



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	1 de 185

TÍTULO

NOTAS TÉCNICAS DE PROJETO GEOMÉTRICO

ÓRGÃO

DIRETORIA DE ENGENHARIA

PALAVRAS-CHAVE

Notas técnicas. Projeto. Geométrico.

APROVAÇÃO

PROCESSO

PR 010988/18/DE/2006

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

AASHTO. **A Policy on Geometric Design of Highways and Streets**. Washington DC, American Association of Highway and Transportation Officials, 2004. 896 p.

DNER. **Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, Divisão de Capacitação Tecnológica. Rio de Janeiro, 1999, 195 p.

OBSERVAÇÕES

REVISÃO	DATA	DISCRIMINAÇÃO



ÍNDICE

1	RESUMO	4
2	OBJETIVO.....	4
3	BREVE HISTÓRICO DO DESENVOLVIMENTO DO PROJETO GEOMÉTRICO DE VIAS RURAIS E URBANAS	4
	3.1 Início do Século 20.....	4
	3.2 Evolução dos Princípios e Critérios de Projeto Geométrico a partir de 1930.....	5
4	CONCEITOS SOBRE CLASSIFICAÇÃO FUNCIONAL E CLASSES DE PROJETO	7
	4.1 Generalidades	7
	4.2 Tipos de Classificação Viária.....	8
	4.3 Classificação Funcional das Vias.....	8
	4.4 Classificação Técnica das Vias	14
	4.5 Relação entre Classe Funcional e Classe de Projeto.....	17
5	CONCEITOS RELEVANTES RELACIONADOS COM AS VELOCIDADES DE PROJETO E DE OPERAÇÃO	18
	5.1 Aspectos Gerais.....	18
	5.2 Velocidade de Projeto	21
	5.3 Velocidade Operacional	22
6	VEÍCULOS DE PROJETO.....	27
	6.1 Aspectos Gerais.....	27
	6.2 A Seleção do Veículo de Projeto.....	28
	6.3 Veículos de Projeto Representativos de Diferentes Classes da Frota Circulante	29
	6.4 Programas Computacionais de Simulação de Manobras de Giro	47
	6.5 Limites de Pesos e Dimensões para a Circulação de Veículos	48
	6.6 Combinações de Veículos de Carga.....	48
	6.7 A Consideração da Poluição Causada pelos Veículos no Desenvolvimento do Projeto da Via.....	50
7	DISTÂNCIAS DE VISIBILIDADE	51
	7.1 Aspectos Gerais.....	51
	7.2 Distância de Visibilidade de Parada (DVP).....	53
	7.3 Distância de Visibilidade de Ultrapassagem (DVU).....	62
	7.4 Distância de Visibilidade para Tomada de Decisão (DVTD).....	70
	7.5 Verificação da Distância de Visibilidade Disponível ao Longo da Rodovia.....	72
8	RAIO MÍNIMO DE CURVATURA HORIZONTAL.....	79
	8.1 Considerações Gerais	79
	8.2 Considerações sobre os Valores Adotados para os Parâmetros de Determinação do Raio Mínimo de Curvatura Horizontal.....	81
9	CURVAS DE TRANSIÇÃO	90
	9.1 Conceituação Básica	90
	9.2 Características Geométricas Adequadas para as Curvas de Transição	91
	9.3 Elementos Principais e Equações de Cálculo das Curvas de Transição	94
	9.4 Máximos Raios de Curvatura para Utilização de Curva de Transição	100



