitar o capítulo 3 e em particular subcapítulo 3.5 (controlo operacional de nós sucessivos), deste documento.

4.2 VELOCIDADE DE PROJECTO

No projecto de nós de ligação é necessário garantir um traçado em planta e perfil consistente com as condições de operação que se devem verificar nos ramos de ligação. Deve-se compatibilizar as distâncias de visibilidade nas concordâncias convexas com a velocidade específica (máxima permitida pelo traçado em planta).

As velocidades de projecto recomendadas para ramos de ligação são definidas pela AASHTO, e na maioria do mundo aceite.

Assim, para ramos de saída de Itinerários Principais em “nós de mobilidade” deve-se tentar garantir sempre uma velocidade igual ou superior a 80 km/h. Para Itinerários Complementares em zonas urbanas ou suburbanas esta velocidade vem em função dos condicionamentos locais do traçado.

Nas entradas a velocidade está dependente do traçado do ramo de ligação. Em ligações directas ou semi-directas presentes essencialmente em ramos do tipo diamante, a velocidade padrão deve ser igual ou superior a 80 km/h sempre que seja possível adoptar um bom traçado. Nos casos de ligações interiores deve a velocidade rondar os 35/40 km/h. Velocidades superiores para os loops levam a ramos extensos e a grandes áreas ocupadas traduzindo-se em gastos económicos excessivos tanto para o dono-de-obra como para o condutor.

A velocidade ideal a considerar no projecto de um ramo de ligação deve corresponder a 85% da velocidade base (V_B) da estrada principal do nó de ligação para que se garantam condições de comodidade e rapidez. No entanto muitas vezes por razões topográficas, económicas, urbanísticas ou ambientais tal não é possível. Deve então a velocidade desejável no ramo corresponder a 70% da V_B , podendo mesmo chegar-se a valores inferiores a 50% da V_B , em especial para ramos interiores, devendo neste caso alertar-se o condutor para tal redução com sinalização devida. E utilizar-se vias de mudança de velocidade do tipo paralelo conforme o subcapítulo 4.6.

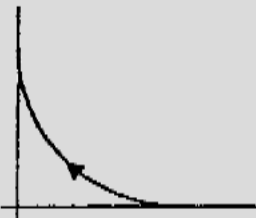
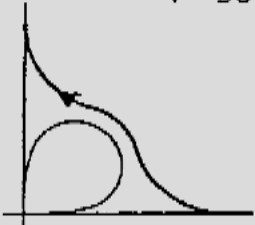
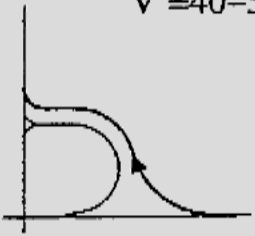
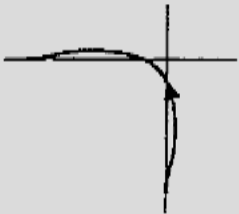
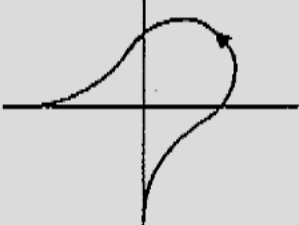
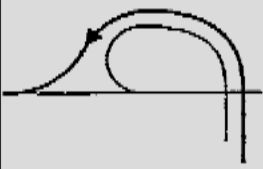
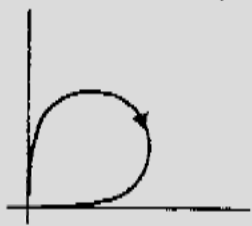
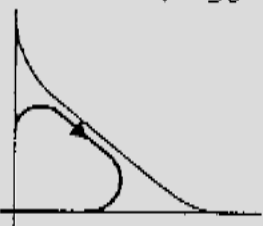
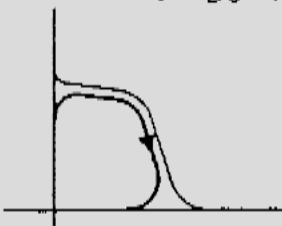
Quando se tiverem de utilizar curvas de raio diminuto, a distância de visibilidade nas concordâncias convexas deve ser compatível com a velocidade de aproximação dos veículos, e não com a correspondente a esses raios.

Na figura 12 indicam-se as velocidades de projecto recomendadas pela AASHTO e adoptadas por este documento.

4.3 ALINHAMENTOS HORIZONTAIS

4.3.1 GENERALIDADES

Os ramos de ligação de um nó devem ser composto para que o seu percurso permita uma condução segura e confortável para o condutor sem que este tenha de recorrer de forma abusiva ao uso dos travões. Para tal, e como tem vindo a ser referido, devem os ramos serem constituídos por curvas compostas, clotóide e curva circular.

Ramos de ligação	Ligações entre Auto-Estradas		Ligações entre outras estradas*
	Normal	Adaptado	
Directo	$V = 60-80$ 	$V = 50-60$ 	$V = 40-50$ 
Semi-directo	$V = 50-70$ 	$V = 40-60$ 	$V = 40-50$ 
Indirecto	$V = 40$ 	$V = 30-40$ 	$V = 30-40$ 
(directo)	$V = 60-80$ Vias colectoras-distribuidoras		$V = 40-60$ Tipo diamante

(o “*” refere que nas ligações entre outras estradas pode uma delas ser uma auto-estrada)

Figura 12 – Quadro com as recomendações da velocidades de projecto a implementar nos ramos de ligação, V corresponde a velocidade em km/h (extractos das “Normas de Nós de Ligação” da JAE, 1990 e A “Policy on Geometric Design of Highways and Streets” da American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 1994)

A curva de transição permite ao veículo que muda de direcção seguir um movimento natural. Há falta deste movimento o condutor vai ocupar as vias contíguas ou as bermas do ramo de ligação.

Deve-se assim intercalar a clotóide entre alinhamento recto e um arco circular, ou entre arcos circulares de raios distintos.

Usualmente as condições físicas dos locais restringem a liberdade de traçado do ramo. Assim, na maior parte dos casos, o projectista tem de fixar um determinado raio a ser usado ao invés de fixar uma velocidade de projecto.

Também a sobrelevação que é possível de implementar no ramo de ligação vai ditar a velocidade específica ou padrão.

Incumbe-se assim o projectista de decidir o raio mínimo do ramo, compatível com as condicionantes de projecto, e com ele definir a velocidade específica que posteriormente poderá ser ajustada conforme a sobrelevação adoptada.

Assim a velocidade específica relaciona-se com o raio mínimo da curva tendo como base a 2ª Lei de Newton, lei fundamental da dinâmica dada pela equação (1). Vindo a velocidade dependente do raio horizontal do ramo interessa a equação (7) que traduz a lei fundamental da dinâmica ao plano normal do movimento do veículo. Sabendo que o interface pneu/pavimento produz uma força centrípeta dependente do peso e que a sobrelevação permite aproveitar esses mesmo peso para diminuir a força normal centrífuga relembra-se a equação (10):

$$\frac{v^2}{R} - g \times Se = g \times f_t \quad (10)$$

transformando v (m/s) em V (km/h):

$$v = \frac{V}{3.6} \quad (15)$$

da equação (10) vem:

$$\frac{V^2}{3.6^2 R} = g \times f_t + g \times Se \quad (16)$$

ficando a velocidade definida por:

$$V^2 = (g \times f_t + g \times Se) \times 3.6^2 \times R \quad (17)$$

sendo $g=9.81\text{m/s}^2$:

$$V = \sqrt{127.1 \times R \times (f_t + Se)} \quad (18)$$

V – velocidade [km/h]

Teoricamente o quadrado da velocidade, que aqui se admite por aproximação igual à velocidade de tráfego, depende directamente do raio da curva e de uma inclinação transversal fictícia do pavimento resultante da soma do coeficiente de aderência transversal com a sobrelevação real do pavimento.

Sabe-se que o f_t solicitado se traduz na aceleração não compensada a que o veículo está sujeito, e que esta aceleração transmite o nível de conforto do condutor. Pode-se concluir que o condutor, quando se encontra em curva circular, vai adoptar uma velocidade tal que lhe garanta um nível de conforto e segurança por ele adoptado e que deve ser implementado na equação (18) através de f_t .

Relembra-se por isso a importância das curvas de transição que vão permitir o gradual aumento da aceleração não compensada e por consequência o gradual ajuste da velocidade por parte do condutor.

4.3.2 RAO MÍNIMO

A definição de um raio mínimo num documento como este implica que sejam arbitrados alguns valores pela infinidade de situações possíveis de existir numa situação real de projecto. É então aqui definido o raio mínimo como o menor raio possível de ser circulado pelo veículo tipo, em condições de segurança e comodidade limite para a situação em que é possível alcançar uma sobrelevação máxima.

A situação descrita no parágrafo anterior acontece para uma sobrelevação $Se=8\%$, aqui admitida como sobrelevação máxima normal e que será justificada no subcapítulo 4.3.3.

Tendo o raio mínimo que satisfazer a equação (18), é ainda necessário definir o valor do coeficiente de aderência transversal a usar. Relembra-se que este coeficiente depende sobretudo da fricção entre o interface pneu/pavimento e dos materiais que possam coexistir entre estes dois materiais. Também a velocidade com que o veículo se desloca vai permitir um melhor ou pior “encaixe” do pneu no pavimento e maior ou menor tolerância do condutor a acção da aceleração. Assim sendo deve ser o coeficiente de aderência transversal adaptado às várias velocidades na situação mais desfavorável.

As “*Normas de Traçado*” da ex-JAE dispõem um conjunto de valores de f_t para as diferentes velocidades de percurso. No entanto em ramos de ligação admite-se que o condutor tolera maiores acelerações ao contrário do que acontece em traçado corrente.

Define-se assim uma equação que mostra a variação do coeficiente de aderência em função da velocidade de percurso:

$$f_t = 6 \times 10^{-6} \times V^2 - 0.0021 \times V + 0.2652 \quad (19)$$

Esta equação foi obtida por um ajuste polinomial de segundo grau a um conjunto de valores médios dos f_t máximos prescritos nas normas espanhola, francesa, grega e italiana presentes no quadro 4 e na figura 13. Estes países ao serem mediterrâneos apresentam um clima idêntico ao português logo coeficientes de aderência transversal próximos.

A definição de uma equação para relacionar a velocidade com o coeficiente de aderência transversal importa para definir os coeficientes das velocidades inferiores a 40 km/h que não estão presentes no quadro 4.

Quadro 4 – Valores máximos do coeficiente de aderência para diferentes velocidades (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120	125	130	135	140
f_t máximo	0.19	0.17	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.1	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08

Sabendo que num nó de ligação, em particular em “nós de acesso”, podemos ter raios que obriguem velocidades de projecto da ordem dos 20 km/h. Para estes casos é necessário verificar a compatibilidade da equação (19). Substituindo “V” por 20 (km/h) obtemos um $f_t = 0.21$, e lembrado que a ex-JAE nas “*Normas de Traçado*” refere que, para os raios mínimos absolutos, se pode ter acelerações de 0.22g, então facilmente concluímos (relembra-se o subcapítulo 2.6) que $f_t = 0.21$ é um

valor razoável para o coeficiente máximo de conforto a ser usado neste documento a que corresponde uma velocidade de 20 km/h.

Estando o coeficiente de aderência transversal dependente da velocidade, para se montar um quadro que relacione os raios mínimos com a velocidade de projecto é mais fácil fixar o valor da velocidade e para esta encontrar o raio que melhor a acomoda. Assim recorrendo-se à equação (18) o raio vem definido por:

$$R = \frac{V^2}{127.1 \times (f_t + Se)} \quad (20)$$

Fixando um conjunto de velocidades com um mínimo de 20 km/h e máximo de 80 km/h espaçados de 5 km/h (para tráfego rodoviário em Portugal é usual o uso de velocidades em escala de múltiplos de 5 km/h), e vindo f_t dado pela equação (20) obtém-se o quadro 5.

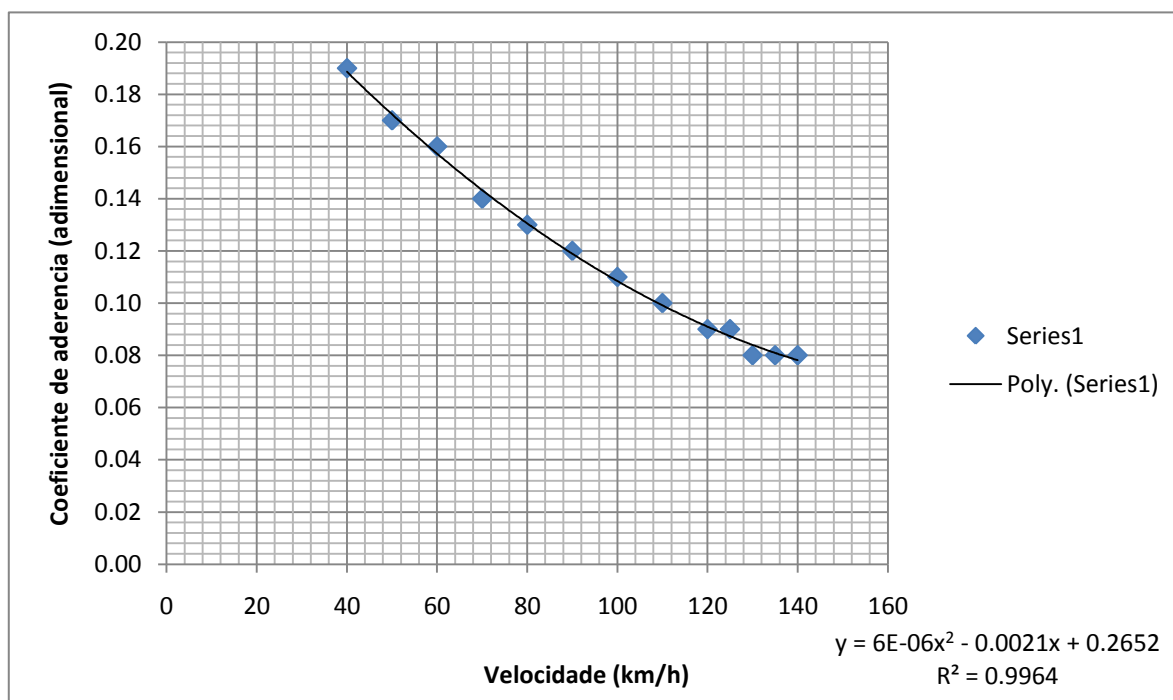


Figura 13 – Gráfico velocidade - coeficiente de aderência transversal com um ajuste polinomial de 2º grau onde se obtém um R quadrado de 99.6% que confirma o polinómio de 2º grau como uma boa tradução da variação do coeficiente de aderência com a velocidade (figura elaborada pelo autor)

Salienta-se atenção para o raio mínimo correspondente a uma velocidade de 20 km/h. A esta velocidade um veículo poderia descrever uma curva com raio mínimo de 10 metros sem que violasse qualquer dos limites impostos anteriormente. No entanto, lembrando o veículo tipo definido no subcapítulo 2.5.1 e representado em anexo (A1), por questões geométricas as normas portuguesas referem que um veículo do tipo articulado, tractor com reboque, deve conseguir inserir-se no espaço comum a dois círculos com o mesmo centro e raios 5.44 metros e 12.5 metros. Fica assim o raio

mínimo limitado inferiormente aos 15 metros para que se garanta o intervalo referido nas curvas à esquerda visto o eixo do ramo (com apenas um sentido) ser o bordo direito do mesmo.

Raios diferentes dos do quadro 5 podem ser utilizados, ficando a velocidade limitada à correspondente ao raio menor do intervalo onde o novo raio se encontra. A título de exemplo, o uso de um raio de 50 metros (intervalo de raios 45 metros a 60 metros) corresponde a uma velocidade de 40 km/h (velocidade de projecto para o raio de 45 metros). Não se prevê por isso uma interpolação das velocidades por se requerer que estes sejam apenas múltiplos de 5 km/h e 10 km/h para velocidades superiores a 60 km/h.

Ramos do tipo direccionais, para “nós de mobilidade”, onde o projectista define velocidades de projecto superiores a 80 km/h (velocidade mínima de 90 km/h) os raios mínimos e outras características desta via devem satisfazer as “*Normas do Traçado*” da ex-JAE. Pois estes ramos serão considerados como uma continuidade do itinerário.

Quadro 5 – Valores das velocidades conforme o raio mínimo do ramo (quadro elaborado pelo autor)

Raio mínimo (m)	15	20	25	35	45	60	75	95	120	170	230
Velocidade específica (km/h)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80

4.3.3 SOBREELEVAÇÕES

4.3.3.1 GENERALIDADES

Como tem vindo a ser referido a sobrelevação proporciona uma redução à aceleração centrífuga. Assim, quanto maior for a sobrelevação dada à curva maior será a velocidade para os mesmos padrões de segurança e conforto.

Existe, porem, limites físicos a esta inclinação transversal. Deve o declive ser sempre no sentido contrário ao da aceleração centrífuga, isto é, em curva circular (c.c.) a sobrelevação deve sempre criar uma componente do peso paralelo ao pavimento e com o sentido para intradorso, ao que se vai dar a designação de sobrelevações positivas. Não se admitem portanto sobrelevações negativas na zona de raio mínimo.

A sobrelevação terá sempre um valor mínimo de $Se=2.5\%$ em c.c. que é o exigível, para pavimentos betuminosos, de forma a garantir a drenagem efectiva das águas.

Não se prevêem portanto ramos de ligação em betão, que teriam $Se=2\%$, por este material não se adaptar bem a raios diminutos dos ramos, em particular ramos do tipo “loop” podendo trazer patologias futuras tais como a fendilhação excessiva e consequentemente a má impermeabilização dos aterros.

A sobrelevação para além de todas as vantagens que traz adiciona dois novos perigos à segurança. São eles a capotagem e derrapagem para o interior do veículo. A capotagem do veículo para o interior

da curva pode ocorrer quando se está na presença de sobreelevações exageradas e velocidades reduzidas. Já a derrapagem para o interior ocorre para valores de Se menores e o caso mais crítico acontece quando o veículo se encontra parado em condições de aderência adversas.

Assim, considerando um corte transversal do pavimento e “ α ” o ângulo que o plano de rolamento faz com a horizontal, a derrapagem para o interior acontece quando as forças centrífugas são inferiores às centrípetas. Como a velocidade é nula apenas existe a componente do peso paralela ao plano de rolamento que empurra o veículo para o interior da curva e a resistir-lhe a força de atrito que é função do coeficiente de aderência transversal e da componente do peso perpendicular ao plano de rolamento.

No limite pode-se dizer que a derrapagem para o interior acontece quando:

$$P \times \sin(\alpha) = P \times \cos(\alpha) \times f_t \quad (21)$$

assim:

$$f_t = \frac{\sin(\alpha)}{\cos(\alpha)} \quad (22)$$

pelas relações trigonométricas:

$$f_t = \tan(\alpha) \quad (23)$$

logo:

$$f_t = Se \quad (24)$$

O que é um caso particular da equação (10) quando a velocidade é nula e a força de atrito centrífuga.

Retomando a equação (24) conclui-se que a sobreelevação poderia ficar limitada a valores de $Se=10\%$ correspondente a um $f_t=0.1$, limite inferior admissível para o coeficiente de aderência transversal. No entanto para casos em que possa ocorrer formação de gelo ou neve deve-se dar uma margem de segurança ao f_t adoptando-se sobreelevações nunca superiores aos 8% ($f_t=0.075$) ficando os valores superiores para casos especiais em que se possa justificar a não ocorrência de neve ou gelo.

No subcapítulo 4.3.2 para o cálculo do raio mínimo foi utilizada uma sobreelevação de 8%, que aqui foi tomada como a máxima para casos correntes. No entanto podem existir casos em que não seja possível a adopção de sobreelevações desta ordem. Não havendo proibição à utilização de sobreelevações inferiores fica a velocidade de projecto condicionada à sobreelevação que possa ser garantida. Estes novos valores da velocidade de projecto vêm definidos pela equação (19), que pode ser resolvida em ordem á sobreelevação:

$$Se = \frac{V^2}{127.1 \times R} - f_t \quad (25)$$

Compilados os valores chega-se ao quadro 6 com as sobreelevações a serem utilizadas para cada raio e respectiva velocidade de projecto.

Ao analisar o quadro é possível concluir que para um mesmo valor do raio e sobreelevação têm-se velocidades diferentes. Isto acontece porque para estas células com um raio “x” para se conseguir uma velocidade “y” era necessário ter sobreelevações inferiores aos 2.5%.

São poucos os casos em que se pode controlar a velocidade pela sobrelevação, células do quadro 6 que não estão pintadas de cinza claro. Se o projecto requer uma velocidade limite no ramo deve-se recorrer à diminuição dos raios mínimos.

Não faz sentido assim utilizar uma sobrelevação correspondente a uma célula pintada porque a velocidade efectiva será a maior velocidade para o mesmo Se e raio mínimo. A título de exemplo, no caso de um raio fixo de 120 m e velocidade 20 km/h tem-se um Se mínimo de 2.5%, no entanto o mesmo Se é requerido para a velocidade de 50 km/h. Assim a velocidade efectiva será 50 km/h e não 20 km/h.

Salvaguardam-se as células a cinza para situações em que por motivos físicos os veículos não podem circular a velocidades superiores tais como trainéis com inclinações elevadas, situações de “STOP” no fim do ramo, entre outras possíveis.