9.5	Valores-limite para o Parâmetro e o Comprimento da Clotóide com Base em Aspectos Relacionados à Percepção Ótica do Motorista e de Natureza Estética.....	101
9.6	Fixação de Valores Mínimos Admissíveis para o Comprimento da Clotóide com Base no Critério de Conforto	103
9.7	Comprimento Desejável para a Curva de Transição	105
9.8	Comprimento da Espiral de Transição Fixado com Base na Transição da Superelevação.....	106
10	SUPERELEVÇÃO PARA RAIOS MAIORES QUE R_{min}	108
11	DECLIVIDADE MÁXIMA DE RAMPA	115
12	CURVAS DE CONCORDÂNCIA DO ALINHAMENTO VERTICAL	117
12.1	Considerações Gerais	117
12.2	Elementos de Cálculo das Curvas Verticais Parabólicas do 2o Grau	120
12.3	Critérios para a fixação de valores mínimos para o comprimento das curvas verticais	123
12.4	Considerações Gerais sobre a Fixação de Valores Mínimos para o Comprimento das Curvas Verticais.....	136
13	COORDENAÇÃO ENTRE OS ALINHAMENTOS HORIZONTAL E VERTICAL	137
13.1	Considerações Gerais	137
13.2	Recomendações Gerais para Coordenação dos Alinhamentos Horizontal e Vertical da Via	137
13.3	Exemplos de Boas Práticas de Combinação de Alinhamentos e de Práticas a Serem Evitadas	139
13.4	Exemplos de Diferentes Vistas em Perspectiva e Sua Aplicação na Análise da Combinação dos Alinhamentos Horizontal e Vertical.....	143
14	ELEMENTOS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA RODOVIA	147
14.1	Introdução.....	147
14.2	Faixas de Rolamento	147
14.3	Superlargura	149
14.4	Acostamentos	160
14.5	Caimento da Seção Transversal	162
14.6	Canteiro Central	165
14.7	Taludes	168
14.8	Dispositivos de Proteção ao Tráfego de Veículos.....	169
15	CONCEITOS SOBRE CONSISTÊNCIA DE TRAÇADO	175
16	TEMAS RELEVANTES E TENDÊNCIAS ATUAIS E FUTURAS DE PESQUISA NA ÁREA DE PROJETO GEOMÉTRICO.....	182
17	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	184



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	4 de 185

1 RESUMO

Este documento contém conceitos, diretrizes, critérios, recomendações e considerações complementares à instrução para elaboração de projetos geométricos, IP-DE-F00/001, do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER/SP.

2 OBJETIVO

A instrução de projeto IP-DE-F00/001 contém as principais orientações a serem observadas na elaboração de projetos geométricos para o DER/SP, nas seguintes situações:

- estudos preliminares de traçado e projetos funcionais;
- projeto de engenharia para implantação de rodovias;
- projeto de engenharia para recuperação de rodovias implantadas;
- projeto de engenharia para duplicação de rodovias.

Embora a mencionada instrução apresente recomendações, critérios e parâmetros a serem adotados na elaboração de projetos geométricos de sistemas rodoviários, é conveniente que aqueles que atuam no desenvolvimento de tais projetos tomem conhecimento de determinados conceitos que embasam a adoção dos parâmetros e critérios recomendados, bem como de explanações mais aprofundadas e indicações sobre tendências atuais em certos temas.

Tais tipos de informação, entretanto, não caberiam em uma instrução de projeto, cujo objetivo essencial é definir os padrões a serem adotados no âmbito dos projetos desenvolvidos para o DER/SP. Optou-se, assim, pela elaboração do presente volume, intitulado “Notas Técnicas de Projeto Geométrico”, cujo objetivo é a apresentação de aspectos conceituais e explanações complementares à instrução de projeto correspondente a esta disciplina.

Os tópicos abordados são apresentados na mesma seqüência em que são mencionados na referida instrução de projeto.

Ressalte-se que, dado o efeito das características geométricas da via sobre as suas condições de operação, recomenda-se a consulta da instrução de projeto de estudos de tráfego, especialmente no que se refere aos conceitos de capacidade da via e de níveis de serviço.

3 BREVE HISTÓRICO DO DESENVOLVIMENTO DO PROJETO GEOMÉTRICO DE VIAS RURAIS E URBANAS

3.1 Início do Século 20

No início do século 20, os veículos de tração animal raramente excediam 13 km/h. A velocidade não era um fator de projeto importante e as curvas eram projetadas em grande parte como concordâncias bruscas ou fechadas entre longas tangentes.

Antes da invenção dos automóveis, o traçado evitava aclives longos e íngremes de forma a reduzir a resistência ao movimento e tirar melhor proveito da capacidade de tração dos animais. Em razão das baixas velocidades de circulação, a distância de visibilidade também



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	5 de 185

não era um critério de projeto importante; além disso, visando a drenagem rápida da via a seção transversal em curvas era sempre coroada.

As principais considerações de projeto para o alinhamento horizontal eram o comprimento e as características de mobilidade dos veículos, especialmente em curvas. As curvas de transição eram pioneiramente usadas apenas nas ferrovias, inicialmente concebidas como uma sucessão de 2 ou 3 curvas circulares com raios crescentes ou decrescentes e posteriormente com a utilização da parábola cúbica e da espiral de Euler, denominada clotóide. Dentre as primeiras publicações que relataram o uso da espiral em traçados ferroviários, podem ser destacadas, nos Estados Unidos, *Railroad Alignment* por Eliot Holbrook na *Railroad Gazette* (1880) e *The Railroad Spiral* por W. H. Searles (1882), e, na Alemanha, *Theory of the Alignment* por Launhardt (1887).

As vias destinadas a veículos de tração animal começaram a ser adaptadas para circulação de veículos automotores à medida que estes passaram a ser fabricados em maior escala.

O primeiro congresso internacional de rodovias foi realizado em Paris em 1908, produto do esforço conjunto de 30 países; os princípios fundamentais de projeto geométrico de vias de transporte começaram a ser discutidos em textos técnicos de engenharia por volta de 1912 nos EUA.

Em 1920, os EUA já contavam com uma frota de 7 milhões de veículos em circulação, dos quais 1,5 milhões foram produzidos apenas naquele ano. Com isso, o campo da engenharia rodoviária passou a ganhar cada vez mais importância. Durante o quarto congresso internacional de rodovias, realizado em 1923, foram discutidos temas como fiscalização policial, regras e regulamentação de tráfego, e a fixação de limites de velocidade.

O crescimento expressivo da demanda por veículos automotores conduziu a uma série de medidas de engenharia para o projeto de curvas, curvas de transição, alinhamento vertical, taxas de superelevação, elementos da seção transversal e requisitos para a drenagem da via. Tais medidas de engenharia iriam se constituir mais tarde na base para os manuais de projeto de diversos países.

3.2 Evolução dos Princípios e Critérios de Projeto Geométrico a partir de 1930

No início da década de 30, vários países passaram a projetar e construir vias rurais e urbanas destinadas exclusivamente a veículos automotores. Na época, os próprios construtores ou autoridades rodoviárias estabeleceram princípios e critérios específicos de traçado para a construção de cada rodovia importante.

Alguns marcos notáveis foram a introdução do conceito de velocidade de projeto, apresentado pela primeira vez nos EUA em 1930, e a publicação na Áustria, em 1935, do primeiro manual rodoviário, intitulado *Guidelines of Modern Roads with Mixed Traffic*.

Os anos seguintes foram marcados por grandes avanços. O primeiro manual da Alemanha, *Preliminary Guidelines for the Design of Rural Roads – RAL*, foi publicado em 1937. Em 1940, a então *American Association of State Highway Officials – AASHO* publicou sete documentos estabelecendo formalmente as premissas e critérios que passaram a constituir o primeiro manual abordando aspectos específicos do projeto geométrico de rodovias. Em



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	6 de 185

1943, a publicação *Building Instructions for National Autobhnen* - BAURAB TG estabeleceu instruções de projeto e princípios de alinhamento para vias expressas na Alemanha.

Com base no manual publicado em 1937 e no BAURAB TG, as versões modernas de manuais de projeto geométrico começaram a ser desenvolvidas na Alemanha a partir do ano de 1959; tais versões vêm sendo atualizadas e complementadas naquele país ao longo das últimas décadas.

O manual da AASHO de 1940 foi atualizado e complementado em 1954, 1965 e 1971; desde então vem também sendo revisado e complementado pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* - AASHTO, com as publicações de 1984, 1990, 1994 e 2004. Muitos de seus critérios estão baseados em leis da Física e em hipóteses e premissas conservadoras assumidas para o motorista, o veículo e a via. Embora algumas premissas tenham mudado em versões mais recentes do manual da AASHTO, a maior parte dos modelos básicos considerados continua igual à da versão de 1940.

É interessante destacar que, já em 1946, uma comparação entre os critérios estabelecidos nos EUA e na Inglaterra revelava uma diferença básica na elaboração de projetos. A AASHO estabelecia uma velocidade de projeto a ser aplicada à totalidade do traçado da rodovia planejada, enquanto as normas inglesas salientavam adicionalmente que a velocidade ao longo do traçado, por ser afetada pelos parâmetros geométricos e pelas condições do entorno da via, não é constante e que, portanto, o motorista deve ajustar sua velocidade de acordo com a geometria do trecho já percorrido e com as características geométricas da curva adiante a ser percorrida.