Quadro 6 – Valores das sobrelevações, em percentagem, a serem usados para cada par raio mínimo - velocidade nos ramos de ligação (quadro elaborado pelo autor)

Se (%)	Velocidade específica (km/h)										
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
Raio (m)	15	2.5 - 10.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	20	2.5 - 3.5	3.5 - 10.0	-	-	-	-	-	-	-	-
	25	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	7.5 - 10.0	-	-	-	-	-	-	-
	35	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	7.5 - 10.0	-	-	-	-	-	-
	45	2.5 - 9.0	2.5 - 9.0	2.5 - 9.0	2.5 - 9.0	9.0 - 10.0	-	-	-	-	-
	60	2.5 - 8.5	2.5 - 8.5	2.5 - 8.5	2.5 - 8.5	2.5 - 8.5	8.5 - 10.0	-	-	-	-
	75	3.0 - 8.0	3.0 - 8.0	3.0 - 8.0	3.0 - 8.0	3.0 - 8.0	3.0 - 8.0	8.0 - 10.0	-	-	-
	95	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	8.0 - 10.0	-	-
	120	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	3.0 - 7.5	7.5 - 10.0	-
	170	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	2.5 - 7.5	7.5 - 10.0
	230	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0	2.5 - 8.0
	300	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0	2.5 - 3.0
	400	2.5 - 4.0	2.5 - 4.0	2.5 - 4.0	2.5 - 4.0	2.5 - 4.0	2.5 - 4.0	2.5 - 4.0	2.5 - 4.0	2.5 - 4.0	2.5 - 4.0

4.3.3.2 TRANSIÇÃO DA SOBREELEVAÇÃO

Os princípios de transição da sobrelevação a serem considerados nos ramos de ligação são os mesmo que em pleno traçado referidos nas “*Normas de Traçado*” da ex-JAE, para que se possibilite ao utilizador comodidade agradável. No entanto, em ramos de ligação é possível a adopção de variações superiores sem que existam prejuízos significativos aos princípios referidos anteriormente porque os utentes estão pré-dispostos a aceitar níveis superiores de incomodidade. Esta transição é feita ao longo da clotóide, que antecede e precede a curva circular onde se tem de garantir a sobrelevação máxima, de forma linear.

Não existindo a possibilidade de aquaplanagem, devido à reduzida largura da faixa de rodagem dos ramos, a possível posição da secção de sobrelevação nula em recta ou na interface recta/clotóide não vai provocar perigo de concentração de águas.

Para se garantir o conforto do condutor definiu-se uma variação máxima da sobrelevação, ΔSx , de 2.5% por segundo, valor adquirido pela prática ao longo do tempo. No quadro 7 apresenta-se os valores limites da variação da sobrelevação, $\Delta Sx(x)$, para diferentes velocidades, de onde:

$$\Delta Sx(t) = \frac{Sx}{\Delta t} \quad (26)$$

Considerando $t = 0$ para o início da transição:

$$x = v \times t \quad (27)$$

então, para velocidade constante:

$$\Delta Sx(x) = \frac{\Delta Sx(t)}{v} \quad (28)$$

passando a velocidade para quilómetros horários:

$$\Delta Sx(x) = \frac{3.6 \times \Delta Sx(t)}{v} \quad (29)$$

com:

$\Delta Sx(t)$ – variação da sobrelevação em ordem ao tempo [%/s]

Sx – sobrelevação num ponto à distância x de início da curva de transição [%]

x – espaço percorrido [m]

$\Delta Sx(x)$ – variação da sobrelevação em ordem ao espaço percorrido [%/m]

Quadro 7 – Variação máxima, em transição linear a dar à sobrelevação nas curvas dos ramos de ligação (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade no ramo (km/h)	20	40	60	80
Variação máxima da sobrelevação (%) por cada 10.0 metro de extensão	4.5	2.3	1.5	1.1

4.3.3.3 DESENVOLVIMENTO DA SOBREELEVAÇÃO NA ZONA DE CONVERGÊNCIA COM A ESTRADA PRINCIPAL

A situação mais vantajosa para a zona de convergência entre o ramo de ligação e a estrada principal é aquela em que se respeita a sobrelevação da estrada principal. No entanto admite-se que possa existir uma diferença algébrica entre as sobrelevações da estrada principal e do ramo de ligação na zona de convergência para que seja possível obter sobrelevações mais acentuadas nos ramos. Em especial para casos em que a estrada principal se desenvolve em curva à esquerda e o ramo do nó inicia em curva à direita.

Para controlar os valores limites da diferença máxima entre inclinações transversais serão adoptados dois valores de controlo:

1º - Uma sobreaceleração máxima de $S_a=0.5\text{m/s}^3$ recomendada pela norma portuguesa, que vai ser adoptada à sobreaceleração existente durante a transição da estrada principal para a via auxiliar de desaceleração ou vice-versa, sendo neste segundo caso a via auxiliar de aceleração.

2º - Será ainda ponderada a possibilidade das vias auxiliares (aceleração e desaceleração) pertencerem ao ramo de ligação e como tal admitir-se valores de comodidade iguais ao dos ramos, ou seja, coeficientes de aderência transversais iguais. Esta ponderação permite a redução da sobrelevação das vias auxiliares face à estrada principal.

Para o primeiro ponto imagina-se um veículo que circula numa via da estrada principal, existe neste uma força não compensada a actuar:

$$F = m \times \left(\frac{V^2}{3.6^2 \times R} + g \times Se_I \right) \quad (30)$$

A sobrelevação (Se) é negativo caso a inclinação transversal favoreça a diminuição da força não compensada.

Quando o mesmo veículo se movimenta agora na via auxiliar, e tendo em conta a possibilidade referida anteriormente, a mesma força que lhe actua será:

$$F = m \times \left(\frac{V^2}{3.6^2 \times R} + g \times Se_{II} \right) \quad (31)$$

logo, se considerar-se que na passagem da via principal para a via auxiliar a inclinação a que o veículo está sujeito varia linearmente, tem-se:

$$\Delta F = m \times \left(\frac{V^2}{3.6^2 \times R} + g \times Se_{II} \right) - m \times \left(\frac{V^2}{3.6^2 \times R} + g \times Se_I \right) \quad (32)$$

considerando $V=\text{constante}$:

$$\Delta F = m \times g \times \Delta Se \quad (33)$$

com:

Se_I – sobrelevação da estrada principal [adimensional]

Se_{II} – sobrelevação da via auxiliar [adimensional]

ΔSe – diferença de inclinações entre a estrada principal e a via auxiliar [adimensional]

A sobreaceleração pode ser escrita como a variação da aceleração no tempo:

$$S_{an} = \frac{\partial a}{\partial t} \quad (34)$$

então:

$$\frac{\partial F}{\partial t} = m \times S_{an} \quad (35)$$

considerando ainda a linearidade de F :

$$\frac{\Delta F}{\Delta t} = m \times S_{an} \quad (36)$$

logo:

$$S_{an} = \frac{g \times \Delta Se}{\Delta t} \quad (37)$$

portanto:

$$\Delta Se = \frac{S_{an} \times \Delta t}{g} \quad (38)$$

com:

S_{an} – sobreaceleração [m/s^3]

Δt – variação do tempo [s]

Um estudo encomendado pela National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), “*Speed-change lane*” (1989), aborda os tempos médios necessários para que um condutor mude de uma via principal para uma via auxiliar. Estes tempos, medidos “*in situ*” foram repartidos por percentil. Assim, conforme o estudo 15% dos condutores necessitam de 1.25 segundos ou menos para efectuar esta mudança de via; 50% necessita de 1.75 segundos ou menos; e 85% necessitam um máximo de 3.24 segundos.

Pela equação (37) conclui-se que a sobreaceleração (para velocidade constante) aumenta com a diminuição do tempo necessário para a mudança de via. Logo é de bom senso utilizar o valor do percentil 15% $t = 1.25$ s. No entanto para o caso em estudo a variação da inclinação transversal não se faz ao longo de toda a largura da via da estrada principal mais a largura da via auxiliar, mas sim numa largura equivalente a duas vezes a largura do veículo. Pode assim o valor de $t = 1.25$ s ser minorado para $t = 1$ s

Resulta portanto de (38) um limite para a diferença de inclinação transversal entre a estrada principal e a via auxiliar de $\Delta Se \cong 5\%$.

Para o segundo ponto diz-se que a força não compensada enunciada em (30) é equilibrada por:

$$F = m \times g \times f_t \quad (39)$$

logo a partir de (32) pode ser escrito:

$$\Delta f_t = \Delta Se \quad (40)$$

com:

Δf_t – diferença entre coeficiente de aderência transversal admissíveis [adimensional]

Quadro 8 – Vários valores máximos do coeficiente de aderência transversal utilizados na “Norma do Traçado” e considerados para ramos de ligação para diferentes velocidades (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade (km/h)	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
f_t ramos	0.19	0.17	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.1	0.09	0.08	0.08
f_t norma	0.062	0.057	0.061	0.058	0.06	0.064	0.06	0.06	0.061	0.059	0.058
Δf_t	0.128	0.113	0.099	0.082	0.07	0.056	0.05	0.04	0.029	0.021	0.022

Relembrando o quadro 4 e os valores de f_t da “Norma do Traçado” para raios mínimos normais pode-se obter os valores de Δf_t presentes no quadro 8.

Pela equação (38) e equação (40) e com $\Delta t = 1$ s, $S_a = 0.5$ m/s^3 e os valores do quadro 8, chega-se á diferença máxima entre inclinação da estrada principal e do ramo de ligação na zona de convergência

de modo a cumprir o primeiro e segundo ponto referidos no início deste subcapítulo. Para a situação de mudança de via auxiliar de aceleração para a via da estrada principal o processo é o mesmo obtendo-se as mesmas equações, (38) e (40). O valor limites da diferença máxima entre inclinações relaciona-se com a velocidade específica da estrada principal na zona da via auxiliar e estão presentes no quadro 9.

Quadro 9 – Diferenças máximas entre inclinação transversal da estrada principal e de um ramo de ligação (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade específica estrada principal (km/h)	≤100	110	120	≥130
ΔSe (%)	5	4	3	2

4.3.4 CURVAS DE TRANSIÇÃO

4.3.4.1 GENERALIDADES

O tipo de curva de transição que este documento admite é a que garante uma variação linear de curvatura em função do espaço percorrido, sendo a clotóide a curva que satisfaz esta condição. A “*Norma do Traçado*” impõe algumas condições a que esta curva deve obedecer para que se garanta a segurança e conforto dos utilizadores. No entanto, em ramos de ligação onde as curvas têm raios diminutos, é possível diminuir os parâmetros de conforto indicados pela norma portuguesa e descartar alguns dos critérios. São eles:

- O critério de comodidade óptica, que garante uma boa percepção da curva mas que em ramos de ligação se entende que o condutor ao tomar a decisão de mudar a sua direcção já está alertado para este facto;
- O critério estético, que condiciona a extensão mínima das curvas de transição de forma a garantir que o seu percurso se faça em pelo menos 2 segundos tornando-as esteticamente agradáveis. No entanto, já foi admitido que o condutor em casos pontuais e especiais do traçado, como são os ramos de ligação, admite uma menor sensação de conforto, especialmente visual, podendo-se por isso desprezar este critério.
- Não existindo a possibilidade da aquaplanagem, como foi referido e explicado no subcapítulo 4.3.3.2, no critério ligado ao disfarce da sobrelevação não é necessário garantir um valor mínimo para a rampa secundária induzida pelo disfarce da sobrelevação, diferença de inclinações entre eixo e o bordo de intradorso, para se assegurar uma ainda melhor drenagem lateral por aumento mais rápido da inclinação transversal.

Fica assim a curva de transição limitada apenas pelos: critério de comodidade e segurança, critério ligado ao disfarce da sobrelevação (rampa secundária, Δi) e critério ligado à variação da sobrelevação no tempo.

4.3.4.2 CRITÉRIO DE COMODIDADE E SEGURANÇA

O princípio básico na definição de um ramo de ligação prende-se com a garantia de uma circulação segura para os utilizadores da via, sendo ainda necessário que o condutor e passageiros se sintam confortáveis durante as mudanças de direcção.

O regulamento português define para tal uma sobreaceleração normal máxima admissível de 0.5 m/s³. No entanto, em ramos de ligação, são admissíveis valores superiores na ordem dos $S_{an} = 0.75 \text{ m/s}^3$, pelas razões já atrás expostas.

A sobreaceleração pode ser traduzida pela variação no tempo da aceleração normal, que neste caso, ocorre ao longo da curva de transição. Assim pode-se definir:

$$S_{an} = \frac{\partial j}{\partial t} \quad (41)$$

com:

$$j = \frac{v^2}{r} - g \times Sx \quad (42)$$

fixando um valor para a velocidade e sabendo que a curva de transição é dada por:

$$A^2 = r \times l \quad (43)$$

Podemos concluir que a curvatura, $1/r$, varia linearmente ao longo da clotóide assim como o Sx , pelo que foi dito em 4.3.3.2, logo j também varia linearmente ao longo de l , extensão da clotóide até a um ponto “x”.

Como a velocidade é constante o tempo varia também linearmente com l :

$$S_{an} = \frac{\Delta j}{\Delta t} = \frac{\Delta j}{\Delta l} \times v = \frac{j_{final} - j_{inicial}}{l_{final} - l_{inicial}} \times v \quad (44)$$

e no ponto de inicio da clotóide $r = 0$, $l = 0$ e $Sx = i$:

$$\Delta l = l_{final} - l_{inicial} = L \quad (45)$$

e:

$$\Delta r = r_{final} - r_{inicial} = R \quad (46)$$

e ainda:

$$\Delta Sx = Sx_{final} - Sx_{inicial} = Se - i \quad (47)$$

logo:

$$\Delta j = j_{final} - j_{inicial} = \frac{v^2}{R} - g \times \left(\frac{Se}{100} - \frac{i}{100} \right) \quad (48)$$

substituindo (48) e (45) na equação (44):

$$S_{an} = \frac{\frac{v^2}{R} - g \times \left(\frac{Se}{100} - \frac{i}{100} \right)}{L} \times v \quad (49)$$

Passando a velocidade v para V em km/h, $S_{an}=0.75\text{m/s}^3$, e $g=9.81\text{m/s}^2$, L mínimo da clotóide vem dado por:

$$L = \frac{V}{34.992} \times \left[\frac{V^2}{R} - 127.1 \times \left(\frac{S_e}{100} - \frac{i}{100} \right) \right] \quad (50)$$

com:

S_{an} – sobreaceleração [m/s^3]

j – aceleração não compensada [m/s^2]

l – extensão até a oponto r da curva de transição [m]

r – raio no ponto em análise [m]

i – inclinação trtansversalno ponto de inicio da curva de transição [%]

Fica assim limitada a extensão mínima da clotóide. Para a situação apresentada no subcapítulo 4.3.3 e considerando que no mínimo, quando se está perante um ramo com curvatura inversa à curva da estrada principal, se consegue uma inclinação transversal mínima no inicio da curva de transição $S_x=0\%$ é possível representar o quadro 10.

Quadro 10 – Extensão mínima a dar à curva de transição conforme o critério de segurança e comodidade (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade de projecto (km/h)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
Extensão mínima da transição (m)	9	15	22	25	29	30	33	34	34	37	40

4.3.4.3 CRITÉRIO LIGADO AO DISFARCE DA SOBREELEVAÇÃO

O disfarce da sobrelevação deve ser efectuado ao longo da curva de transição (clotóide) partindo desde logo de um perfil com sobrelevação mínima nula aqui considerada.

Esta variação da sobrelevação induz um aumento de inclinação do bordo de extradorso da faixa de rodagem pelo aparecimento de uma rampa secundária que se adiciona à inclinação fixada no perfil longitudinal.

Pretende-se portanto limitar o valor da rampa secundária, Δi , para que não haja um substancial agravamento do empenamento da faixa de rodagem, e do valor da inclinação longitudinal para quem circula junto ao bordo de extradorso.

A norma portuguesa apresenta três limites para a rampa secundária, 1.5% para velocidades iguais ou inferiores a 40 km/h, 0.8% para velocidades superiores a 80 km/h e 1.0 para os casos de velocidades intermédias. No entanto neste documento serão adoptados valores mais reduzidos para se possibilitar maiores inclinações dos trainéis.

Para se chegar à equação que relaciona o comprimento da curva de transição com a velocidade, a rampa secundária é função da velocidade, é necessário relembrar que a sobreelevação é implementada rodando o plano de circulação sobre o eixo da estrada. Para o caso de ramos de ligação o eixo é representado pelo bordo direito da via mais à direita, para casos de um único sentido.

Considerando que nos ramos de ligação cada via tem 3.5 m ou 4 m se apenas existir uma via, pode-se dizer que:

$$a = 3.5 \times n \text{ (se } n > 1) \text{ ou } a = 4 \text{ (se } n = 1) \quad (51)$$

pode-se afirmar que a rampa secundária é dada por:

$$\Delta i = \frac{a \times Se - a \times i}{L} \quad (52)$$

de onde se retira L por:

$$L = \frac{a \times n \times (Se - i)}{\Delta i} \quad (53)$$

com:

a – largura da faixa de rodagem [m]

n – numero de vias [adimensional]

Δi – rampa secundária [%]

Usualmente os ramos de ligação apenas têm uma via de rodagem, e nos casos em que possam ter duas vias no mesmo sentido a segunda via poderá ser inserida ao longo da curva de transição e os veículos mais lentos, com menos força por unidade de peso, circulam na via mais à direita. Portanto é razoável fazer uma análise apenas para $n = 1$, devendo o projectista precaver-se para casos em quem isto não aconteça.

Tem-se assim o quadro 11 dado pela equação (53) e considerando que na pior das hipóteses no ponto de inicio da curva de transição temos uma inclinação transversal nula.

Quadro 11 – Extensão mínima a dar à curva de transição conforme o critério ligado ao disfarce da sobreelevação (quadro elaborado pelo autor)

Extensão mínima da transição (m)		Velocidade específica (km/h)		
		$V \leq 40$	$40 < V \leq 80$	$V > 80$
		Δi (%)		
		1.0	0.8	0.5
Se (%)	2.5	10	13	20
	3.0	12	15	24
	4.0	16	20	32
	5.0	20	25	40
	6.0	24	30	48
	7.0	28	35	56
	8.0	32	40	64

4.3.4.4 CRITÉRIO LIGADO À VARIAÇÃO DA SOBREELEVAÇÃO NO TEMPO

No subcapítulo 4.3.3.2 já foi abordado a necessidade de limitar a variação da sobreelevação no tempo. Deve, assim, a curva de transição ter uma extensão mínima tal que garanta que a sobreelevação possa ser adicionada sem ultrapassar os limites referidos.

Partindo do quadro 7 e da equação (29) pode a extensão mínima da transição ser definida por:

$$L = \frac{(Se-i)}{\Delta Sx} \times 10 \quad (54)$$

Onde:

ΔSx – variação da sobreelevação por cada 10.0 metros [%]

Apresenta-se o quadro 12, fruto das conclusões anteriores, para as várias velocidades consideradas e um $(Se - i) = 8\%$ resultado de se adoptar $Se = 8\%$ e $i = 0\%$ que majora o valor de L .

Quadro 12 – Extensão mínimo a dar à curva de transição conforme o critério ligado à variação da sobreelevação no tempo (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade específica (km/h)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
Extensão mínima da transição (m)	18	22	27	31	36	40	44	49	53	62	71

4.3.4.5 ANÁLISE FINAL

A análise final refere-se à junção dos critérios anteriores num quadro único, com alguns ajustes a serem feitos.

Atendendo ao quadro 6 do subcapítulo 4.3.3.1 conclui-se que para velocidades de 20 km/h não são necessários mais de 3% de sobreelevação, 4% para velocidades de 25 km/h e 7.5% para 30 km/h. Logo para estes três valores pode-se aplicar os três critérios anteriores e obter valores de extensão da curva de transição menores.

Para os valores das outras velocidades deve-se adoptar os valores máximos dos critérios do subcapítulo 4.3.4. Podendo-se portanto formalizar os valores finais recomendados para a extensão mínima da curva de transição no quadro 13.

Conclui-se pelo mesmo quadro que para velocidades iguais ou superiores a 35 km/h a extensão da clotóide esta definida pelo critério ligado à variação da sobreelevação no tempo. Para velocidades inferiores é o critério de segurança e conforto que define os valores de L por se admitirem sobreelevações inferiores aos 8%.

Quadro 13 – Extensão mínima recomendada a dar à curva de transição conforme todos os critérios considerados e referidos no subcapítulo 4.3.3 (quadro elaborado pelo autor)

Raio mínimo (m)	15	20	25	35	45	60	75	95	120	170	230
Velocidade específica (km/h)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
Extensão mínima recomendada da transição (m)	13	19	30	32	36	40	44	49	53	62	71
Parâmetro da clotóide (m)	14.0	19.5	27.4	33.5	40.2	49.0	57.4	68.2	79.7	102.7	127.8

4.4 ALINHAMENTOS VERTICAIS, TRAINÉIS

4.4.1 GENERALIDADES

No caso dos ramos de ligação são admissíveis condições mais severas de projecto, em comparação com as situações de plena via, consequência da pré-disposição do condutor aceitar rampas mais acentuadas e um traçado menos fluente e para que se obtenham projectos economicamente viáveis.

A escolha da rampa máxima está sempre condicionada, em cada caso, à velocidade específica resultado do raio escolhido e à composição do tráfego. Não sendo o estudo do tráfego objectivo deste trabalho, ficam as rampas apenas sujeitas à velocidade específica dos ramos assunto que será estudado de seguida.

Devem ser, sempre, adoptadas as inclinações o mais reduzidas possíveis, não devendo estas situar-se no intervalo $[-0.5; 0.5]$ % para que se garantam condições de drenagem longitudinal aceitáveis, sem que se alonguem em demasia a extensão dos ramos.

O problema da diferença de velocidades entre os veículos ligeiros e os pesados, bem como os atrasos provocados, serão abordados aquando da definição do número de vias do ramo e por isso não terão qualquer interferência no cálculo das inclinações máximas admissíveis.

Devido às características especiais inerentes aos nós de ligação serão ainda definidos raios mínimos para concordâncias entre o trainél do ramo e das vias auxiliares (aceleração ou desaceleração).

Podem ser considerados valores mais elevados do que aqueles a que a seguir se chegará para casos de extensões curtas de ramos se convenientemente justificado, ou se o ramo tiver volumes muito baixos e reduzida percentagem de pesados.

4.4.2 INCLINAÇÕES MÁXIMAS ADMISSÍVEIS

As inclinações dos trainéis a dar aos ramos de ligação estão ligados a uma exploração económica dos mesmos.