Em 1976, realizou-se em Helsingoer, na Dinamarca, um simpósio organizado pelo *Office of Economic and Cultural Development* - OECD, sob o título *Methods for Determining Geometric Design Standards*. Este evento visou proporcionar aos pesquisadores e profissionais da área a oportunidade de trocar experiências e idéias acerca de como o projeto geométrico da via está relacionado com a segurança do tráfego, economia, impactos ambientais e consumo de energia.

Nos últimos dez anos foram realizados três importantes Simpósios Internacionais de Projeto Geométrico: o primeiro deles em 1995 em Boston (EUA), o segundo em 2000 em Mainz (Alemanha) e o terceiro em 2005 em Chicago (EUA). Todos tiveram como objetivo básico estimular a melhoria das práticas de projeto geométrico em termos mundiais, através da apresentação e discussão das mais recentes pesquisas desenvolvidas na área, bem como do relato das atualizações e complementações que vem sendo realizadas em normas e instruções de projeto de diversos países

No Brasil, os primeiros textos técnicos e instruções de projeto para o projeto geométrico de rodovias surgiram nos anos 40 e 50, baseados, em sua maioria, em traduções de publicações estrangeiras. As Portarias n.º. 19 e 348 do Ministério da Viação e Obras Públicas, de 10/01/1949 e 17/04/1950, estabeleceram o primeiro conjunto de “Normas para o Projeto de Estradas de Rodagem”. Em 1957 a Editora Científica publicou a 1.ª edição do “Curso de Estradas – Estudos, Projetos e Locação de Ferrovias e Rodovias” de M. Pacheco de Carvalho.

Os primeiros manuais de abrangência nacional surgiram nos anos 70. Dentre estas



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	7 de 185

publicações destacam-se o Manual de Projeto de Engenharia Rodoviária e as Instruções para o Projeto Geométrico de Rodovias Rurais, publicados pelo extinto DNER respectivamente em 1974 e 1979. A versão mais recente e difundida de tais publicações é o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾, que foi editado pelo DNER em 1999. Dentre outras várias publicações deste órgão, destacam-se as Instruções, Critérios e Normas integrantes dos Manuais de Serviços de Consultoria para Estudos de Projetos Rodoviários, de 1978. Estas publicações sofreram poucas atualizações e complementações nas últimas décadas. Mais recentemente, em 2005, o DNIT, através do Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, publicou o Manual de Projeto de Interseções⁽²⁾.

O DER/SP foi um dos órgãos pioneiros a estabelecer e difundir critérios e parâmetros de projeto para rodovias rurais, tendo publicado na década de 60 um compêndio com tradução e adaptação de normas americanas e francesas para o projeto de auto-estradas, elaborado por equipe de técnicos que integrou a Comissão CMG-44. Embora se destinasse ao uso interno e exclusivo dos engenheiros do Departamento, esta publicação tornou-se uma das principais fontes de consulta da época. Em 1972 o DER/SP publicou o Manual de Projeto para a Construção do Anel Rodoviário de São Paulo⁽³⁾, que passou a ser uma das referências de maior abrangência e destaque da engenharia rodoviária na ocasião.

Ao longo dos últimos 60 anos, vários países adaptaram, refinaram e atualizaram seus manuais e instruções para refletir as condições prevalentes em nível nacional e também as suas experiências de operação. A velocidade de projeto continua sendo um parâmetro referencial básico do projeto dos alinhamentos da via, mas atualmente já há novos conceitos acerca de como esta deve ser selecionada e aplicada. Vários países já reconheceram a necessidade de que a velocidade de projeto esteja mais diretamente relacionada com o comportamento real dos motoristas e que sejam feitas verificações das velocidades operacionais previstas de ocorrerem ao longo do traçado.

4 CONCEITOS SOBRE CLASSIFICAÇÃO FUNCIONAL E CLASSES DE PROJETO

4.1 Generalidades

O planejamento dos transportes está associado às necessidades de locomoção de pessoas e mercadorias entre regiões ou através de aglomerados urbanos, utilizando vias de circulação e meios adequados. Nos estudos de planejamento, é fundamental considerar aspectos relacionados ao crescimento populacional, ao crescimento da frota de veículos e à vinculação das vias de circulação com o uso e ocupação do solo no seu entorno.

O planejamento visa à expansão de meios urbanizados, bem como o desenvolvimento de áreas rurais, mantendo a integridade e a estabilidade das comunidades e de suas vizinhanças através dos controles adequados de uso do solo, da provisão de novas vias e meios de transporte, bem como da adequada previsão de melhorias que devem ser realizadas na rede existente.

Nos estudos de implantação ou de melhorias em vias urbanas e rurais, diversos tipos de classificação são necessários para a comunicação entre engenheiros, administradores e demais profissionais envolvidos num planejamento amplo, de âmbito municipal, estadual ou federal.



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	8 de 185

São adotados diferentes esquemas de classificação com diferentes propósitos em áreas urbanas e rurais, acarretando, como conseqüência, variadas classificações estabelecidas em países, estados ou municípios.

4.2 Tipos de Classificação Viária

A classificação viária tem como objetivos gerais o planejamento do desenvolvimento físico da rede viária, a definição da responsabilidade institucional nos níveis federal, estadual ou municipal, o estabelecimento de bases para programas de diferentes alcances, e a priorização de melhorias. Dentro destes objetivos, as classificações usualmente adotadas são: administrativa, funcional e técnica.

A classificação administrativa é utilizada para indicar os níveis de responsabilidade governamental sobre as vias integrantes de uma rede ou de um sistema. Tal tipo de classificação indica a relação da rodovia com entidades, programas ou fundos a que está vinculada sob o aspecto técnico, de financiamento etc. Embora este tipo de classificação seja importante no planejamento e nas etapas de operação da via, não guarda relação direta com o projeto geométrico, e depende mais de aspectos institucionais do que técnicos propriamente ditos.

A classificação funcional depende da posição hierárquica ocupada pela via dentro da rede viária. Tal posição está diretamente relacionada ao porte das localidades servidas, aos volumes de tráfego e à distancia média de viagem, ou seja, vias que atendem localidades de maior porte, com maiores volumes e permitindo maiores distâncias ocupam posição hierárquica mais elevada.

A classificação técnica diz respeito ao padrão a que devem obedecer as características técnicas da via, a ser levado em conta na elaboração de seu projeto. As principais características geralmente consideradas são aquelas que se relacionam diretamente com a operação do tráfego.

4.3 Classificação Funcional das Vias

Inicialmente, para tratar da classificação funcional, é importante observar que os deslocamentos de forma geral são realizados em diferentes estágios, podendo ser identificada uma hierarquia dos movimentos, baseada nos volumes de tráfego envolvidos. Tanto o antigo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER, atual Departamento de Infraestrutura de Transportes – DNIT, como a *American Association of Highway and Transportation Officials* – AASHTO caracterizam em seus manuais ⁽¹⁾ ⁽⁴⁾ estágios distintos na realização de uma viagem.

De acordo com o modelo hipotético conceituado em tais publicações, considera-se que os deslocamentos envolvem fases de acesso, captação, distribuição, transição e movimento principal, devendo-se destacar que nem todas as viagens envolvem necessariamente todos estes estágios, podendo eventualmente ser eliminadas etapas intermediárias. De qualquer forma, cada um dos estágios de uma viagem típica deve ser atendido por uma via com características específicas para sua função, conforme caracterizado em uma viagem hipotética ilustrada na Figura 4.1 a seguir.