Fixando um raio de curvatura em planta, que define uma determinada velocidade específica, cada veículo consegue produzir um esforço de tracção máximo que lhe permitirá vencer uma rampa máxima.

Considerando que a rampa é descrita pelo veículo a uma velocidade constante as forças que se contrapõem ao movimento deste são a força resultante da resistência ao movimento, a componente longitudinal do peso paralela ao plano de rolamento (inclinação do trainél) e a resistência do ar.

Como se considera constante a velocidade, a força necessária para vencer a inércia do veículo não entra para o cálculo. Assim:

$$\phi = P \times (W_m + W_i) + W_a \quad (55)$$

onde:

ϕ – esforço de tracção necessário para vencer a rampa [N]

P – peso total do veículo [kN]

W_m – resistência específica ao movimento à velocidade v [N/kN]

W_i – resistência específica devido à rampa [N/kN]

W_a – resistência do ar [N]

4.4.1.1 RESISTÊNCIA AO MOVIMENTO

Todo o veículo, que se encontra em movimento, depara-se com uma resistência ao movimento função do tipo de pneumático e pressão de enchimento, das irregularidades da estrada e da velocidade de circulação.

Sendo impossível definir, em termos práticos, um pneu tipo, pressão de enchimento e irregularidades da estrada, define-se a resistência ao movimento apenas em função da velocidade específica citada por Artamonov:

$$W_m = W_0 \times \left(1 + \frac{v^2}{1500}\right) \quad (56)$$

Onde:

W_0 – resistência específica para velocidades inferiores a 14m/s [15 N/kN]

A expressão é válida para velocidades superiores a 14m/s. Abaixo deste valor a resistência específica é constante e igual a $W_0 = 15\text{N/kN}$.

4.4.1.2 RESISTÊNCIA DO AR

A resistência do ar, independentemente do peso do veículo, é devida á pressão exercida pela massa de ar sobre a superfície frontal do veículo, bem como ao atrito que se revela ao longo das superfícies laterais da viatura e ainda ao efeito de sucção provocado na parte traseira do veículo.

Tradicionalmente esta resistência é quantificada por:

$$W_a = 0.04823 \times \mu \times S \times V^2 \quad (57)$$

Onde:

μ – coeficiente de aerodinamismo [adimensional]

S – superfície frontal do veículo [m^2]

V – velocidade [km/h]

W_a – resistência do ar [N]

4.4.1.3 ESFORÇO DE TRACÇÃO DISPONÍVEL

O valor do esforço de tracção disponível depende entre outros factores do binário motor desenvolvido, e consequentemente do regime de rotações do motor.

A relação que existe entre o binário motor e o esforço de tracção desenvolvido pelo veículo pode ser calculado por:

$$\phi = \frac{\Gamma \times \rho}{R_1 \times d_n} \quad (58)$$

com:

ϕ – esforço de tracção desenvolvido pelo veículo [N]

Γ – binário do motor [$N \cdot m$]

ρ – rendimento da transmissão [adimensional]

R_1 – raio da roda do veículo [m]

d_n – razão de desmultiplicação da n velocidade [adimensional]

A razão de desmultiplicação para uma dada velocidade engatada na caixa de velocidades caracteriza-se por:

$$d_n = d'_n \times d'' \quad (59)$$

onde:

d'_n – razão de desmultiplicação na caixa de velocidades [adimensional]

d'' – razão de desmultiplicação no diferencial [adimensional]

A relação entre a velocidade do veículo e o regime de rotações do motor é dada por:

$$V = 2\pi \times R_1 \times n_m \times d_n \times \frac{3.6}{60} \quad (60)$$

sendo:

n_m – regime de rotações do motor [rot./min]

O factor de conversão 3.6/60 é utilizado para se converter a velocidade para km/h e a velocidade angular do volante do motor de rotações por minuto para rotações por segundo.

Da posse do regime de rotações do motor correspondente as diferentes velocidades específicas obter-se-á, através das curvas características, o correspondente binário que irá intervir na equação (58). Obtém-se assim o esforço de tracção desenvolvido pelo veículo, que por sua vez substituído em (55) juntamente com o resultado das equações (56) e (57) permite obter o valor da resistência específica devido à rampa.

Por vezes a forma de representação das curvas características do veículo permite obter valores mais rigorosos da potência desenvolvida do que do binário motor para um mesmo regime de rotações. Nestes casos é preferível retirar a potência desenvolvida e obter-se o binário do motor através da seguinte equação:

$$\Gamma = 9.55 \times \frac{\theta}{n_m} \quad (61)$$

sendo:

Γ – binário do motor [$kN \cdot m$]

θ – potência [kW]

n_m – regime de rotações do motor [$rot./min$]

4.4.1.4 CÁLCULO PARA O CASO CONCRETO EM ESTUDO

O estudo das rampas máximas é feito para o veículo médio do parque automóvel apresentado no anexo A1 (Veículo-tipo, especificações) para uma circulação com a 4ª ou 5ª velocidade engatada, permitindo assim uma exploração económica dos ramos.

Pela equação (60) e o quadro das especificações do veículo, figura A1.2a, com as velocidades mínimas para um regime de rotações de 1000rpm consegue-se tirar os valores da razão de desmultiplicação para a 4ª e 5ª velocidade.

Para as velocidades específicas consideradas ($V \geq 40km/h$), calcula-se o regime de rotações correspondente, conhecido o raio da roda de 301.5 mm obtido pela ficha técnica do pneu indicado nas especificações do veículo, pela equação (60). Com este valor leu-se na figura A1.2b a potência correspondente que substituída na equação (61) dá o binário do motor. Optou-se por este método por estar mais rigorosa a escala das potências em comparação com a do binário do motor.

Substituindo o valor do binário motor em (58), com os devidos arranjos unitários, obtém-se o valor do esforço de tracção disponível para vencer as resistências.

4.4.1.5 RESULTADOS FINAIS E INCLINAÇÕES ADMISSÍVEIS

Para um rendimento da transmissão de 95% e um coeficiente aerodinâmico de 0.32 considerou-se que a superfície frontal do veículo é 90% da área dada pela altura e largura do veículo.

Substituindo os dados referidos na equação (57), que dá a resistência do ar, pela equação (55) conhecido o resultado de (56) e (58) obtém-se a rampa máxima que iguala o esforço de tracção disponível e o esforço de tracção necessário para vencer a rampa.

Da análise para a 4ª e 5ª velocidade obtêm-se respectivamente os quadros 14 e 15 com as respectivas rampas máximas para um peso que englobam as massas do veículo, de cinco passageiros com 70 kg cada, um depósito de combustível cheio com 55 kg e uma bagagem preenchida com massa média de 50 kg.

Quadro 14 – Quadro de cálculo das rampas máximas para a 4ª velocidade engatada (quadro elaborado pelo autor)

V (km/h)	dn	Rotações (rpm)	Potencia (kW)	Binário (Nm)	Wa (N)	Wm(N/N)	Tracção disp (N)	i (%)
40	0.2581	1363	20	140.7	56.4	0.015	1718	8.8
50	0.2581	1704	28.8	162.1	88.1	0.015	1979	10.3
60	0.2581	2045	35	164.2	126.8	0.018	2004	9.9
70	0.2581	2386	40	160.8	172.6	0.019	1963	9.3
80	0.2581	2727	43.6	153.4	225.5	0.020	1873	8.2

Quadro 15 – Quadro de cálculo das rampas máximas para a 5ª velocidade engatada (quadro elaborado pelo autor)

V (km/h)	dn	Rotações (rpm)	Potencia (kW)	Binário (Nm)	Wa (N)	Wm(N/N)	Tracção disp (N)	i (%)
40	0.3381	1041	11.5	106.0	56.4	0.015	988	4.3
50	0.3381	1301	18.8	138.6	88.1	0.015	1292	6.0
60	0.3381	1561	25.3	155.5	126.8	0.018	1449	6.4
70	0.3381	1822	31.2	164.3	172.6	0.019	1531	6.6
80	0.3381	2082	35.9	165.5	225.5	0.020	1542	6.2

A 4ª velocidade apresenta o seu pico para velocidades de circulação de 50 km/h enquanto a 5ª velocidade apresenta inclinações máximas para velocidades entre os 60 e 70 km/h.

Assim as rampas máximas finais serão aquelas que podem ser vencidas até aos 50km/h em 4ª velocidade e em 5ª velocidade para velocidades superiores. Velocidades de 50km/h e 60km/h consideram-se como possíveis para ambas a 4ª e 5ª velocidade.

Relembrando o subcapítulo 4.3.4.3 e o critério ligado ao disfarce da sobrelevação, devem a estas inclinações serem descontadas as rampas secundárias admitidas para que assim se defina a inclinação do trainél ao nível do eixo do ramo de ligação.

As rampas máximas admissíveis estão assim finalmente definidas no quadro 16, onde, como a maior parte da bibliografia refere, para casos de trainéis em declive pode-se ter um acréscimo de 2% para casos especiais em que tal se justifique.

Entende-se que as inclinações devem diminuir com o aumento da velocidade. Caso excepcional para a passagem dos 40 km/h para os 50 km/h por se admitir uma rampa secundária maior para velocidade de 40 km/h. Para velocidades intermédias podem ser feitos ajustes lineares.

Para velocidades reduzidas admite-se que o veículo possa circular em 3ª velocidade logo rampas até aos 9/10% são admitidas se devidamente justificadas.

Ambas as rampa e declive máximos devem respeitar o subcapítulo do número de vias que será apresentado posteriormente para que se garantam perdas de tempo mínimas para os condutores quando existe tráfego pesado.

Quadro 16 – Rampa máxima admissível (quadro elaborado pelo autor)

V (km/h)	i(%) em 4ª	i(%) em 5ª	i escolhido (%)	i menos rampa secundária	i máximo admissível
40	8.8	4.3	9.0	8.0	8.0
50	10.3	6.0	10.0	9.2	8.5
60	9.9	6.4	6.5	5.7	6.0
70	9.3	6.6	6.5	5.7	5.5
80	8.2	6.2	6.0	5.2	5.0

4.4.2 RAIOS MÍNIMOS PARA CONCORDÂNCIAS ENTRE TRAINÉIS

4.4.2.1 GENERALIDADES

As concordâncias verticais devem ser do tipo parabólico dada pela equação (62) como é habitual em plena traçado.

$$R_v = \frac{D}{i_1 - i_2} \quad (62)$$

onde:

R_v – Raio vertical mínimo da concordância [m]

D – desenvolvimento da concordância [m]

i_1 – inclinação do trainél anterior [adimensional]

i_2 – inclinação do trainél posterior [adimensional]

Para determinar as características mínimas de uma concordância vertical, que concorde dois trainéis consecutivos, caracterizada pelo seu desenvolvimento D e raio mínimo R_v , a “Norma do Traçado” indica alguns critérios:

- Segurança de circulação, garantindo adequadas distâncias de visibilidade mínima e circulação cómoda do ponto de vista dinâmico que têm influência no raio mínimo.
- Comodidade óptica e estética que têm influencia no desenvolvimento mínimo da concordância.

No entanto, para ramos de ligação são apenas necessários garantir critérios de segurança e comodidade.

Tendo em atenção a semelhança das curvas na gama de raios utilizados, para definição das características mínimas das concordâncias é adoptada a curva circular, actuando desta forma pelo lado da segurança.

4.4.2.2 CONCORDÂNCIAS CÔNCAVAS

O desenvolvimento das concordâncias côncavas e consequentemente o seu raio, são condicionadas quer pela necessidade de assegurar a visibilidade nocturna quer pela comodidade de circulação.

Para velocidades de 80 km/h ou superiores para se adoptar distâncias de visibilidade de paragem, para que qualquer obstáculo fosse visível a essa distância, seria necessário que os faróis iluminassem com intensidade razoável uma distância nunca inferior à referida distância de visibilidade de paragem que, de certa forma, para objectos não reflectores torna esta situação fictícia.

Relembrando também que deve toda a zona do nó de ligação ter iluminação nocturna que garanta condições de visibilidade idênticas à condução diurna ficam as concordâncias côncavas apenas regidas pela comodidade de condução.

Assim, para cada velocidade específica de um ramo de ligação, existe um raio vertical mínimo que assegura uma comodidade que é dada pelo limite da aceleração:

$$R_v = \frac{v^2}{3.6^2 \times a_v} \quad (63)$$

onde:

R_v – Raio vertical mínimo da concordância [m]

a_v – aceleração vertical acrescida [m/s^2]

Utilizando o limite da norma portuguesa, $a_v = 0.25m/s^2$, tem-se o quadro 17 com os raios mínimos verticais para concordâncias côncavas. Não devem ser adoptados raios superiores sem que se garanta um desenvolvimento suficiente, em inclinação longitudinal nunca inferiores a 1%, do ramo/via auxiliar para possibilitar o bom escoamento das águas.

Quadro 17 – Raio mínimo vertical admissível para concordâncias côncavas (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade específica (km/h)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
R_v (m)	125	195	280	380	495	625	770	935	1110	1510	1975

4.4.2.3 CONCORDÂNCIAS CONVEXAS

Neste tipo de concordância o critério relevante é o que garante a distância de visibilidade necessária, que para vias unidireccionais é a mínima distância de visibilidade de paragem (DP).

Deve, portanto, um veículo que circula com uma determinada velocidade poder ver um obstáculo a uma distância D_v e parar o veículo antes que atinja o obstáculo.

Existem duas situações possíveis consoante o desenvolvimento da concordância seja maior ou menor do que a distância de segurança D_v .

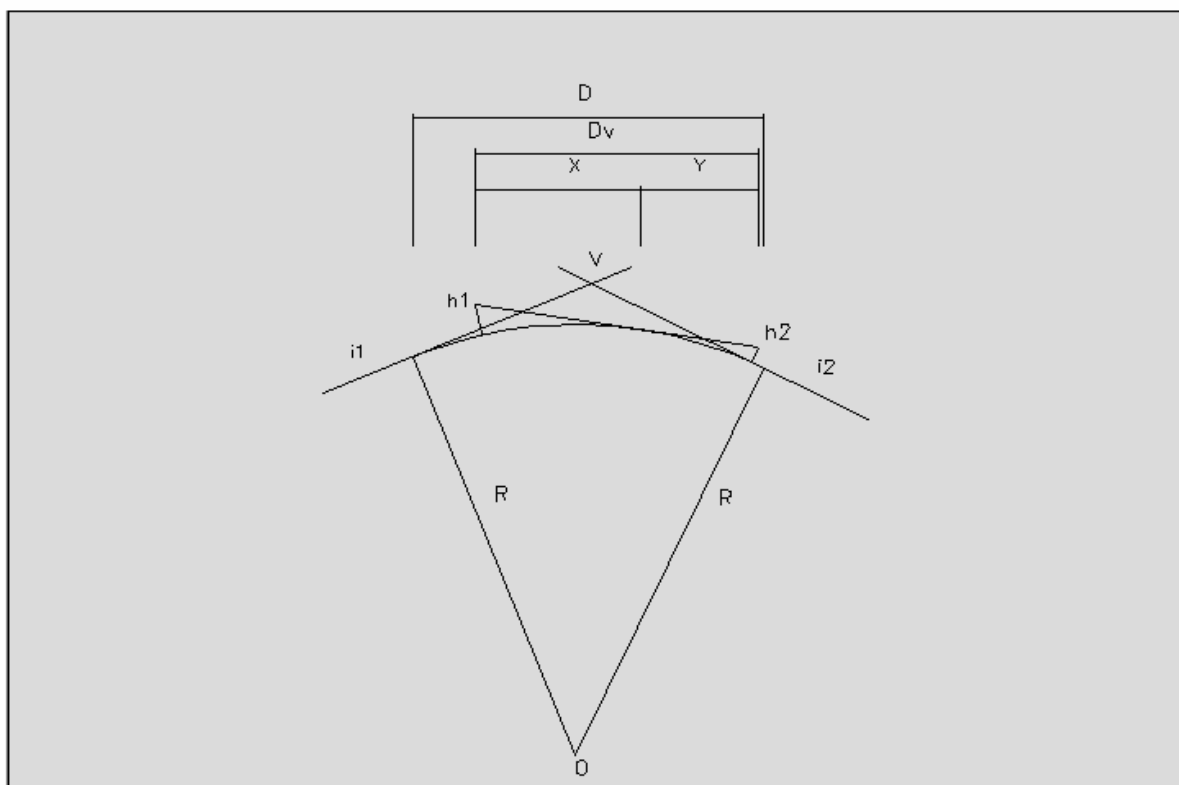


Figura 14 – Esquema para o cálculo do raio mínimo vertical de uma concordância convexa para $D_v < D$. (figura elaborada pelo autor)

O caso em que o desenvolvimento da concordância é menor que a distancia de segurança remete sempre para soluções de raios mínimos inferiores ao que advêm da consideração do desenvolvimento da concordância ser maior que a distância de segurança. Assim, atendendo à figura 14 conclui-se pelo teorema de Pitágoras:

$$X = \sqrt{(R + h_1)^2 - R^2} = \sqrt{2 \times R \times h_1 + h_1^2} \cong \sqrt{2 \times R \times h_1}$$

$$Y = \sqrt{(R + h_2)^2 - R^2} = \sqrt{2 \times R \times h_2 + h_2^2} \cong \sqrt{2 \times R \times h_2}$$

Sabendo que $X + Y = D_v$, vem:

$$D_v = \sqrt{2 \times R \times h_1} + \sqrt{2 \times R \times h_2}$$

ou então:

$$D_v^2 = (\sqrt{2 \times R \times h_1} + \sqrt{2 \times R \times h_2})^2$$

ou ainda:

$$D_v^2 = 2 \times R \times (h_1 + h_2 + 2 \times \sqrt{h_1 \times h_2})$$

resultando assim na equação seguinte:

$$R = \frac{D_v^2}{2 \times (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2} \quad (64)$$

Relembrando o capítulo 2, em atenção o subcapítulo 2.7.2, distância de visibilidade de paragem, pode-se obter D_v , h_1 e h_2 .

A distância de visibilidade de paragem é dada pelas somas da distância de travagem e da distância de reacção. Assim, pela *Lei da Conservação da Energia*, a energia inicial é igual á energia final mais a energia utilizada, pelo que se pode dizer:

$$Ec_i = T_{Fr} + Ec_f \quad (65)$$

A energia cinética produzida por um veículo a uma velocidade constante é:

$$Ec_n = \frac{1}{2} \times m \times v_n^2 \quad (66)$$

As forças que actuam no veículo produzem um trabalho tal:

$$T_{Fr} = \sum F \times d_t \quad (67)$$

Considerando a velocidade final igual a zero e substituindo (66) e (67) em (65):

$$\frac{1}{2} \times m \times v^2 = \sum F \times d_t \quad (68)$$

Considerando que o veículo para porque lhe actuam o atrito, resultado da aderência longitudinal quando se acciona o travão, e a resistência ao movimento:

$$\frac{1}{2} \times m \times v^2 = P \times (f_l + W_m) \times d_t \quad (69)$$

A distancia de travagem pode ser calculada por:

$$d_t = \frac{v^2}{2 \times g \times (f_l + W_m)} \quad (70)$$

Passando para km/h e com $g=9.81m/s^2$:

$$d_t = \frac{0.11 \times V^2}{2 \times 3.6^2 \times (f_l + W_m)} \quad (71)$$

Com:

Ec_n – energia cinética no instante n [J]

v_n – velocidade no instante n [m/s]

F – força que actuam no veículo [kN]

d_t – distancia em que actuam as forças F [m]

f_l – inclinação do trainél posterior [adimensional]

Os valores do factor de aderência longitudinal são descritos na norma da AASHTO e a resistência ao movimento é dada pela equação (56). Assim, para as várias velocidades específicas do ramo definiu-se o quadro 18 com as respectivas distancias de visibilidade de paragem que vem dada por:

$$D_v = d_t + d_r \quad (72)$$

Sendo a distância de reacção aquela que é percorrida pelo veículo à velocidade V durante $t=2s$, como refere a maioria da bibliografia:

$$d_r = \frac{2 \times V}{3.6} \quad (73)$$

Resultando:

$$D_v = \frac{0.11 \times V^2}{2 \times 3.6^2 \times (f_l + W_m)} + \frac{2 \times V}{3.6} \quad (74)$$

Relembrando o processo descrito no subcapítulo 4.3.1, sobre o raio mínimo, o mesmo processo foi efectuado para os valores do coeficiente de aderência longitudinal que não estavam explícitos na norma da AASHTO de onde se salienta a figura 15 onde graficamente se representou a linha de tendência quadrática que melhor se ajusta aos valores da norma.

Tomou-se como máximo valor admissível $f_l = 0.40$ por ser o coeficiente de aderência para pisos molhados e ainda por ser o valor máximo que a mesma norma apresenta.