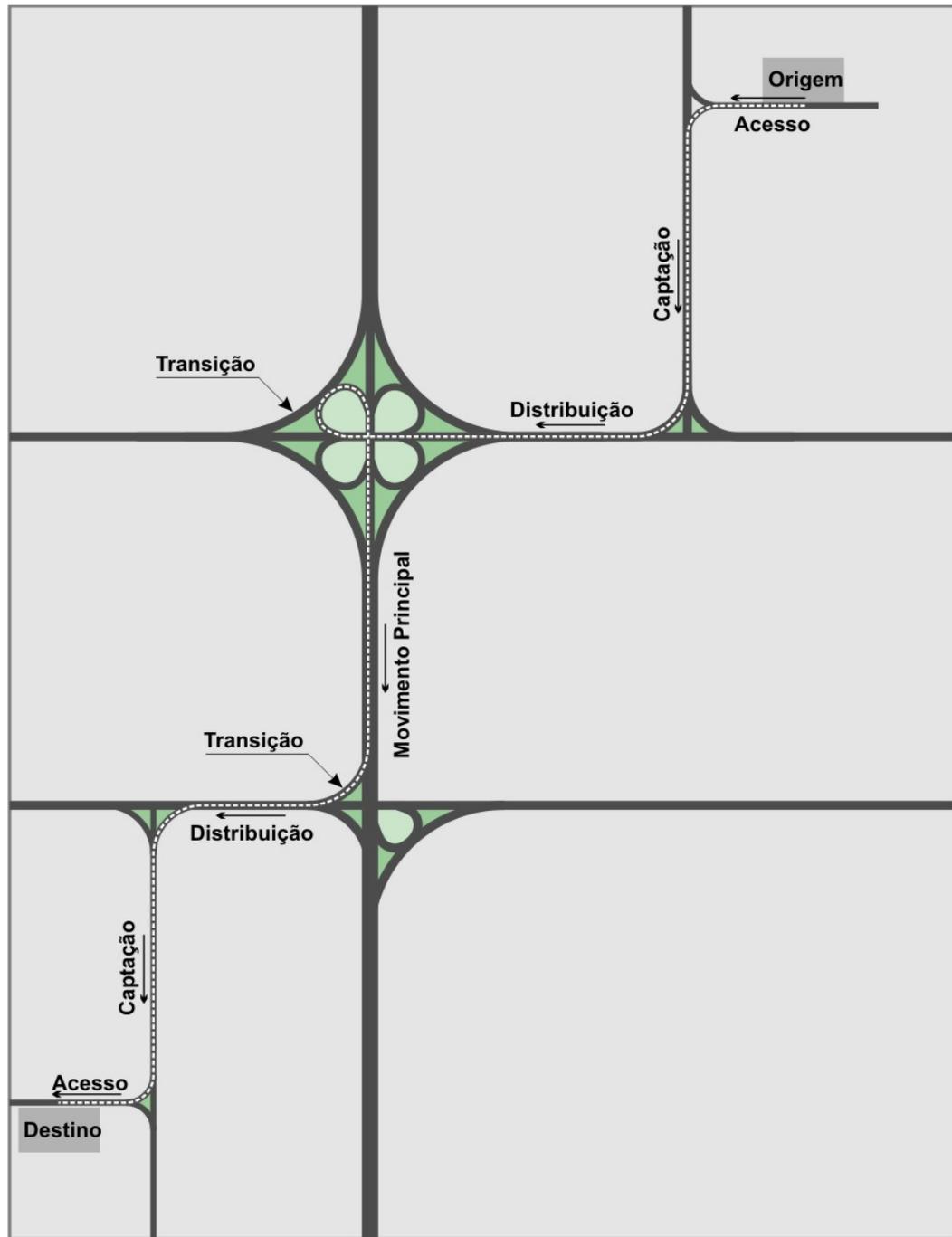


Figura 4.1 – Estágios de uma Viagem Hipotética

Do ponto de vista hierárquico, as vias destinadas ao movimento principal ocupam posição mais elevada, na medida em que atendem e devem proporcionar mobilidade a maiores volumes de tráfego. As vias associadas às demais etapas dos deslocamentos devem ocupar posições sucessivamente inferiores, restando no outro extremo as vias destinadas ao acesso e à etapa final das viagens.

Assim, cada um dos estágios de deslocamento está associado a um determinado tipo de via, ou mais especificamente a uma determinada função da via. As vias locais, por exemplo, têm



como prioridade o acesso e estão relacionadas a esta fase. Por outro lado, as vias arteriais principais têm como prioridade o deslocamento ou a mobilidade e são destinadas aos movimentos principais.

O conflito entre proporcionar deslocamentos diretos e atender às necessidades de acesso às propriedades, acesso este requerido na origem e no destino de cada viagem, torna necessário estabelecer diferentes gradações para os níveis de mobilidade e acessibilidade para os vários tipos funcionais de via. Desta forma, cada via integrante de uma rede viária tem uma função específica caracterizada pela relação entre os níveis de mobilidade e de acessibilidade que ela proporciona ao tráfego.

A Figura 4.2, a seguir, baseada na publicação do DNER anteriormente mencionada, ilustra esquematicamente as relações entre os níveis de mobilidade e acessibilidade associados às diferentes classes funcionais.

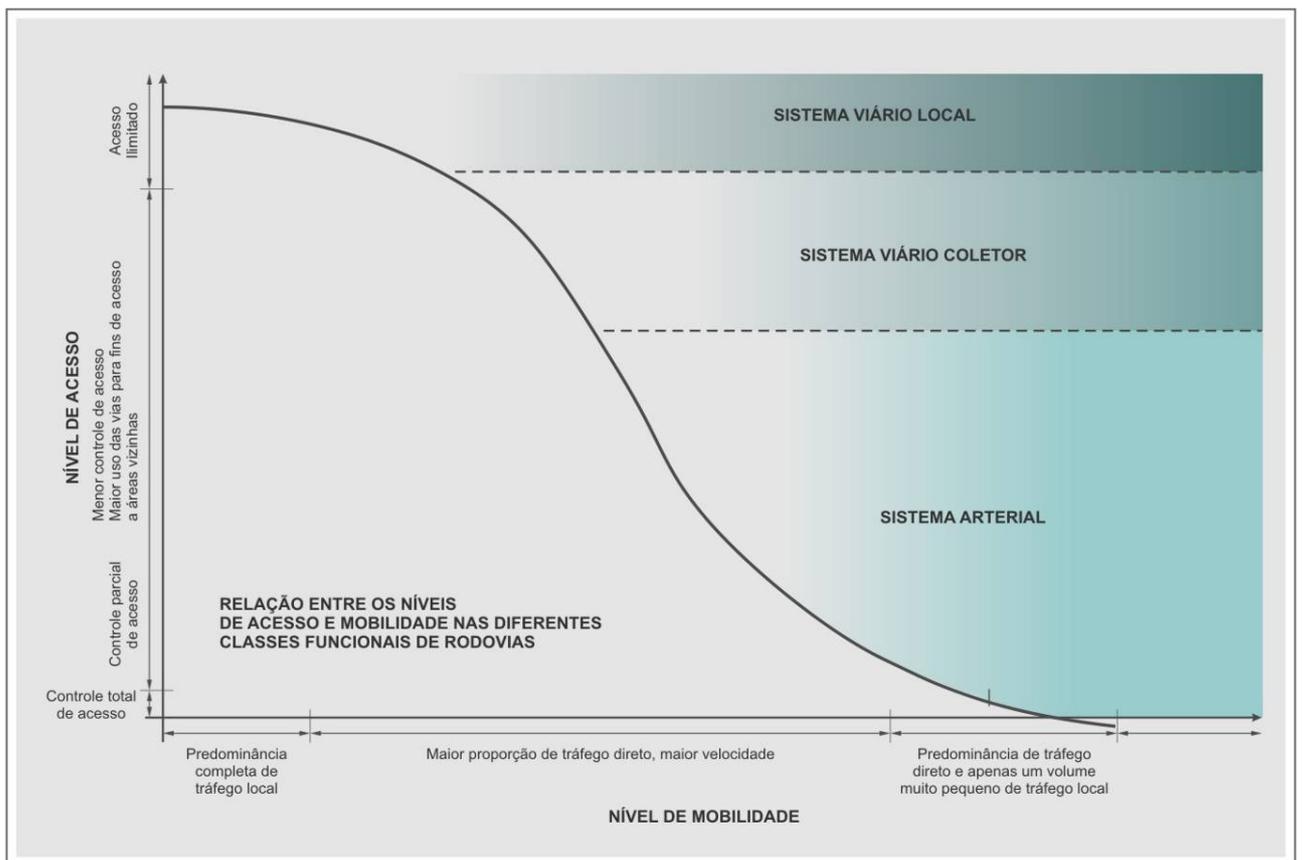


Figura 4.2 – Relação entre os Níveis de Mobilidade e de Acessibilidade nas Diferentes Classes de Rodovias

Analisando esta figura, é possível observar que o atendimento de diferentes funções torna desejáveis diversas características físicas e operacionais para as diferentes classes.

No sistema arterial, por exemplo, para se atingir um nível máximo de mobilidade é importante que haja controle de acesso, eliminando as operações típicas de velocidades reduzidas, como manobras de acesso a propriedades e de estacionamento; neste caso, a velocidade é um fator essencial a ser considerado. Por outro lado, no sistema local deve-se buscar condições típicas para garantir acessibilidade e circulação de pedestres, associadas a



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	11 de 185

baixa velocidade dos veículos.