Quadro 18 – Distância de visibilidade de paragem e respectivos elementos de cálculo (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade específica (km/h)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
W_m	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.015	0.017	0.018	0.019	0.020
f_l	0.40	0.40	0.40	0.39	0.37	0.35	0.34	0.33	0.31	0.30	0.28
dt (m)	4	7	9	13	18	24	31	39	48	70	95
dr (m)	11	14	17	19	22	25	28	31	33	39	44
D_v (m)	15	21	26	33	41	49	59	70	82	109	140

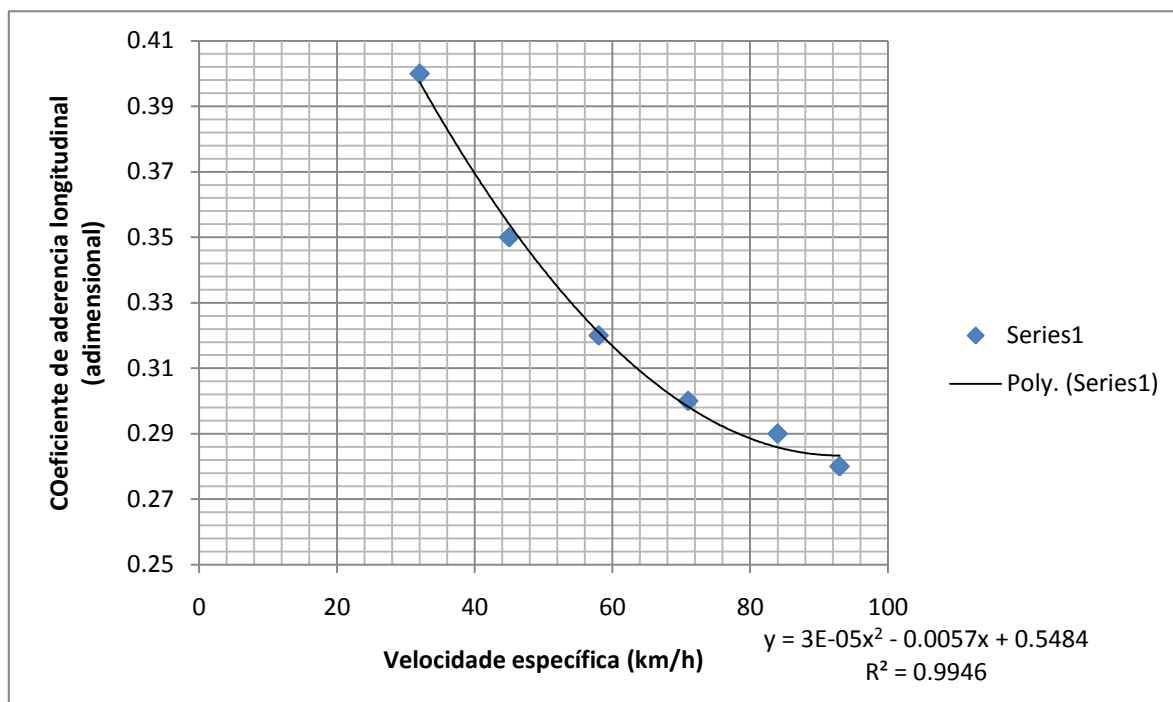


Figura 15 – Gráfico velocidade - coeficiente de aderência longitudinal com um ajuste polinomial de 2º grau onde se obtém um R quadrado de 99.5% que confirma o polinômio de 2º grau como uma boa tradução da variação do coeficiente de aderência com a velocidade específica (figura elaborada pelo autor)

Munidos das distâncias de visibilidade de paragem e respectivas velocidades específicas, pelo que foi descrito no subcapítulo 2.7.1, $h_1 = 1.05 \text{ m}$ e $h_2 = 0.15 \text{ m}$, a equação (64) pode ser simplificada em:

$$R_v = \frac{D_v^2}{4} \quad (75)$$

onde:

R_v – Raio vertical mínimo da concordância [m]

D_v – Distância de visibilidade de paragem [m]

De onde resulta o quadro 19 ao se substituir na equação (75) os valores da distancia de visibilidade de paragem do quadro 18.

Quadro 19 – Raio mínimo vertical admissível para concordâncias convexas sem se admitir características de conforto (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade específica (km/h)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
R_v (m)	60	110	170	270	410	610	870	1220	1670	2960	4880

Finalmente, deve-se garantir uma circulação cómoda conforme o descrito em 4.4.2.1, Concordeâncias cõncavas, de onde resultam os mesmo valores apresentados no quadro 17 e que devem ser utilizados, se forem maiores que os do quadro 19, nas concordâncias convexas.

4.4.2 TRAINÉIS COM “STOP” NA SECUNDÁRIA

O problema dos trainéis que ligam a estrada principal à secundária com intersecção regulada por sinal de “STOP” no ponto terminal do ramo é especialmente um problema de tráfego. Por essa mesma razão, e como não é objectivo deste trabalho o estudo detalhado da componente do tráfego, serão aqui apenas indicados valores aconselhados pela maior parte da bibliografia consultada.

Desde logo se conclui que para estes casos, terminais de ramos com sinal de “STOP” ou cedência de passagem, os subcapítulos anteriores a este contidos em 4.4, “Alinhamentos verticais, trainéis”, não têm qualquer aplicação na zona da intersecção.

A capacidade de um nó de ligação com uma estrada secundária (nacional ou municipal), “nós de acesso”, depende da capacidade das intersecções dos ramos de ligação com essa estrada secundária.

Deve-se portanto ter em atenção a localização destas intersecções de forma a garantir as distancias de visibilidade, diminutos custos de construção, necessidades de vias de viragem à esquerda e a não proximidade com outras intersecções. Indica-se uma distância mínima de 300 m a separar a intersecção do ramo com a secundária de outras intersecções da secundária.

As intersecções dos ramos com a secundária devem acontecer onde a E.S. se apresenta com inclinações longitudinais inferiores ou iguais a 3% para que se assegure o rápido arranque dos veículos pesados após a paragem no sinal “STOP”.

Quando o ramo em rampa termina numa concordância convexa da estrada secundária, os últimos 15 m da rampa devem ter uma inclinação igual ou inferior a 5% para que se evite a entrada de águas da E.S. no ramo. Para casos mais complexos ou onde não se possam garantir as condições indicadas deve-se implementar sumidouros para o mesmo efeito.

Nos ramos em declive com concordância cõncava no terminal devem ter um raio mínimo de 30 metros.

Nunca deve um ramo de ligação ligar a uma estrada secundária que tenha uma inclinação superior a 4%.

Um veículo parado no sinal de “STOP” do ramo e que queira executar uma viragem à esquerda deve ter uma distância de visibilidade tal que lhe garanta segurança durante a manobra. Considera-se 7.5 segundos o tempo necessário para esta manobra sendo a distância de visibilidade necessária:

$$d = \frac{7.5 \times V_B}{3.6} \quad (76)$$

com:

d – distância de visibilidade [m]

V_B – velocidade base da estrada secundária [km/h]

Em anexo, A2, encontra-se o desenho geométrico que exemplifica a intersecção de um ramo de ligação com a estrada secundária, no caso de uma passagem superior à estrada principal, em que a distância de visibilidade é condicionada pelas guardas da estrutura. Para casos em que o obstáculo condicionante possa ser os pilares ou aterros a solução final será idêntica.

4.5 CARACTERÍSTICAS DO PERFIL TRANSVERSAL

4.5.1 DIMENSÕES DO PERFIL TRANSVERSAL

Nos ramos de apenas uma via, em alinhamento recto e curvas de raio superiores ou iguais a 120 metros (valor justificado no subcapítulo 4.5.3 “Sobrelargura das vias dos ramos”), devem ter 4.0 metros de faixa de rodagem não incluindo a largura das bermas. Para zonas de curva com raio inferior a 120 metros deve-se acrescentar à largura da via a sobrelargura devida, conforme o quadro 20, a ser implantada ao longo da curva de transição de forma linear.

Quando o ramo é composto por mais de uma via por sentido, é suficiente, para cada via, uma largura de 3.5 metros mais a sobrelargura caso se aplique.

As bermas serão pavimentadas tendo a berma direita uma largura não inferior a 2.5 metros para possibilitar que um veículo possa parar nessa mesma zona sem interferir com a circulação dos outros condutores. Para a berma esquerda deve-se utilizar uma largura de 1 metro pois larguras superiores podem permitir que condutores menos cívicos a utilizem para ultrapassar os veículos que circulam dentro dos limites da via mais à esquerda.

4.5.2 NÚMERO DE VIAS

O número de vias, como já foi referido, está condicionado pela necessidade de ultrapassagem para que os atrasos dos veículos mais rápidos não sejam elevados, bem como para que se reduza a probabilidade de colisões entre estes e os que circulam a velocidades menores.

A inclinação máxima por si só não assegura o controlo necessário dos trainéis. É também necessário considerar a sua extensão, que é tão importante como a inclinação pois afecta a capacidade, o nível de serviço e as perdas de tempo dos veículos.

Em termos de acidentes, devido a veículos pesados, vários estudos mostram que a relação entre o número de veículos envolvidos é tanto maior quanto menor é a sua velocidade relativamente à velocidade média de tráfego numa relação logarítmica.

Fica assim o número de vias de um ramo dependente da sua extensão para que de alguma forma se compensem as inclinações máximas adoptadas.

Bibliografia sobre o assunto, incluindo a “*Norma do Traçado*”, define valores para várias inclinações as extensões críticas, ou seja, as extensões máximas para que não ocorram as situações acima descritas, quadro 20.

Quadro 20 – Extensões críticas dos trainéis (quadro compilado da “Norma do Traçado”)

Inclinação do trainél (%)	3	4	5	6	7	8
Extensão crítica (m)	420	300	230	180	150	120

Assim, quando em rampa, trainéis com grande extensão provocam a redução da velocidade dos veículos pesados e dos veículos que os seguem, principalmente quando os volumes são elevados diminuindo o nível de serviço do ramo de ligação. Deve, portanto, o ramo ter duas vias de circulação no mesmo sentido quando em rampa e a sua extensão ultrapassa a extensão crítica indicada no quadro 20.

Deve ainda um ramo de saída ter duas vias quando o volume horário de projecto é superior a 1000 veículos. A montante desta saída deve-se considerar uma via auxiliar com extensão de 400 metros.

Para casos de um ramo de entrada deve-se também adoptar duas vias sempre que o volume horário de projecto exceda também os 1000 veículos. Para este caso a via de aceleração paralela à faixa de rodagem deve ter uma extensão mínima de 300 m após a convergência das duas vias. Se o volume horário de projecto se encontra entre os 1000 e os 600 veículos, o ramo de ligação deverá ter unicamente uma via, salvo aplicação do quadro 20, mas assegurar a possibilidade de no futuro se alargar para duas vias, assim como a via de aceleração paralela com extensão de 300 metros.

Pormenores da passagem para duas vias ou vice-versa podem ser encontrados no anexo A3.

4.5.3 SOBRELARGURA DAS VIAS DO RAMO

Todas as curvas dos ramos de ligação devem ser dimensionadas em função do veículo tipo representado na figura A1.1a do anexo A1. Na figura 16 está representado esquematicamente o processo de cálculo da sobrelargura para um determinado raio e uma determinada posição ocupada pelo veículo.

Considerando que existem dois pontos críticos, o vértice esquerdo do lado frontal do tractor, ponto 1 da figura 17, e o vértice esquerdo do lado frontal do contentor, ponto 2 da figura 17, deve ser a análise feita para ambos os pontos.

Por ser um veículo articulado é possível definir dois rectângulos efectivos, um para cada ponto crítico, para facilitar o cálculo conforme o indicado na figura 17.

Geometricamente o raio é medido até ao eixo da estrada que no caso de ramos unidireccionais é a berma direita. Assim o triângulo representado na figura 16 tem hipotenusa igual ao somatório do raio com a sobrelargura e largura da via.

O cateto oposto ao ângulo α mede o comprimento do veículo equivalente referido na figura 17 e que será indicado pela letra “c”.

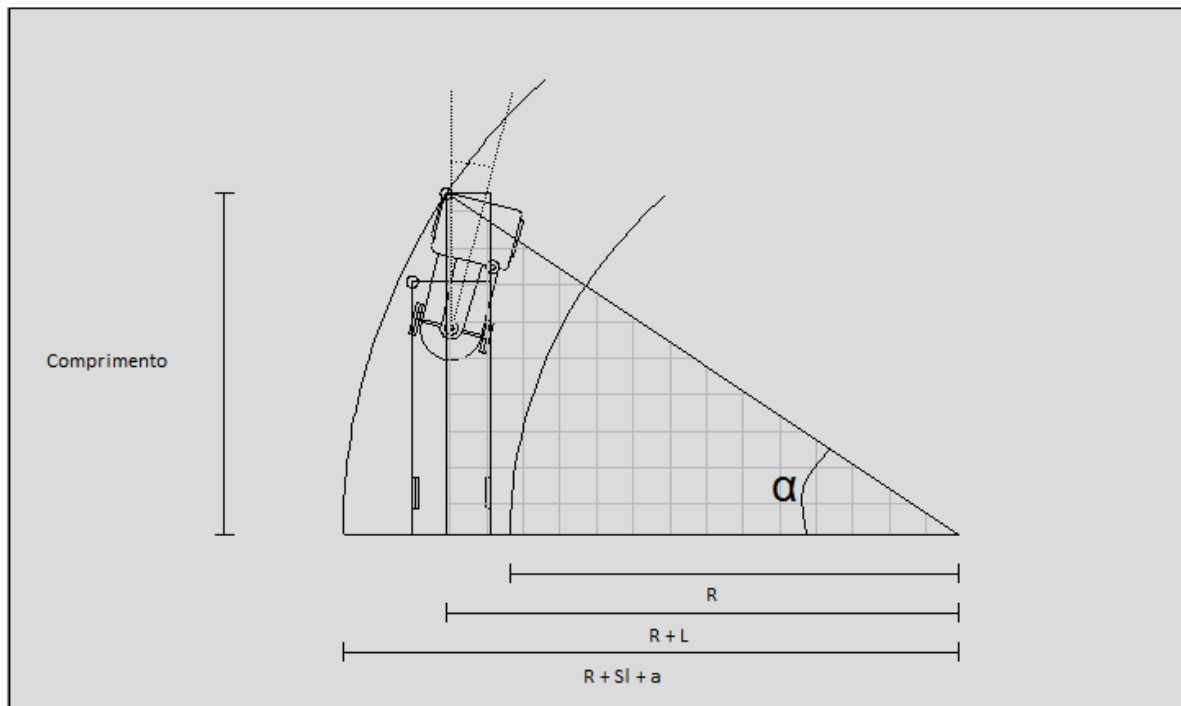


Figura 16 – Representação esquemática do processo de cálculo da sobrelargura em relação ao raio e à posição do veículo. (figura elaborada pelo autor)

O cateto adjacente tem as dimensões do raio da curva mais “ l ” que é a posição do eixo longitudinal do veículo mais meia largura do veículo equivalente. Assim para um veículo a circular junto à berma direita $l = \text{largura do veículo equivalente}$, no caso de o veículo circular junto da margem esquerda da via $l = \text{largura da via}$, finalmente, no caso de o veículo circular a meio da via $l = \text{meia largura da via mais meia largura do veículo equivalente}$.

A equação genérica que define a sobrelargura, quer para o ponto crítico 1 quer para o 2, pode ser calculada por:

$$(R + Sl + a)^2 = (R + l)^2 + c^2 \quad (77)$$

assim:

$$R + Sl + a = \sqrt{(R + l)^2 + c^2} \quad (78)$$

e finalmente a sobrelargura vem dada por:

$$Sl = \sqrt{R^2 + 2 \times l \times R + l^2 + c^2} - R - a \quad (79)$$

com:

Sl – sobrelargura [m]

R – raio mínimo da curva [m]

l – largura equivalente ocupada pelo veículo [m]

c – comprimento do veículo equivalente [m]

a – largura da via [m]

Para termos médios decidiu-se definir o veículo tipo a circular no centro da via, assim para o caso crítico 2, A2 da figura 17:

$$l = \frac{a}{2} + \frac{w}{2} \quad (80)$$

Com:

w – largura do veículo tipo [m]

As medidas do veículo equivalente 2 são as do reboque, 13 x 2.6 metros quadrados, conforme o anexo A1. Para o veículo equivalente 1 recorre-se à figura 18 para se demonstrar o processo de cálculo das suas dimensões. Assim para um ângulo genérico de rotação do tractor em relação ao reboque:

$$c = c.o._2 + c.a._1 + (13 - 1) \quad (81)$$

Onde:

$c.o._n$ – comprimento cateto oposto a α do triângulo n da figura 18 [m]

$c.a._n$ – comprimento do cateto adjacente a α do triângulo n da figura 18 [m]

A parcela (13-1) representa o comprimento do reboque existindo 1 metro em comum entre o reboque e o tractor.

Da equação (81) por aplicação de trigonometria baseada na figura 18 vem:

$$c = \frac{L}{2} \times \sin \alpha + 5 \times \cos \alpha + (13 - 1) \quad (82)$$

com:

L – largura do veículo tipo conforme o anexo A1 [m]

pode-se ainda dizer que para A1:

$$l = \frac{a}{2} - (c.o._1 - c.a._2) \quad (83)$$

De onde resulta:

$$l = \frac{a}{2} - (5 \times \sin \alpha - \frac{L}{2} \times \cos \alpha) \quad (84)$$

Estando o ângulo α , o comprimento L e a largura w definidos no anexo A1 pode-se facilmente obter o quadro final, quadro 21, com as sobrelarguras a adoptar considerando que o veículo tipo circulo no centro da via.

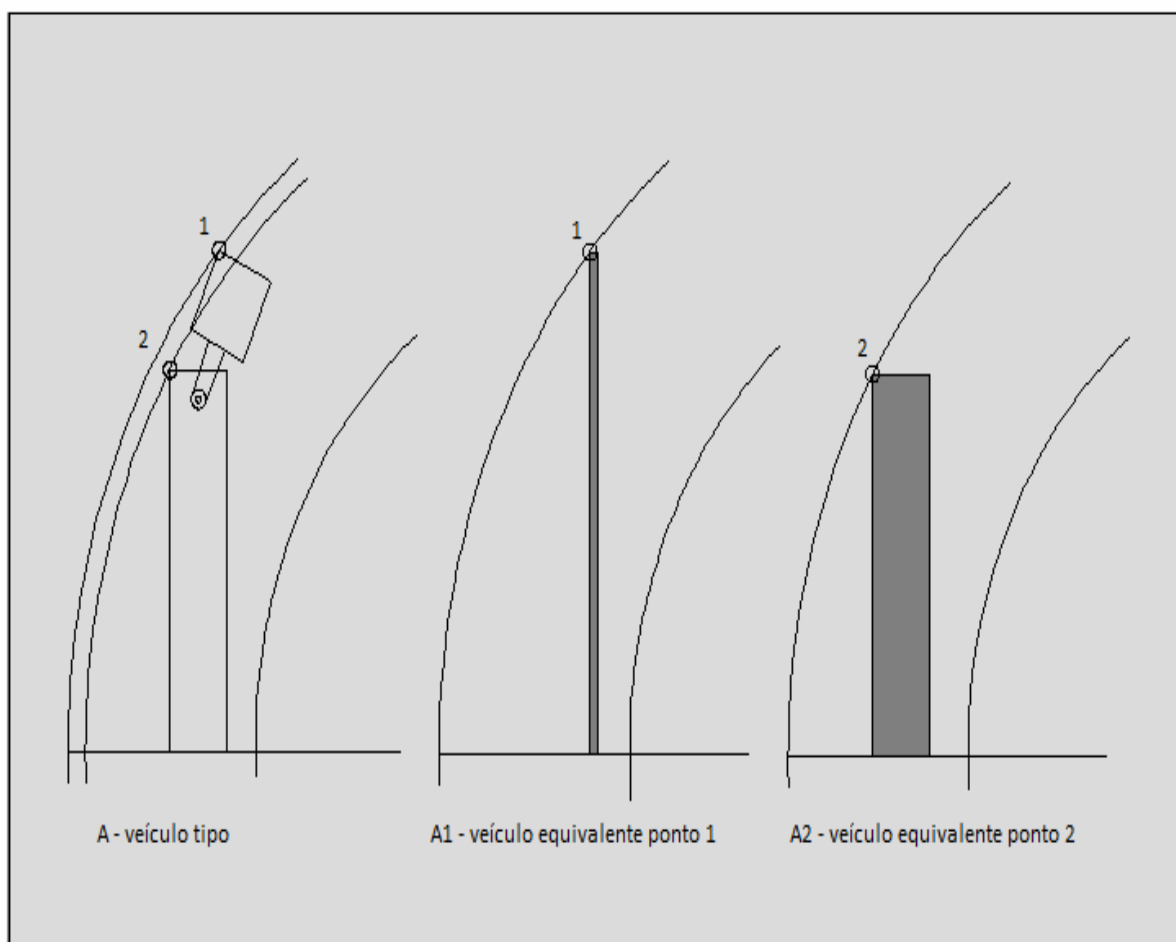
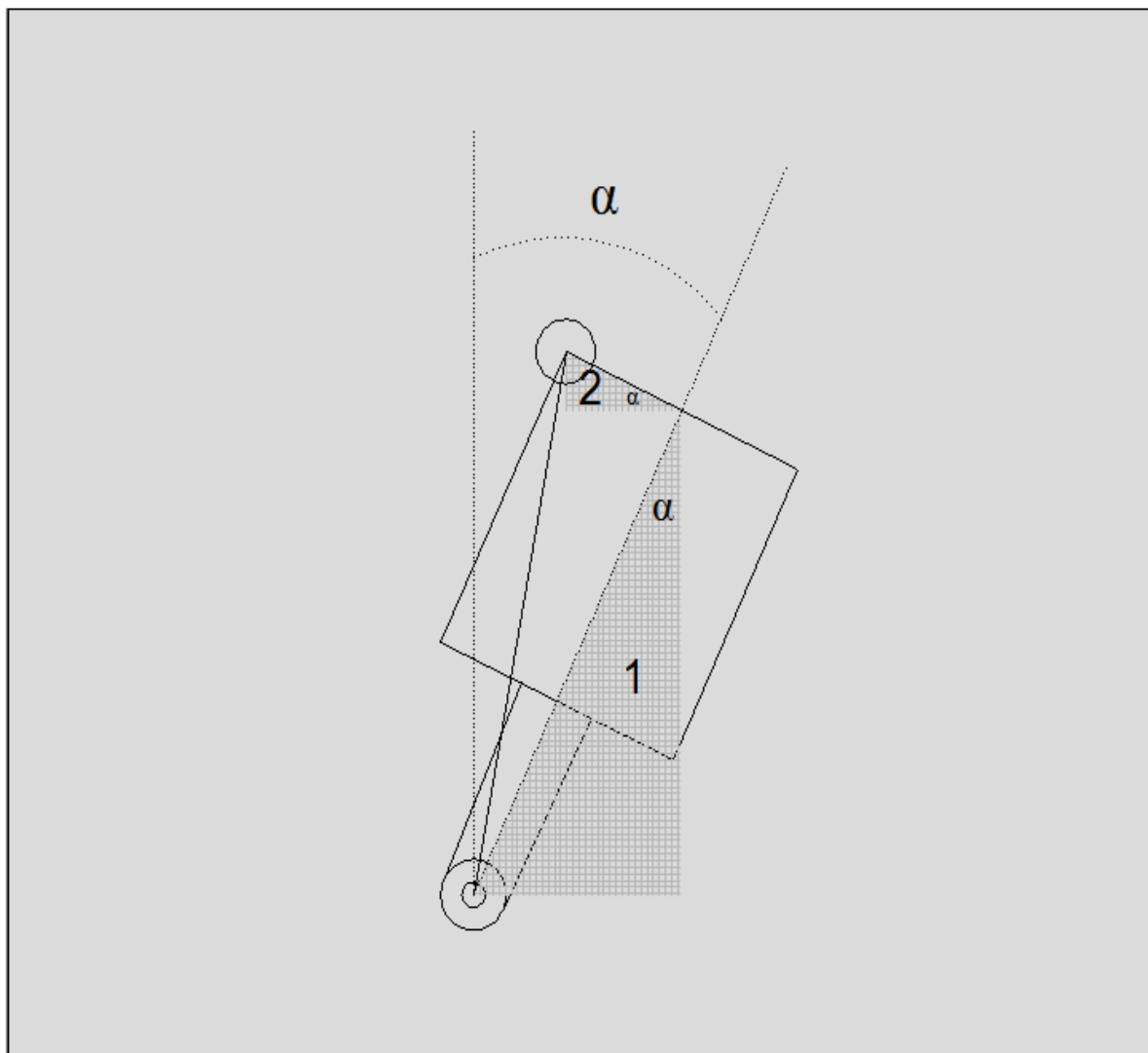


Figura 17 – Representação esquemática do veículo equivalente A1 e A2 (figura elaborada pelo autor)



A quadriculado, estão definidos o triângulo semelhantes 1 e 2. A hipotenusa do triângulo 1 é o valor do comprimento do tractor definido no anexo A1. A hipotenusa do triângulo 2 é metade da largura do veículo também definida no anexo A1.

Figura 18 – Pormenor do tractor do veículo tipo para o cálculo das dimensões do veículo equivalente A1 da figura 17 (figura elaborada pelo autor)

Quadro 21 – Extensões críticas dos trainéis (quadro elaborado pelo autor)

Raio (m)	SI para ponto crítico1 (m)	SI para ponto crítico 2 (m)	SI final (m)	Largura total (m)
15	4.45	3.45	4.45	8.45
20	3.10	2.70	3.10	7.10
25	2.15	2.15	2.15	6.15
35	0.90	1.45	1.45	5.45
45	0.15	1.00	1.00	5.00
60	0.00	0.60	0.60	4.60
75	0.00	0.35	0.35	4.35
95	0.00	0.15	0.15	4.15
120	0.00	0.00	0.00	4.00

Conclui-se que para ramos com raios iguais ou superiores a 120 metros ou ângulos dos alinhamentos superiores a 130 graus não há necessidade de sobrelargura.

As bermas devem ser pavimentadas, e as das curvas de raio inferior a 120 metros devem ter uma constituição igual à da faixa de rodagem para que seja possível, em curvas de ângulo apertado, os veículos pesados as utilizarem para melhor se inscreverem nas mesmas.

Para as mesmas curvas não deve ser utilizados lancis a não ser que uma situação de drenagem difícil o justifique. No entanto os lancis devem ser sempre colocados exteriormente às bermas e serem do tipo galgável.

4.6 ENTRADAS E SAÍDAS DA ESTRADA PRINCIPAL

4.6.1 GENERALIDADES

Todas as entradas e saídas devem ser feitas por meio de vias de aceleração e desaceleração para os casos de “nós de mobilidade”. Em “nós de acesso”, as vias de desaceleração e aceleração, ficam apenas obrigadas nas saídas e entradas da estrada principal.

Servem estas vias para assegurar a comodidade de circulação e, mais importante, garantir a segurança durante as mudanças de velocidade da estrada principal para o ramo de ligação e vice-versa.

Admitem-se dois tipos de vias, em diagonal e em paralelo conforme a figura 19, onde: o ponto “a” é o ponto de tangencia da primeira curva circular com a curva de transição (ponto de raio mínimo da clotóide); “b” é o ponto onde a via tem uma largura de 2.70 metros, correspondente à largura do veículo tipo; o ponto “c” corresponde ao fim ou início do taper caso se esteja perante vias de desaceleração ou aceleração respectivamente para casos de vias em paralelo; finalmente o ponto “d” é o ponto de largura nula que marca o início ou fim da via de desaceleração ou aceleração respectivamente.

No entanto deve cada um dos tipos ser usado convenientemente. Assim, a via do tipo paralelo é a que melhor se adapta a situações onde existe uma diferença razoável entre as velocidades de tráfego da principal e do ramo de ligação.

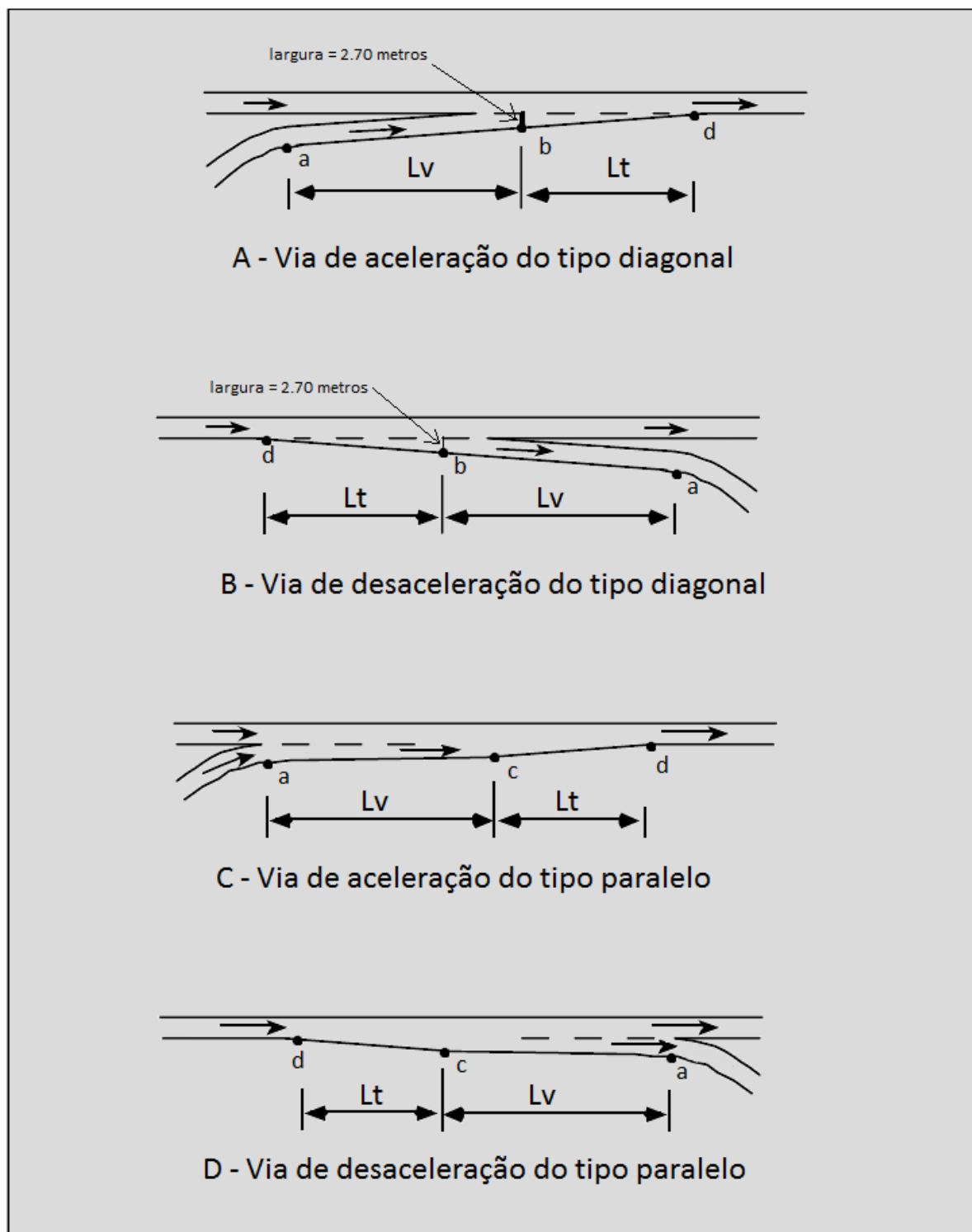


Figura 19 – Vias de aceleração e desaceleração do tipo diagonal e paralelo. L_t é o comprimento do taper de transição e L_v é o comprimento efectivo da via (figura elaborada pelo autor)

O tipo diagonal, que ocupa uma extensão menor da via principal é aconselhável para quando a diferença entre a velocidade da via principal e a do ramo de ligação é diminuta, geralmente quando se trata de ramos directos paralelos ou semi-directos com trainéis rectos.

As entradas na via principal, ou de “nós de mobilidade”, nunca devem ser feitas por meio de vias de aceleração do tipo diagonal devido a dificuldade que estas trazem na inserção do veículo na corrente de tráfego.

Devem assim as entradas na principal ou em entradas de “nós de mobilidade” serem do tipo paralelo, que garante que o condutor varie a sua velocidade paralelamente à via principal e escolha o momento exacto em que deve fazer a transição para esta.

4.6.2 COMPRIMENTO DA VIA DE ACELERAÇÃO E DESACELERAÇÃO

4.6.2.1 GENERALIDADES

Conforme a figura 19 as vias de aceleração e desaceleração, tanto do tipo diagonal como do tipo paralelo, devem ter um comprimento total igual á soma do taper de transição mais o comprimento efectivo de aceleração ou desaceleração.

A segurança e o conforto estão implícitos no comprimento efectivo de aceleração e de desaceleração através dos coeficientes de aderência longitudinal que definem os limites de comodidade do condutor.

Fica assim o comprimento efectivo de aceleração (positiva ou negativa) dependente do coeficiente de aderência longitudinal que traduz uma aceleração de conforto ao utilizador ou a limitação mecânica do veiculo médio.

Relembrando a equação (65), o comprimento referido do paragrafo anterior pode ser obtido por:

$$Ec_i = T_{Fr} + Ec_f \quad (65)$$

Substituindo as parcelas de (64) pela equação da energia cinética e do trabalho em (66) e (67) vem:

$$\frac{1}{2} \times m \times v_i^2 = g \times m \times (f_l + w_m + 0.01 \times i) \times L_v + \frac{1}{2} \times m \times v_f^2 \quad (85)$$

sendo i negativo se a via estiver em declive. De (85) pró simplificação tem-se:

$$\frac{1}{2} \times v_i^2 = g \times (f_l + w_m + 0.01 \times i) \times L_v + \frac{1}{2} \times v_f^2 \quad (86)$$

Logo:

$$\frac{1}{2} \times (v_i^2 - v_f^2) = g \times (f_l + w_m + 0.01 \times i) \times L_v \quad (87)$$

Resultando:

$$L_v = \frac{(v_i^2 - v_f^2)}{g \times 2 \times (f_l + w_m + 0.01 \times i)} \quad (88)$$

Que pode ser escrito:

$$L_v = \frac{0.11 \times (V_i^2 - V_f^2)}{2 \times 3.6^2 \times (f_l + w_m + 0.01 \times i)} \quad (89)$$

Com:

i – inclinação da via [%]

4.6.2.2 COMPRIMENTO EFECTIVO DA VIA DE DESACELERAÇÃO

Para o comprimento efectivo de abrandamento, dado por (89), definiu-se que a desaceleração de comodidade é aquela que corresponde a uma redução de velocidade de 1.5 m/s^2 de onde resulta um $f_l = 0.15$. O valor da velocidade inicial será a velocidade de tráfego da via de onde sai o tráfego.

A velocidade de tráfego da estrada principal, como facilmente se percebe, deve estar dentro do intervalo de 80 a 140 km/h.

A velocidade final será a velocidade específica do ramo e está compreendida no intervalo 0-80 km/h. O limite máximo de 80 km/h justifica-se por ser o limite máximo adoptado neste manual para ramos de ligação e que é específico para “nós de mobilidade”. Limitou-se inferiormente a velocidade específica no ramo de ligação a 0 km/h para precaver situações em que se forme fila ao longo do ramo de ligação, principalmente em hora de ponta e em zona urbana em ramos de ligação de extensão curta.

Para a resistência ao movimento utilizou-se a média entre o valor correspondente à velocidade de tráfego da principal e da velocidade específica do ramo. Cada uma das resistências é dada pela equação (56).

Fica assim definido o L_v (da figura 19) das vias de desaceleração conforme o quadro 22 adequado para inclinações próximas do zero.

Quadro 22 – Comprimento efectivo das vias de desaceleração, L_v (quadro elaborado pelo autor)

Comprimento efectivo de desaceleração (m)												
Velocidade tráfego principal (km/h)	Velocidade específica no ramo (km/h)											
	0	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
80	160	150	145	135	130	120	110	95	85	70	35	0
90	200	190	185	180	170	160	150	140	125	110	80	40
100	250	240	230	225	215	210	200	185	175	160	125	90
110	300	290	285	275	270	260	250	235	225	210	175	140
120	355	345	340	330	325	315	305	290	280	265	235	195
130	410	400	395	390	380	375	365	350	340	325	295	255
140	475	465	460	455	445	435	425	415	400	390	355	320

4.6.2.3 COMPRIMENTO EFECTIVO DA VIA DE ACELERAÇÃO

Para o comprimento efectivo da via de aceleração utilizou-se ainda a mesma equação (89), com V_i e V_f trocados.

Para as vias de aceleração considera-se como limite de comodidade os referidos nas vias de desaceleração. No entanto para o veículo médio, quando em quinta velocidade, poderá ser mecanicamente impossível chegar a acelerações da ordem dos 1.5 m/s^2 e por isso decidiu-se reduzir este valor para 1 m/s^2 . Fica assim o coeficiente de aderência longitudinal limitado pela potência do veículo médio (neste caso equivale a ter $f_l=0.1$).

O valor da resistência ao movimento foi calculado pelo mesmo processo usado para as vias de desaceleração.

Com V_i e V_f trocados a gama de velocidades utilizadas para específica no ramo do nó e de tráfego na estrada de entrada são ainda as mesmas das vias de abrandamento.

O valor máximo de 80 km/h para V_e justifica-se do mesmo modo que se justificou nas vias de desaceleração.

Inclui-se como valor mínimo a velocidade de 0 km/h para prever as situações em que ocorram, em hora de ponta e zona urbana, situações em que o volume horário da via mais á direita da estrada principal seja tal que obrigue o condutor que se encontra no ramo a parar e esperar por um intervalo seguro para se inserir na corrente de tráfego, ou exista eventualmente um sinal de “STOP” como é o caso das vias colectoras-distribuidoras.

Pelas leis do tráfego, que relacionam a concentração de veículo e a sua velocidade, conclui-se que a situação de velocidade no ramo de 0 km/h é de raro acontecimento ou acontece apenas para uma velocidade de tráfego na principal nunca superior a 80 km/h. Estudos detalhados podem ser feitos para relacionar a velocidade inicial de aceleração com a velocidade de tráfego na estrada principal.

Os comprimentos efectivos de aceleração estão representados no quadro 23 para inclinações próximas do zero, onde os valores de L_v para velocidades mínimas no ramo e velocidade de tráfego na principal superior a 80 km/h são meramente indicativos e de raro uso pelos motivos referidos no parágrafo anterior.

Quadro 23 – Comprimento efectivo das vias de aceleração, L_v (quadro elaborado pelo autor)

Comprimento efectivo de aceleração (m)												
Velocidade tráfego principal (km/h)	Velocidade específica no ramo (km/h)											
	0	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
80	230	215	210	200	185	175	155	140	120	100	55	0
90	290	275	270	260	245	230	215	200	180	160	115	60
100	355	340	335	325	310	300	285	265	245	225	180	125
110	430	415	405	395	385	370	355	340	320	300	250	200
120	505	490	485	475	460	450	435	415	395	375	330	275
130	590	575	565	555	545	530	515	500	480	460	415	360
140	680	665	655	645	635	620	605	585	570	550	500	450

À distância efectiva de aceleração pode ser acrescentada ainda uma parcela referente à distância inicial usada pelo condutor enquanto este escolhe o momento exacto para iniciar a aceleração do veículo. No entanto se for respeitada a distância de visibilidade sobre a principal (ver anexo A2 secção A2.1), o condutor acelera logo à saída da curva não sendo necessário uma distância de decisão.

4.6.2.4 FACTORES DE CONVERSÃO DO COMPRIMENTO EFECTIVOS DAS VIAS DE ACELERAÇÃO E DESACELERAÇÃO DEVIDO À INCLINAÇÃO DAS MESMAS.

O processo usado para se obter os quadros 22 e 23 foi repetido para diferentes inclinações, a variar entre 1 e 6%. Este limite superior é justificado pela “*Norma do Traçado*” que para Itinerários Complementares indica uma velocidade base mínima de 80 km/h a que corresponde, pela mesma norma, um trainél máximo de 6%, podendo em casos devidamente justificados chegar-se a uma velocidade base de 60 km/h para a mesma inclinação.

Comparando os resultados obtidos para as várias inclinações com os resultados originais, apresentados nos quadros 22 e 23, concluiu-se que em média para o comprimento efectivo de desaceleração, inclinações benéficas de 2, 4 e 6% levam a diminuições do comprimento efectivo da via na ordem dos 10, 20 e 25% respectivamente. Inclinações prejudiciais levam a aumentos de 15, 30 e 55% respectivamente para as inclinações de 2, 4 e 6%.

Para o comprimento efectivo de aceleração, com o aumento da inclinação existe uma redução na aceleração possível. Pode-se dizer que a potência requerida ao veículo é directamente proporcional à soma da inclinação do trainél com aceleração do veículo. Assim para uma rampa de 1% a aceleração possível decresce 0.1 m/s² em relação à situação plana, ficando $fl=0.09$. O mesmo se passa para outras inclinações. No caso de declives o mesmo acontece, mas neste caso uma inclinação de 1% do trainél permite um acréscimo da aceleração em 0.1 m/s². Este aumento acontece até que se obtenha um $fl=0.15$, limite de comodidade do condutor e passageiros.

No entanto, por estes valores serem muito limitativos decidiu-se que para uma variação de 1% da inclinação o coeficiente de aderência longitudinal varia 0.003 por se admitir que o condutor tira maior partido da potência que pode ser disponibilizada, usando a caixa de velocidades.

Obtêm-se então incrementos de 25, 175 e 280% para rampas de 2, 4 e 6% respectivamente, valores elevados mas que se justificam pelo referido no parágrafo anterior. Quando em declive é possível reduzir-se a extensão de aceleração em 15, 30e 40% às respectivas inclinações de 2, 4 e 6%.

Assim inclinações em declive ajudam o veículo a acelerar, logo prejudicam a travagem, sendo necessário menor comprimento da via de aceleração e maior comprimento de via de desaceleração. Quando em rampa o contrário se passa existindo uma componente do peso paralela ao plano de rolamento que dificulta a aceleração do veículo, ajudando na travagem, havendo necessidade de extensões de via de aceleração maior e menor para vias de desaceleração.

Apresenta-se de seguida, quadro 24, os factores de conversão a serem usados para as vias de aceleração e desaceleração e respectivas inclinações.

Quadro 24 – Factor de modificação do comprimento efectivo de aceleração e desaceleração, Lv (quadro elaborado pelo autor)

Factor		Via de desaceleração		Via de aceleração	
		declive	rampa	declive	rampa
Inclinação (%)	2	1.15	0.90	0.85	1.25
	4	1.30	0.80	0.70	1.75
	6	1.55	0.75	0.60	2.80

4.6.2.5 COMPRIMENTO DO TAPER

O taper caracteriza-se por ser a zona inicial ou final da via auxiliar de desaceleração ou aceleração respectivamente. Tem como objectivo fazer a transição desde a largura zero da via para a sua largura final.

O taper usualmente é constituído por curva contra curva tangentes ao limite direito da faixa de rodagem sendo que também se admitem tapers em diagonal principalmente para vias de aceleração ou desaceleração diagonais.

Por ser uma zona de transição, que marca a oportunidade de mudança da via mais à direita da estrada para a via auxiliar ou vice-versa, deve o seu comprimento ser extenso o suficiente acautelando que ao longo deste o condutor possa fazer esta manobra.

Relembrando o subcapítulo 4.3.2.3, “Desenvolvimento da sobrelevação na zona de convergência com a estrada principal”, o estudo “Speed-change lane” da NCHRP refere após visualização e medição de tempos utilizados pelos condutores para efectuar a manobra de mudança de via de aceleração para a via da auto-estrada que estes tempos podem-se repartir da seguinte forma: 15% dos condutores necessitam de 1.25 segundos ou menos para efectuar esta mudança de via; 50% necessita de 1.75 segundos ou menos; e 85% necessitam um máximo de 3.24 segundos.

Do estudo referido no parágrafo anterior resulta uma média de 2.30 segundos para a transição entre a via de aceleração e a via mais à direita da auto-estrada. Pode-se dizer que para casos de transição entre a via mais à direita da auto-estrada para a via de desaceleração tem-se tempos semelhantes, nunca superiores. Assim, sem qualquer prejuízo para o conforto do condutor médio, pode-se afirmar que tanto para o taper da via de aceleração como para o taper da via de desaceleração a transição é feita, em média, durante 2.30 segundos.

Sendo a distancia percorrida directamente proporcional à velocidade e ao tempo:

$$L_t = \frac{t \times V}{3.6} \quad (90)$$

Com:

L_t – comprimento do taper [m]

t – tempo de transição [s]

V – velocidade de tráfego da via principal [km/h]

A velocidade a considerar, tanto para vias de aceleração como para vias de desaceleração, é a velocidade de tráfego da via principal. Tal facto justifica-se por, em vias de aceleração o taper aparece quando o veículo já acelerou igualando a velocidade de tráfego da principal. Para vias de desaceleração o taper encontra-se no inicio destas onde a velocidade do condutor é ainda a de tráfego da principal.

Resulta destas conclusões o quadro 25 com os vários comprimentos mínimos a dar ao taper em função da velocidade de tráfego da principal no intervalo 80-140 km/h.

Quadro 25 – Comprimento do taper de transição, Lt (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade de tráfego da principal (km/h)	80	90	100	110	120	130	140
Comprimento taper (m)	50	60	65	70	75	85	90

4.6.3 LOCALIZAÇÃO

A localização das entradas e saídas da estrada principal, bem como as entradas e saídas de “nós de mobilidade”, devem ser localizados, sempre que possível, em alinhamentos rectos a fim de assegurar uma boa visibilidade e operacionalidade do tráfego.

Quando em curva aconselha-se a utilização de vias de desaceleração em paralelo para que não se confunda os condutores, que pretendem continuar na estrada e que seguem na via mais à direita, a seguir em frente pelo ramo de ligação. Se por motivos económicos ou topográficos não for possível o uso da via paralela, o uso da via em diagonal implica que os biseis também estejam em curva com raio semelhante ao da estrada principal. Saídas em curva em escavação requerem que os taludes sejam afastados para permitir as distâncias de visibilidade convenientes caso não se utilize a via do tipo paralelo.

As saídas com curvatura para a esquerda levam a que o tráfego da estrada principal se confunda e se desvie para o ramo de ligação. Deve-se por isso evitar saídas nestas condições ou solucionar o problema iniciando a saída antes da tangente da curva da estrada principal, com um ângulo pronunciado de modo a que os condutores compreendam que não se trata de um prolongamento do alinhamento recto da estrada principal.

As entradas e saídas devem ter perfil transversal e longitudinal igual ao da via exterior da estrada principal numa extensão de pelo menos 60 metros a partir do qual se procederá ao descrito no subcapítulo 4.3.2.3 “*Desenvolvimento da sobrelevação na zona de convergência com a estrada principal*”.

Respeitando o escrito no subcapítulo 3.5.2, “*Uniformidade do traçado*”, devem as saídas ficar preferencialmente situadas antes da obra de arte, o que proporciona melhor visibilidade destas. Isto implica muitas vezes a construção de vias colectoras-distribuidoras, como por exemplo nos casos de nós em trevo.

4.6.4 CUNHA E NARIZ

Por “cunha” entende-se a zona imediatamente a seguir a uma divergência ou imediatamente antes de uma convergência de duas vias. Será então o “nariz” o vértice definido pelos limites das vias.

Usualmente usa-se o termo “cunha” para a zona triangular que precede ou segue ao “nariz” com uma extensão variável entre 20 e 30 metros.

O traçado da “cunha” na saída de um ramo de ligação é uma parte importante dum nó de ligação. Esta é a zona em que os condutores têm de tomar decisões pelo que deve ter máxima visibilidade e facilidade de compreensão.

A uniformidade do traçado implica também constância do desenho das “cunhas” apresentando-se com o mesmo aspecto e dimensões projectadas para a mesma velocidade base.

A “cunha” deve ser bem delimitada e sinalizada horizontalmente, devendo ser fruto de manutenção periódica.

O “nariz” físico situa-se, no caso de uma saída, além do “nariz” teórico e deverá ter uma largura entre 6 e 9 metros conforme a velocidade base for de 100 km/h ou 120 km/h.

O número de acidentes é maior nas saídas do que nas entradas e em plena via. Esta é a razão para se salientar a importância da “cunha” e do “nariz” bem como o seu rigor de construção não devendo existir desníveis bruscos entre o pavimento da estrada e da saída. Já as entradas não necessitam de tanto rigor.

No caso de uma entrada a base da “cunha” tem uma largura muito menor que nas saídas. Normalmente adoptam-se valores na ordem dos 3 metros.

Apresenta-se exemplos construtivos de saídas e entradas, conforme as “*Normas de Nós de Ligação*” que devem ser consultados para uma melhor compreensão dos aspectos referidos atrás nas figuras 20, 21 e 22.

As figuras são exemplos de pormenores para o posicionamento do “nariz” e “cunha”. Relembra-se que para vias de aceleração foi concluído que apenas se deve utilizar vias do tipo paralelo. Os desenhos apresentados podem ser adoptados para vias do tipo paralelo onde o comprimento “VIA DE ACELERAÇÃO” deve ser o somatório do comprimento efectivo de aceleração e do comprimento do taper indicados no subcapítulo 4.6.2, “*Comprimento da via de aceleração e desaceleração*”.

Ficam assim as figuras 20, 21 e 22 apenas para reger as dimensões praticáveis para a localização do “nariz” e “cunha”.

4.7 VISIBILIDADE

Algumas questões de visibilidade não foram tratadas em capítulos precedentes, o que justifica que se volte aqui ao assunto.

Nos Itinerários Principais e Complementares é necessário assegurar a distância de visibilidade de decisão permitindo que os condutores tomem decisões atempadamente, evitando-se portanto manobras bruscas de recurso. Todas as saídas de Itinerários Principais ou Complementares devem ficar asseguradas pela distância de visibilidade de decisão.

Relembrando o referido no subcapítulo 2.7.2, “*Distância de visibilidade de decisão*”, esta distância é dada pela equação empírica:

$$D_d = 3.3 \times V_T \quad (91)$$

com:

D_d – distância de visibilidade de decisão [m]

V_T – velocidade de tráfego [km/h]

Da aplicação da expressão (91) resulta o quadro 26 com os valores a serem respeitados considerando que a velocidade de tráfego da principal possa variar entre 80 km/h e 140 km/h.

Nas saídas secundárias das vias colectoras-distribuidoras, deve ser assegurada uma distância mínima de visibilidade de paragem de 180 metros recomendada pela bibliografia consultada.

Quadro 26 – Distância de visibilidade de decisão, Dd (quadro elaborado pelo autor)

Velocidade de tráfego (km/h)	80	90	100	110	120	130	140
Distância de visibilidade de decisão (m)	265	295	330	365	395	430	460

A distância de visibilidade sobre a faixa de rodagem principal deve permitir o reconhecimento atempado da faixa de rodagem principal; prevenir o condutor que converge sobre a marcação rodoviária da faixa de rodagem principal e restrições ao tráfego (limite de velocidade); permitir, através da orientação prévia, que acelere e se insira na corrente de tráfego atempadamente; esclarecer o condutor que converge sobre as questões de prioridade facilitando o seu acesso à via de tráfego directa.

Nas concordâncias convexas, as zonas de visibilidade devem ser objecto de especial atenção, devendo a velocidade na faixa de rodagem de tráfego directo ser limitada à visibilidade que a geometria desta garanta.

Também se relembram as distâncias de visibilidade a serem asseguradas na zona terminal dos ramos com sinal de “STOP” ou cedência de passagem.

Pormenores geométricos sobre a visibilidade, nas zonas referidas, podem ser encontrados no anexo A2 os quais devem ser cumpridos sempre que possível.

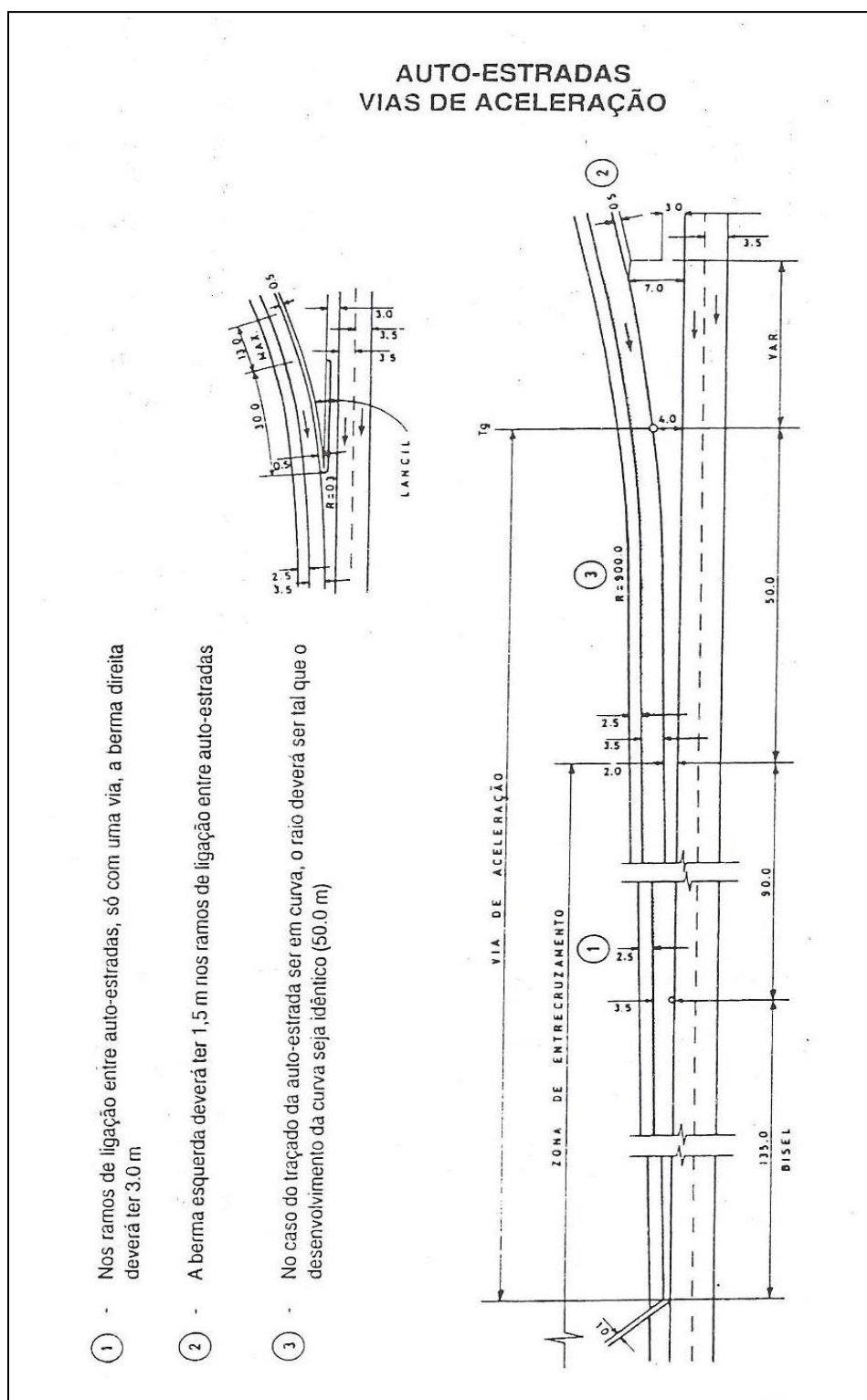


Figura 20 – Exemplo pormenor de via de aceleração (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)

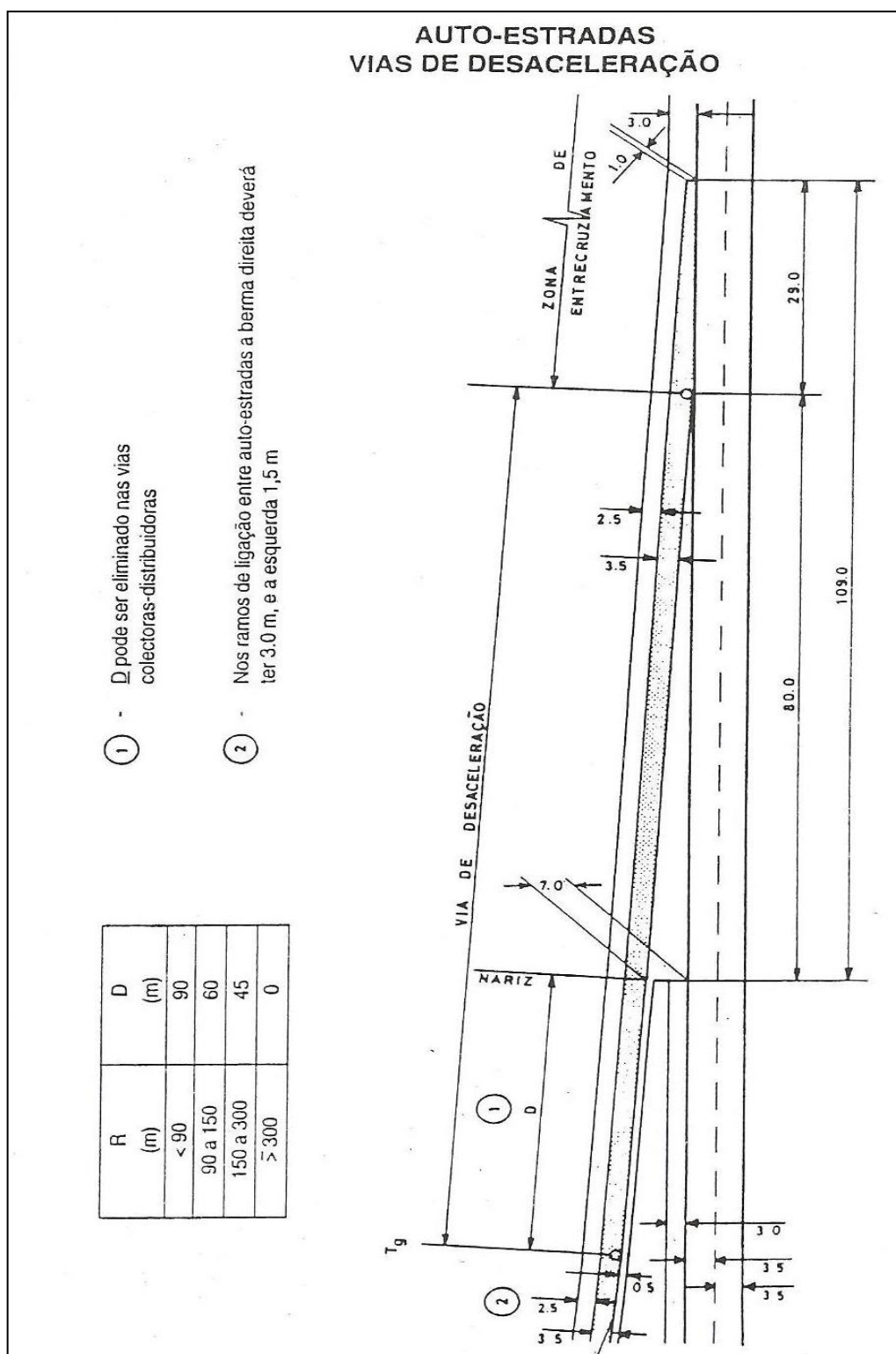


Figura 21 – Exemplo pormenor de via de desaceleração (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)

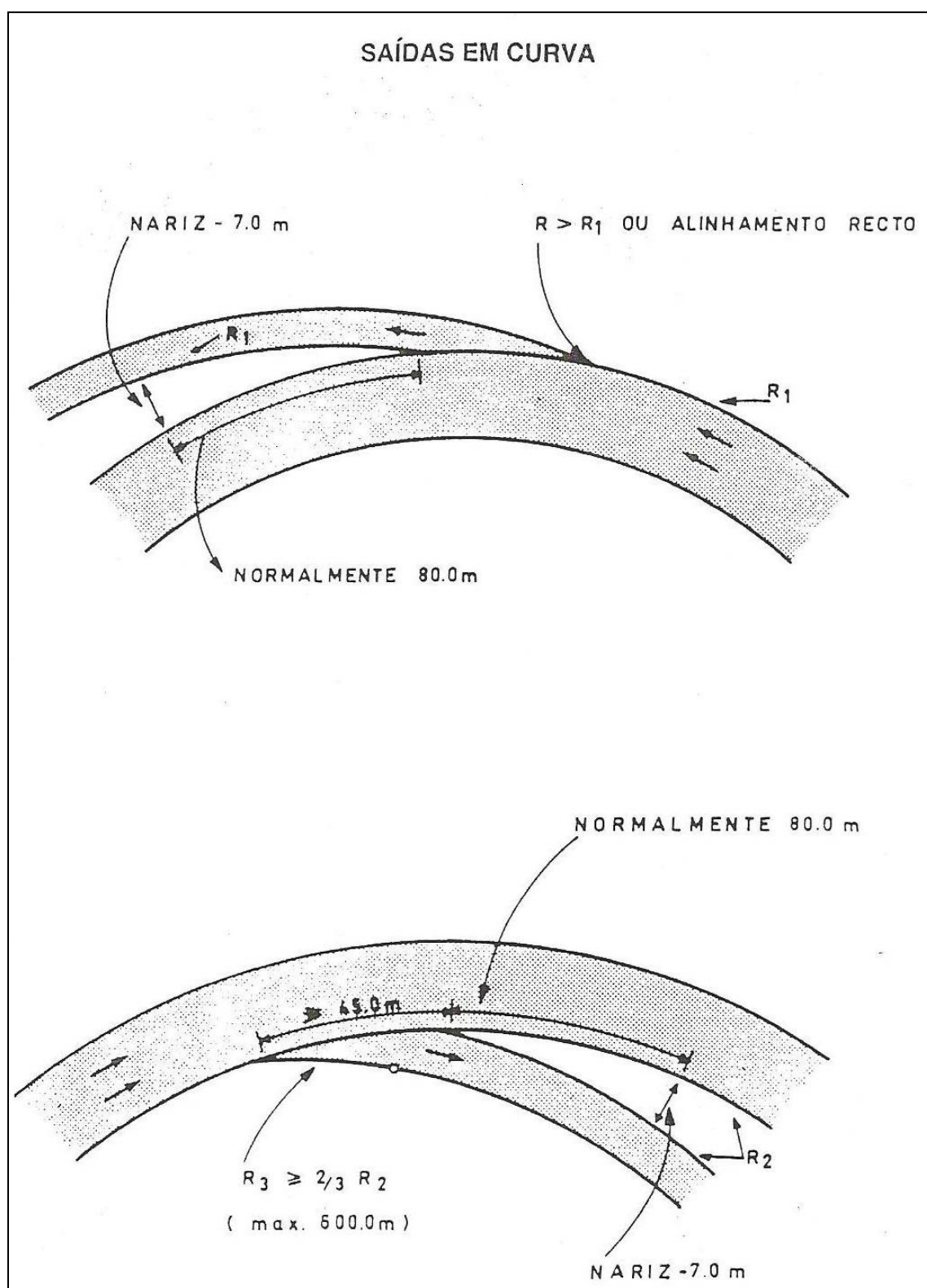


Figura 22 – Exemplo pormenor de saída em curva (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)

5

BREVE CONCLUSÃO COMPARATIVA

No findar deste trabalho fica disponível um conjunto de elementos de dimensionamento de nós de ligação que podem ser comparados com os referidos na norma portuguesa.

Este documento, em comparação com a norma portuguesa para nós de ligação, apresenta de uma forma mais clara todos os elementos necessários ao projecto deste tipo de infra-estrutura. Os elementos base utilizados e o seu valor estão melhor definidos e mais claros. Isto pode ser justificado pela “*Norma de Nós de Ligação*” da ex-JAE estar dependente da “*Norma de Traçado*” onde alguns destes elementos estão melhor explanados. Também a “*Norma de Intersecções*” captou o capítulo das vias auxiliares de mudança de velocidade, pelo que estão em falta no volume dos Nós de Ligação.

Neste trabalho foram adoptadas medidas para melhorar a operacionalidade dos nós de ligação que são referidas pelo manual americano para projecto de auto-estradas e vias rápidas. Na norma portuguesa é dada pouca atenção à operacionalidade dos nós o que pode levar a um aumento da dificuldade de utilização destes por parte do condutor bem como diminuir os níveis de serviço nas zonas adjacentes ao nó.

Em relação aos elementos geométricos obtiveram-se velocidades específicas idênticas aos da norma portuguesa para os diferentes raios mínimos. Conclui-se portanto que foram considerados coeficientes de aderência transversal semelhantes, isto é, os valores para a comodidade (e segurança) na norma portuguesa e neste documento são idênticos para este caso.

Para os comprimentos mínimos das curvas de transição a norma portuguesa tem valores menores aos aqui calculados, o que pode ser justificado por neste trabalho se ter considerado as situações mais desfavoráveis e elementos de comodidade e segurança mais apertados. Um dos elementos que sofreu alteração foi a rampa secundária máxima que veio permitir um ligeiro aumento na inclinação dos trainéis.

Para o perfil longitudinal a norma refere muito vagamente que os seus trainéis de inclinações máximas para as diferentes velocidades específicas estão dependentes da distância de visibilidade conveniente. No caso deste documento, decidiu-se implementar as distâncias de visibilidade nos raios mínimos das concordâncias ficando a inclinação regida por meios económicos e ambientais dados por um veículo médio do parque automóvel ligeiro em Portugal que deve estar possibilitado a circular na velocidade mais económica. Obtiveram-se, para as mesmas velocidades, inclinações superiores às da norma portuguesa e regulamentaram-se os raios mínimos das concordâncias com os parâmetros convenientes, o que não acontece na mesma norma.

No entanto a maior falha encontrada na norma portuguesa está nas vias de aceleração e desaceleração que servem de apoio ao interface via principal-ramo de ligação. Na norma portuguesa é possível a

utilização de vias de aceleração em diagonal. Claramente entende-se que esta forma para este tipo de manobra é deficiente por não permitir uma segura inserção do veículo na corrente de tráfego por estar definido de forma rígida o ponto de transição da via de aceleração para a via da estrada continua. As vias paralelas não apresentam este problema e por isso devem ser as únicas vias de aceleração consideradas neste trabalho. Também a norma portuguesa permite a utilização de vias de desaceleração em diagonal quando se depara com diferenças algébricas grandes entre a velocidade da estrada principal e a velocidade do ramo. Nestes casos compreende-se que a via paralela é a que de uma forma mais cómoda e segura permite tais variações.

Quanto a extensão das vias de aceleração e desaceleração a “*Norma de Nós de Ligação*” remete-as para a “*Norma de Intersecções*” onde apenas é tida em conta a velocidade de projecto, não havendo referência à variação da velocidade que realmente existe. Também os valores da extensão são inferiores aos que aqui foram calculados. Onde se tomou em conta as acelerações de comodidade e a que é possível um veículo ligeiro médio atingir por capacidade do motor.

O problema do taper foi aqui tratado como um espaço onde, no limite, ocorre a transição de vias por parte do condutor e por isso está dependente do tempo que este necessita para a sua execução. Nenhuma referência a tal facto foi encontrada na norma portuguesa nem mesmo uma justificação para o comprimento do taper apresentado.

Assim este documento aparece como um complemento à norma portuguesa por descrever e justificar os parâmetros tabelados e de uma forma clara apresentar alternativas ao indicado na norma nacional dando uma maior liberdade ao projectista sem que se penalize a segurança e a comodidade do condutor.

Relembra-se também que neste documento foram utilizados valores provenientes de estudos e documentos recentes quando comparados com a data de publicação da norma portuguesa, estando portanto melhor adaptados ao futuro próximo.

BIBLIOGRAFIA

- American Association of State Highway and Transportation Officials (1994 e versão de 2001). *A policy on geometric design of highways and streets*. Washington, DC, AASHTO.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. Select Committee on Highway Safety. (1974). *Highway design and operational practices related to highway safety*. Washington, D.C., AASHTO.
- ALBERTA TRANSPORTATION. (1999). *Highway geometric design guide*. ALBERTA TRANSPORTATION
- Departamento Nacional de Infra-Estruturas de Transporte. Directoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisa Rodoviária (2005). *Manual de projecto de intersecções*, 2ed. Rio de Janeiro, DNIT.
- DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, División de Planes y Tráfico (1991). *Recomendaciones para el proyecto de enlaces (segunda edicion)*. Madrid, MOPU.
- Hunter, Michael and Machemehl, Randy B. (1997). *Re-evaluation of ramp design speed criteria: review of practice and data collection plan*, research report 1732-1. Austin, Center for transportation research, Bureau of engineering research the university of Texas at Austin.
- Ingham D.J., and S.L. Burnett (2000). *Interchange Spacing in Gauteng*. In *Proceedings of the 2nd International Symposium on Geometric Design* (páginas 534 a 546), Mainz, Germany.
- Junta Autónoma de Estradas (1990). *Normas de Intersecções*. Lisboa, JAE.
- Junta Autónoma de Estradas (1990). *Normas de Nós de Ligação*. Lisboa, JAE.
- Junta Autónoma de Estradas (1990). *Norma de traçado JAE P3/9*. Lisboa, JAE.
- J.M.B. Brito, M. Heitor, M.F. Rollo (eds), (2002). *Engenho e obra uma abordagem à história da Engenharia em Portugal no século XX*. Lisboa, Dom Quixote.
- Leisch, Joel P. *Comparison of worldwide practice in interchange design*. EUA, Transportation System Planning.
- LIMPERT, R (1992). *Brake design and safety*, SAE Order No. R-120.
- Lunenfeld, Harold. *Human Factors Associated with Interchange Design Features*, Transportation Research Record, No. 1385.
- National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council (1989). *Speed-change lane*, Final Report. Project 3-35, December 1989, NCHRP, TRB, NRC.
- PACHECO, Elsa (2004). *Alteração das acessibilidades e dinâmicas territoriais na Região Norte: expectativas, intervenções e resultantes*. Dissertação de Doutoramento apresentada à Faculdade de Letras da Universidade do Porto para obtenção de grau de Doutor em Geografia Porto: Faculdade de letras da Universidade do Porto, GEDES.
- Textos didácticos (2008). *Apontamentos de Vias de comunicação 1*. Porto, FEUP.
- Textos didácticos (2009). *Apontamentos de Vias de comunicação 2*. Porto, FEUP.
- Textos didácticos (2010). *Apontamentos de Complementos de estradas e aeródromos*. Porto, FEUP.

The Federal Highway Administration (2007). *Safety Assessment of Interchange Spacing on Urban Freeways*, EUA, FHWA

Transportation Research Board (2003). *Access Management Manual*. Washington, DC, TRB.

ANEXOS

A1

VEÍCULO-TIPO, ESPECIFICAÇÕES

A1.1 DIMENSÕES

Para as dimensões do veículo articulado tipo (classe H do Manual de Dimensionamento de Pavimentos da ex-JAE) foi considerado o tractor com reboque classe 17.

Fica assim o veículo tipo limitado por uma largura de 2.60m, e um comprimento de 13m para o reboque e 5m para o tractor. Considera-se de 25° para o ângulo máximo, em curva, entre o alinhamento médio do tractor e o alinhamento médio do reboque. A dimensão da cabine é medida até à cavilha de articulação dos dois elementos.

A figura A1.1a tenta exemplificar melhor estas medidas.

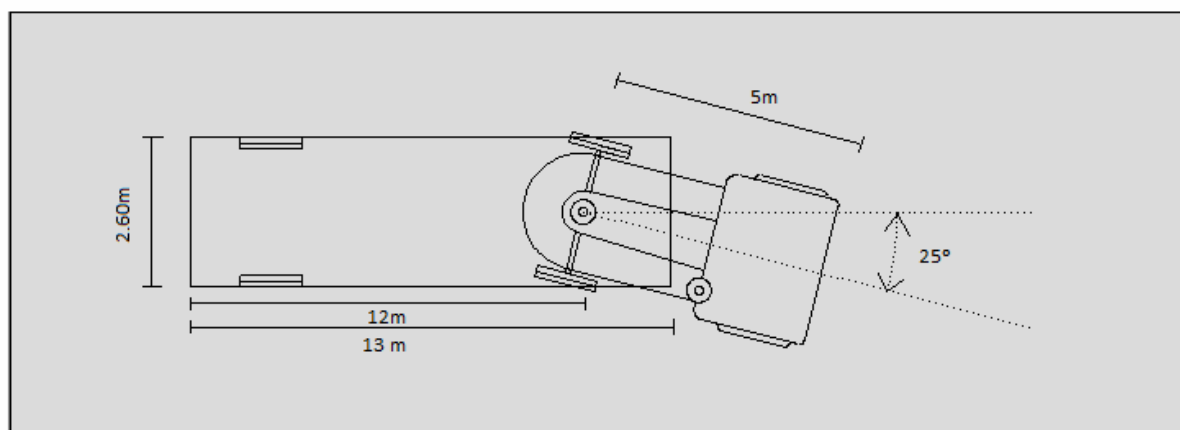


Figura A1.1a – Dimensões do veículo tipo, tractor com reboque, e ângulo de viragem máximo admitido entre o reboque e o tractor (figura elaborada pelo autor)

A1.2 VEÍCULO MÉDIO DO PARQUE AUTOMÓVEL

Para o cálculo de certos parâmetros geométricos de uma estrada deve-se tomar em conta a dimensão do parque automóvel em Portugal. Na definição de inclinações dos trainéis dos ramos de ligação deve-se conjugar os factores económicos que influenciam o custo final da obra e os custos de funcionamento, relacionadas com a manutenção dos ramos e despesas do condutor.

Assim, para a definição do veículo médio do parque automóvel ligeiro seguiu-se a seguinte metodologia:

Obteve-se a composição média dos veículos matriculados nos anos de 2005 e 2007 (não foi possível a obtenção de dados de 2009).

Por ser mais representativo para o fim pretendido, optou-se por classificá-los por potências em detrimento das cilindradas pois existe uma melhor relação entre a potência e o binário do motor do que entre este e a cilindrada.

A escolha da amostra, 2005/07, não sendo a que melhor representa o estado do parque automóvel actual é a que poderá ter uma maior representatividade da sua composição.

Toda a informação necessária foi cedida pela Associação Automóvel de Portugal (A.C.A.P.) e compilada no quadro A1.2a.

Quadro A1.2a – Vendas de veículos de passageiros segundo a sua potência máxima nos anos de 2005 e 2007 (quadro compilado pelo autor)

Potencia (kW)	2005		2007	
	Quantidade	Quantidade (%)	Quantidade	Quantidade (%)
até 30	5426	1.33	5014	1.26
31 a 40	145594	35.80	109305	27.57
41 a 50	74401	18.29	93571	23.60
51 a 60	86706	21.32	82084	20.70
61 a 70	21587	5.31	18576	4.68
71 a 80	35270	8.67	32619	8.23
81 a 90	24205	5.95	24727	6.24
91 a 100	5302	1.30	18336	4.62
mais 100	8238	2.03	12272	3.10
total	406729	100.00	396504	100.00

Na definição da potência média houve que resolver o problema de se limitar inferiormente o intervalo das potências mais baixas e superiormente o intervalo das potências mais altas. Por serem bastante extensos, os quadros originais onde estão especificadas todas as marcas e modelos vendidos nos anos em estudo não serão aqui apresentados. No entanto uma rápida análise desses mesmos quadros serviu para se definir um veículo médio para as potências mais baixas e um outro para as potências mais altas. São eles o veículo de potência 25kW representativo da classe mais baixa, equivalente a um Smart FORTWO, e um veículo de 164kW de potencia a representar a classe mais elevada. O BMW serie 3 coupê foi o seleccionado ainda que o valor da sua potência possa ser ligeiramente exagerado.

Para os escalões intermédios utilizou-se o valor médio de cada classe.

Assim a potência média calculada foi de:

$$\begin{aligned}
 \text{Potência média} &= \frac{25 * 1.26 + 35 * 27.57 + 45 * 23.60 + 55 * 20.70 + 65 * 4.68 + 75 * 8.23 + 85 * 6.24 + 95 * 4.62 + 164 * 3.10}{100} \\
 &= 54.20kW \text{ (73.6 c. v.)}
 \end{aligned}$$

Considerou-se assim representativo do parque automóvel o Renault Clio dci 70c.v. de 5 portas com um consumo extra-urbano de 4.1 l/100km, cujas fichas técnicas se apresentam de seguida (figura A1.2a e A1.2b).



TECHNICAL SPECIFICATIONS NEW RENAULT CLIO 3 DOOR, 5 DOOR AND ESTATE VERSIONS

	DIESEL					
Engine	1.5 dCi					
Type	dCi 70	dCi 85	dCi 85	dCi 85 DPF	dCi 105	dCi 105 DPF
Transmission	K9K 768	K9K 766	K9K 766	K9K 772	K9K 764	K9K 772
Depollution standard	MT 5	MT 5	AMT 5	MT 6	MT 6	MT 6
French fiscal rating	Euro 4					
Meet the three criteria required for Renault eco ² appellation						
HOMOLOGATION						
French fiscal rating	4	5			6	
ENGINE SPECIFICATIONS						
Capacity (cc)	1,461					
Bore x stroke (mm)	76 x 80.5					
Number of cylinders/valves	4/8					
Compression ratio	17.9 : 1			15.6 : 1		
Max. power kW EEC (hp DIN), at (rpm)	50 (70) at 4,000	63 (85) at 3,750		63 (85) at 4,000	78 (105) at 4,000	76 (105) at 4,000
Max. torque Nm EEC at (rpm)	160 at 1,700	200 at 1,900	200 at 1,900	220 at 2,250	240 at 2,000	
Injection type	Directe Common Rail					
GEARBOX						
Type	JH3	JRQ	JA5	TL4	TL4	TL4
Number of forward speeds	5					
Speed at 1,000rpm in 1st gear	8.43 (11/37)	8.56 (11/41)	8.56 (11/41)	8.26	8.26	8.26
in 2nd gear	15.22 (22/41)	15.58 (21/43)	15.58 (21/43)	15.81	15.81	15.81
in 3rd gear	21.47 (28/37)	24.15 (28/37)	24.15 (28/37)	23.28	23.28	23.28
in 4th gear	29.34 (30/29)	32.85 (35/34)	32.85 (35/34)	31.58	31.58	31.58
in 5th gear	38.43 (42/31)	42.20 (41/31)	42.20 (41/31)	40.34	40.34	40.34
in 6th gear				48.23	48.23	48.23
STEERING						
Electric power steering	standard					
Variable rate power steering	standard					
Turning circle between kerbs/walls (m)	10.7/11 (tire 185) - 11.3/11.5 (tire 195)					
AXLES						
Front	Mac Pherson					
Rear	Flexible beam					
Diameter of front/rear anti-roll bar (mm)	Front: 20.5/built-in (3 and 5 door) Front: 21/Rear: built-in (GT and estate versions)					
WHEELS - TYRES						
Wheels (inches)	6" J15"					
Standard tyres	185 x 60 R15 84H					
BRAKING						
Type of circuit	X					
ABS and emergency brake assist	standard					
ESP with CVS	Option					
Servo: double, diameter (inches)	10"					
Front: vented discs, diameter (mm)	260/22					
Rear: drums/solid discs, diameter (mm)	Drums 203 *			Discs 240/8		
PERFORMANCE						
S/Cd	0.725					
Maximum speed (kph)	162	174	174	174	190	186
0 - 100kph (s)	15.5	13.0	15.0	13.4	11.4	11.6
400m standing start (s)	19.7	18.6	19.4	18.9	18.0	18.1
1,000m standing start (s)	36.9	36.6	36.1	35.0	32.9	33.1
FUEL CONSUMPTION EEC 99/100						
CO ₂ emissions (g/km)	120	117	118	126	123	126
Urban cycle (cold start) (litres/100km)	5.3	5.2	5.2	5.7	5.7	5.7
Extra-urban cycle (litres/100km)	4.1	4.0	4.0	4.3	4.1	4.2
Combined cycle (litres/100km)	4.5	4.4	4.4	4.7	4.6	4.7
CAPACITIES						
Fuel tank (litres)	55					
Engine oil, with filter (litres)	4.5					
WEIGHTS (KG)						
Kerb weight	1,155/1,165/1,185	1,165/1,175/1,195	1,175/1,185/1,205	1,165/1,175/1,195	1,200/1,210/1,235	1,200/1,210/1,235
Gross vehicle weight (GVW)	1,645/1,655/1,680	1,655/1,665/1,690	1,665/1,675/1,700	1,655/1,665/1,690	1,690/1,700/1,715	1,690/1,700/1,715
Gross train weight (GTW)	2,550/2,550/2,600	2,550/2,550/2,600	2,550/2,550/2,600	2,550/2,550/2,600	2,600	2,600
Braked trailer weight (within limit of GVW)	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200
Unbraked trailer weight	535	535	535	535	535	535

Powertrain ranges vary depending on market. Please consult the pricing press release of the country concerned to establish which powertrains are available for a particular market.
Example (France): the dCi 85 DPF is not available.

MT 5 = five-speed manual gearbox/AMT 5 = five-speed robotized transmission/MT 6 = six-speed manual gearbox/DPF = diesel particulate filter
* Disc diameter with ESP: 240mm

Figura A1.2a – Especificações do veículo representativo do parque automóvel, Renault Clio de 2009 (quadro retirado do catalogo da Renault)

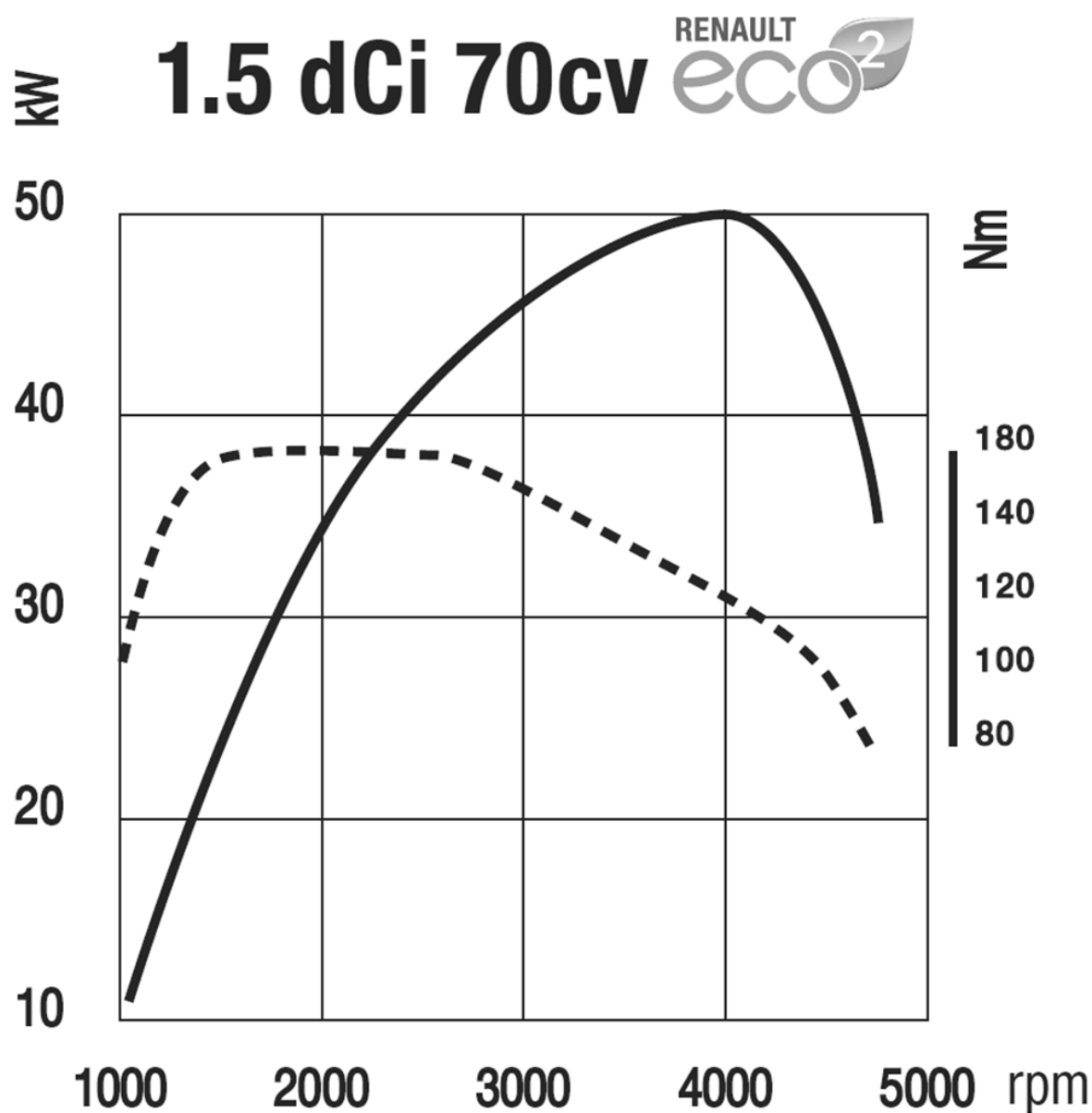


Figura A1.2b – Curvas características do motor do veículo escolhido representativo do parque automóvel. Refere-se para o erro encontrado no gráfico no eixo do binário motor onde devia constar 160Nm no lugar de 180Nm (quadro retirado do catalogo da Renault)

A2

VISIBILIDADE-DESENHOS GEOMÉTRICOS

A2.1 VISIBILIDADE NAS ENTRADAS

A visibilidade desejável nas entradas é a da figura A2.1 com o padrão legendado “Visibilidade desejável”. Quando tal não for possível, devido a características do traçado ou do terreno, admite-se uma visibilidade mínima, delimitada com o padrão de nome “Visibilidade mínima” da mesma figura.

Sempre que o ângulo de visibilidade (ângulo α da figura) seja superior a 150 graus, o ramo de entrada deve ter preferencialmente uma orientação paralela à faixa de rodagem principal com a qual convergirá segundo um ângulo de 3 a 5 graus.

A2.2 VISIBILIDADE NAS INTERSECÇÕES COM A SECUNDÁRIA DO TIPO “STOP”

A figura A2.2 exemplifica a intersecção de um ramo de ligação com a estrada secundária, no caso de uma passagem superior à estrada principal, em que a distância de visibilidade é condicionada pelas guardas da estrutura e é dada pela equação (75) que aqui se transcreve:

$$d = \frac{7.5 \times V_B}{3.6}$$

A distância do centro da via do ramo de ligação à guarda da estrutura é pode ser calculada por semelhança de triângulo da seguinte forma:

$$\frac{d}{b} = \frac{c}{b-(a+1.75)} \quad (A2.2a)$$

Logo:

$$c = d \times \frac{b-(a+1.75)}{b} \quad (A2.2b)$$

conforme a figura A2.2:

d – distância de visibilidade de paragem [m]

V_B – Velocidade base da estrada com prioridade [km/h]

a – distancia do eixo do condutor da secundária até a guarda da estrutura [m]

b – distância do eixo do condutor até ao eixo longitudinal do veículo da secundária [m]

c – distancia do eixo do condutor até ao abastáculo, guarda da estrutura [m]

No caso da distância de visibilidade ser condicionada pelos pilares, ou pelos aterros, a solução é idêntica.

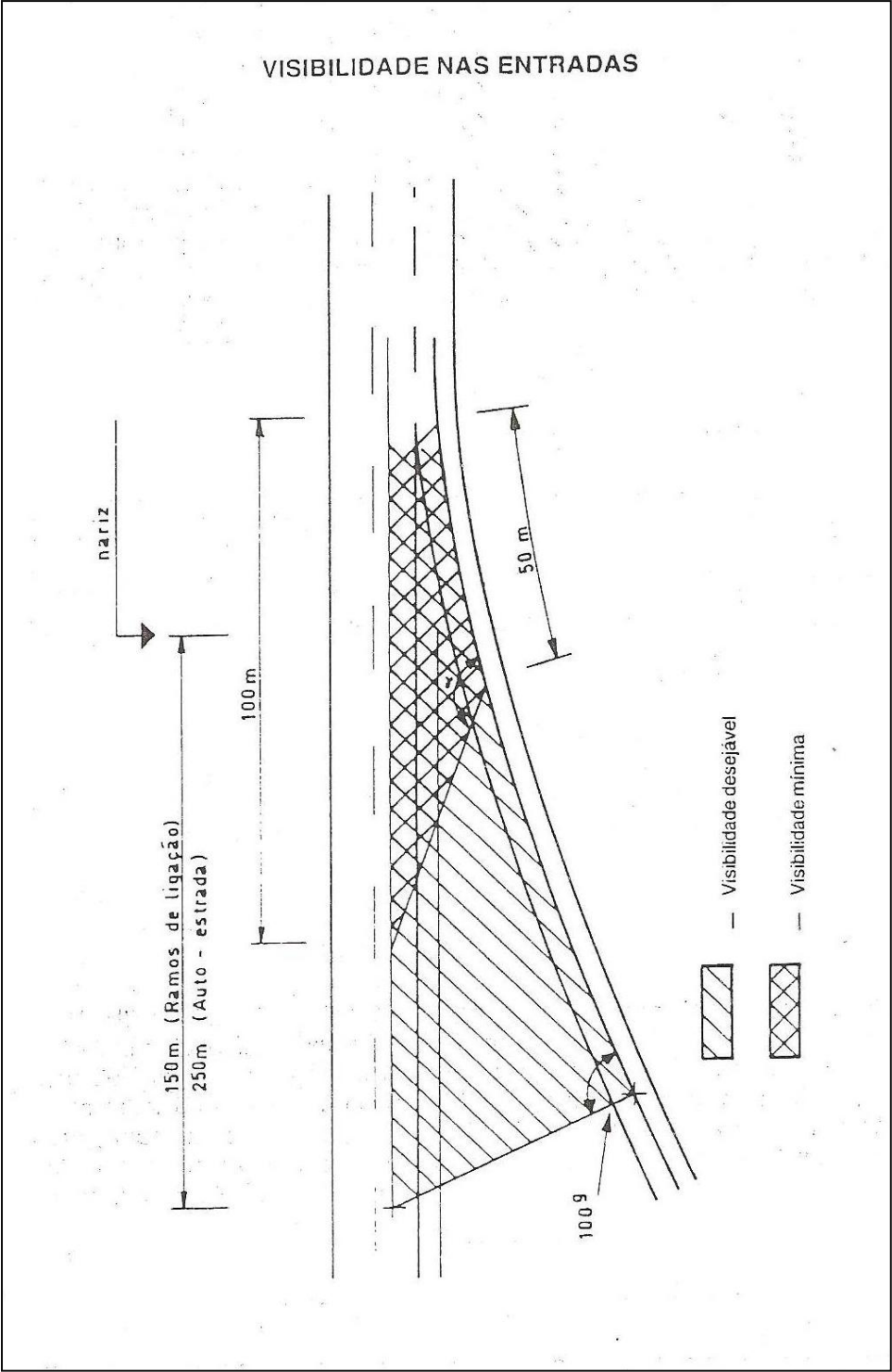


Figura A2.1 – Triângulo de visibilidade de entrada na E.P. (figura retirada das “Normas de Nós de Ligação”)

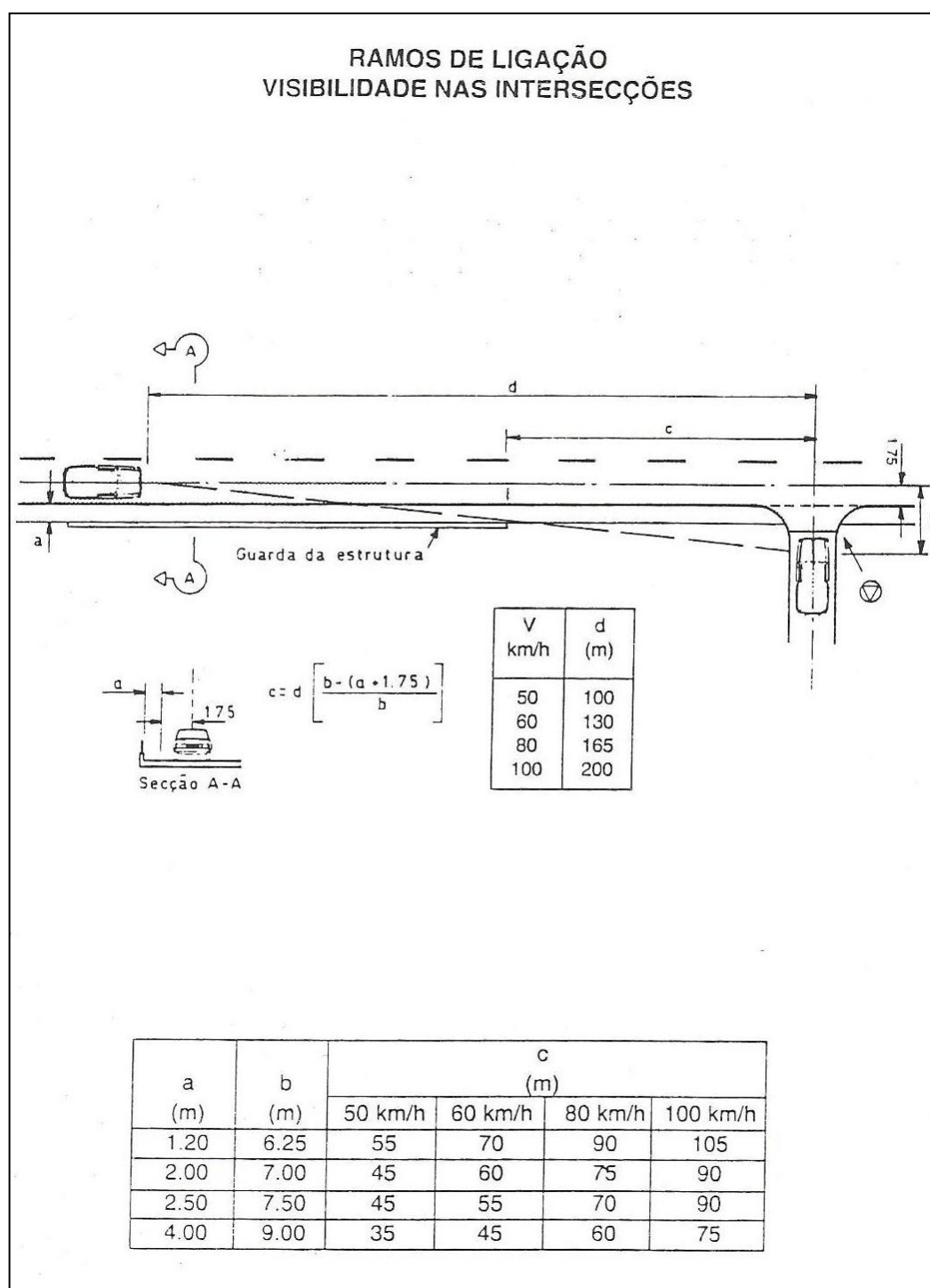


Figura A2.2 – Visibilidade em intersecções de ramos terminais com sinal de “STOP” com a E.S. (figura retirada das “Normas de Nós de Ligação”)

A3

SAÍDAS E ENTRADAS, PORMENORES GEOMÉTRICOS

Neste anexo compilou-se um conjunto de exemplos de disposições geométricas para o traçado de entradas e saídas (com mais de uma via) da rodovia estrada principal conforme indica a “*Norma de Nós de Ligação*” e confirmado pela restante bibliografia consultada.

As figuras A3.1 referem-se a pormenores para completar o que foi referido no subcapítulo 4.5.2, “*Número de vias*”, onde se mostra várias formas de transitar para duas vias no ramo de ligação. Quando em saídas ou entradas do tipo paralelo é possível fazer a transição ao longo da via auxiliar quando esta já se encontra paralela à faixa da via principal.

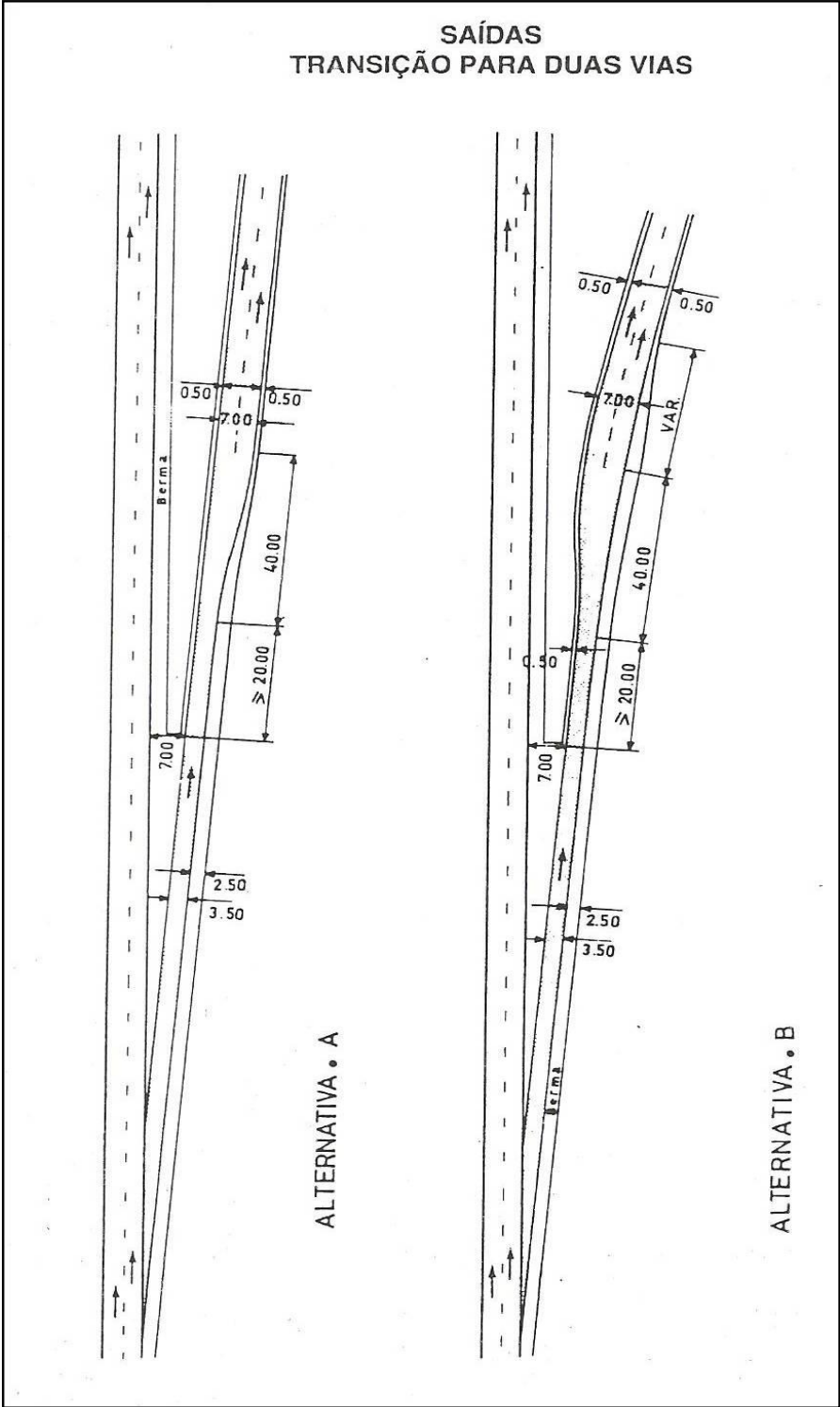


Figura A3.1a – Transição para duas vias (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)

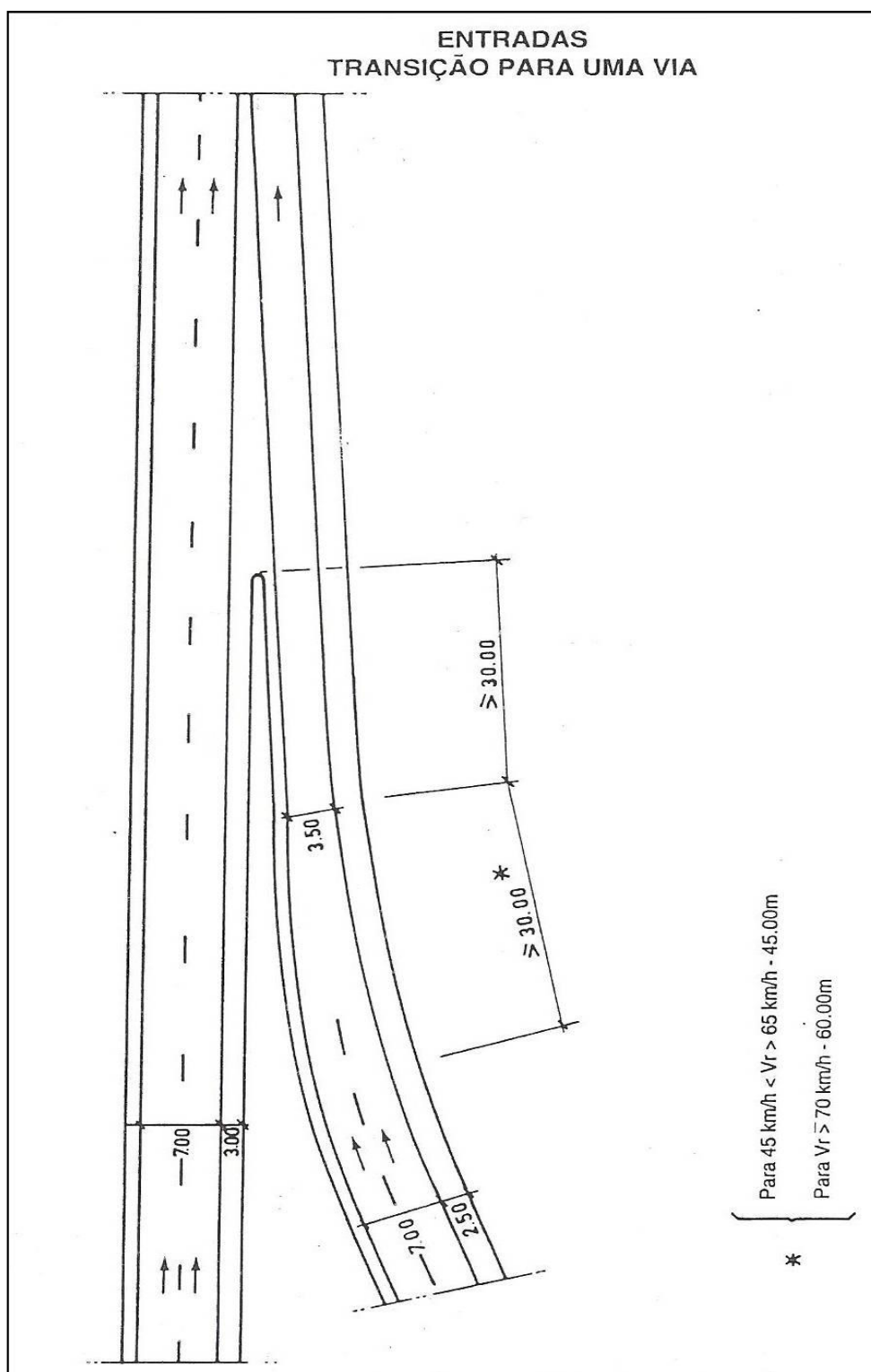


Figura A3.1b – Transição para uma via (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)

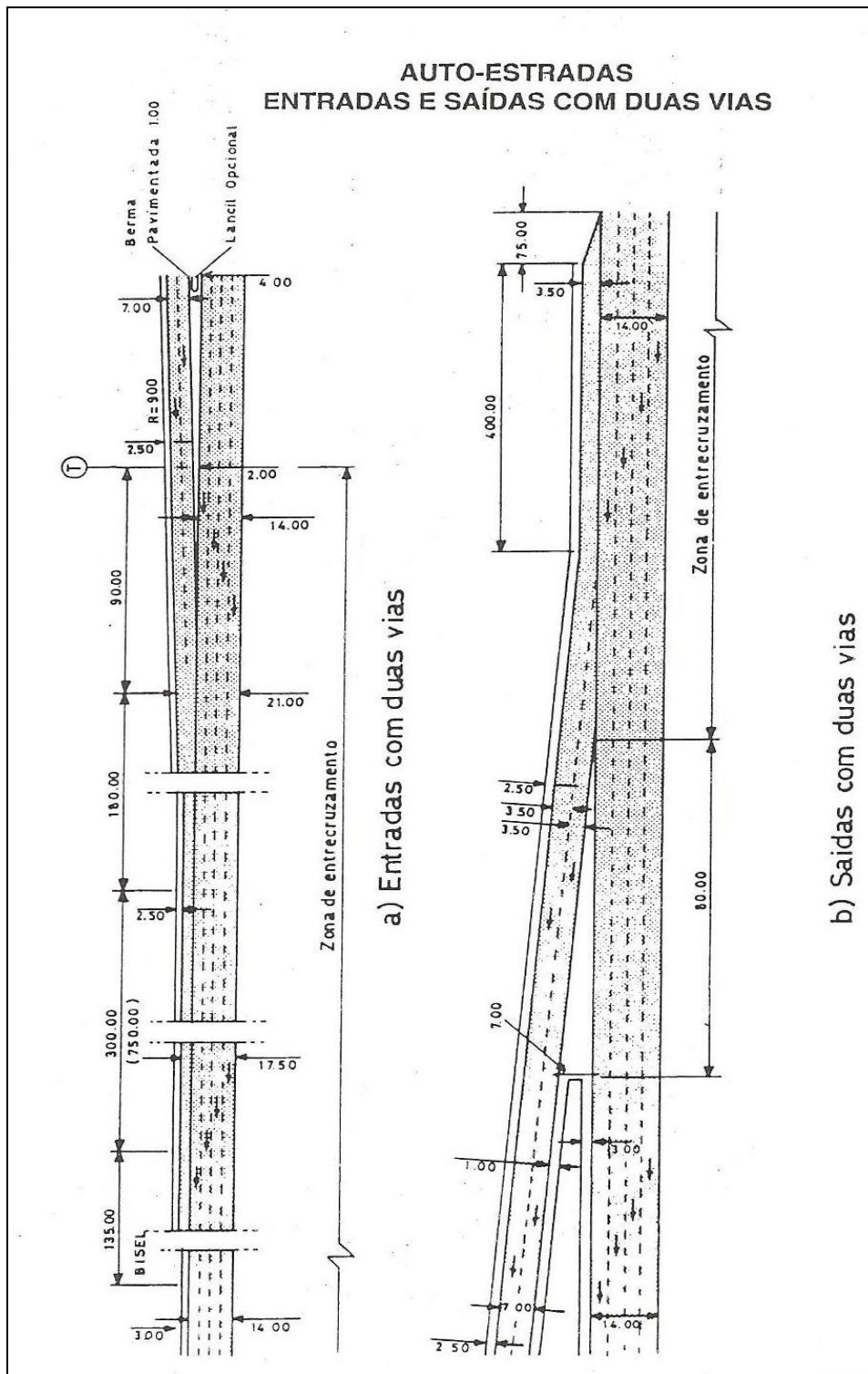


Figura A3.1c – Entradas e saídas com duas vias (figura extraída das “Normas de Nós de Ligação”)

A4

TERMINOLOGIA

De seguida apresentam-se um conjunto de definições específicas de nós de ligação conforme se está indicado na “*Norma do Traçado*”.

Cunha - Área delimitado por duas faixas de rodagem que convergem, ou divergem e pelo nariz;

Nariz – Segmento de recta perpendicular à bissectriz do ângulo formado por duas faixas de rodagem que convergem, ou divergem;

Nó de Ligação - Conjunto de ramos de ligação na vizinhança de um cruzamento a níveis diferentes, que asseguram a ligação das estrados que aí se cruzam;

Nó de Ligação directo - Nó de ligação, geralmente com mais de um cruzamento a níveis diferentes, com ligações directas para as viragens à esquerda mais importantes;

Nó de Ligação em diamante - Nó de ligação com quatro ramos de ligação de sentido único e directos, um em cada quadrante;

Nó de Ligação em forquilha – Nó de ligação terminal em que não são asseguradas todos as ligações possíveis, mas provido apenas de ramos directos de alta velocidade;

Nó de ligação em trevo - Nó de ligação com ligações interiores para as viragens à esquerda (“*loop*”) e ligações exteriores para as viragens à direita, um nó de ligação em trevo completo tem dois ramos de ligação em cada quadrante, um em “*loop*” e outro directo, externo ao primeiro;

Nó de Ligação em trompette - Nó de ligação terminal no qual as viragens à esquerda são normalmente asseguradas por uma ligação interior (“*loop*”) e uma ligação semi-directa ou directa e as viragens à direita por ligações directas;

Nó de Ligação giratório - Nó de ligação em que a estrada principal cruza a nível diferente com uma intersecção giratório na qual todas as viragens, e movimentos directos da estrada secundária, são efectuados;

Nó de Ligação terminal - Nó de ligação entre duas estradas em que uma delas perde aí continuidade;

Ligação directa – Ramo de ligação destinado ao tráfego que vira à direita ou à esquerda, em que estes movimentos se executam descrevendo aproximadamente um quarto de volta;

Ligação semi-directa - Ramo de ligação destinado ao tráfego que vira à esquerda, mas com saída e entrada pela direita;

Ligação exterior - Ramo de ligação destinado ao tráfego que vira à direita, quando o trânsito se faz pela direita;

Ligação interior - Ramo de ligação destinado ao tráfego que vira à esquerda, quando o trânsito se faz pela direita, e em que aquele movimento se executa saindo pela direita e rodando à direita cerca de três quartos de volta, de modo a entrar na nova estrada também pela direita;

Passagem inferior - Obra de arte destinada a dar passagem a uma estrada sob um caminho-de-ferro ou uma estrada de maior importância;

Passagem superior - Obra de arte destinada a dar passagem a uma estrada sobre um caminho-de-ferro ou uma estrada de maior importância;

Ramo de Ligação – Local de uma estrada pela qual os veículos podem entrar ou sair das estradas que se cruzam;

Terminal - Zona em que um ramo de ligação entronca numa estrada;

Via colectora-distribuidora - Faixa de rodagem paralela à estrada principal na zona de um nó de ligação, ou entre nós de ligação consecutivos, na qual se efectua o entrecruzamento dos veículos sem interferência com o tráfego que circula em frente;

Zona de entrada - Terminal de um ramo de ligação pelo qual o tráfego entra numa estrada;

Zona de saída - Terminal de um ramo de ligação pelo qual o tráfego sai de uma estrada.