Embora ambas as funções sejam importantes à realização de qualquer viagem, percebe-se que a priorização de uma delas ocorre sempre em detrimento da outra. Um grau elevado de mobilidade é incompatível com um grau elevado de acessibilidade justamente porque estes aspectos envolvem operação em condições bastante distintas. Assim, cada classe funcional está associada a uma determinada proporção na relação entre as funções de mobilidade e acessibilidade.

Além desta distinção puramente funcional, também é importante levar em conta as características de uso e densidade de ocupação da região atravessada pela rodovia e mais particularmente do seu entorno imediato, considerando a sua localização em áreas rurais ou urbanas de forma a assegurar, no desenvolvimento do projeto, o foco adequado quanto às necessidades de mobilidade e acessibilidade.

Para realizar esta distinção, é interessante tomar como referência as indicações contidas nos manuais da AASHTO e do DNER ⁽¹⁾(4). Tais órgãos consideram que áreas urbanas são locais mais densamente povoados, com população acima de 5000 habitantes, situados dentro de limites estabelecidos pelas autoridades responsáveis. Fora desses limites têm-se as áreas rurais.

Levando em conta os aspectos funcionais, as rodovias rurais brasileiras podem ser enquadradas em três sistemas:

- sistema arterial, subdividido em principal e secundário: o primeiro é utilizado para viagens internacionais e inter-regionais, enquanto o segundo para viagens interestaduais e viagens não servidas por sistema de nível superior;
- sistema coletor, que atende o tráfego intermunicipal e centros geradores de tráfego de menor vulto não servido pelo sistema arterial;
- sistema local, composto por rodovias de pequena extensão que proporcionam acesso ao tráfego intra-municipal de áreas rurais e de pequenas localidades às rodovias de nível superior.

A Tabela 4.1 apresenta as características gerais de cada uma destas classificações e de suas subclassificações. A Tabela 4.2, originalmente apresentada nas Normas para a Classificação Funcional de Vias Urbanas⁽⁵⁾, é inserida na seqüência e indica características desejáveis para as vias das diversas classes funcionais, inclusive no que se refere às interseções necessárias.



Tabela 4.1 – Síntese das Características dos Sistemas Funcionais das Rodovias

Sistemas funcionais		Função básicas	Espaçamento
Sistema arterial	principal	Trânsito internacional e inter-regional. Grande mobilidade. Sistema contínuo na região. Conexão com rodovias similares em regiões vizinhas. Conectar as cidades com população acima de 150000 habitantes e as capitais.	Controlado pela localização das cidades e regiões conectadas por estas rodovias.
	primário	Trânsito inter-regional e interestadual. Mobilidade. Sistema contínuo em combinação com o sistema principal. Conectar cidades com população acima de 50000 habitantes.	Estabelecido de forma a não duplicar os serviços das rodovias arteriais principais.
	secundário	Trânsito interestadual e intra-estadual. Mobilidade. Sistema contínuo combinado com os sistemas arteriais principal e primário. Conectar cidades com população acima de 10000 habitantes.	Estabelecido de forma a não duplicar os serviços das rodovias arteriais principais
Sistema coletor	primário	Trânsito intermunicipal. Mobilidade e acesso. Sistema contínuo combinado com o sistema arterial. Alimentador do sistema arterial. Conectar cidades com população acima de 5000 habitantes	Estabelecido de acordo com a distribuição e concentração populacional
	secundário	Trânsito intermunicipal. Acesso e mobilidade. Alimentador dos sistemas de mais alta função. Conectar cidades com população acima de 2000 habitantes e as sedes municipais. Atender às grandes áreas de baixa densidade populacional.	Não duplicar serviços
Sistema local		Trânsito intra-municipal. Deve proporcionar principalmente acesso. Pode sofrer descontinuidade mas não ser isolado do resto da rede.	Estabelecido de acordo com a distribuição e concentração populacional



INSTRUÇÃO DE PROJETO (CONTINUAÇÃO)

Tabela 4.2 - Características Desejáveis para as Diversas Classes Funcionais de Vias

Características de Projeto e Controle	Sistema Arterial Primária		Sistema Arterial Principal Via Expressa Secundária		Vias Arteriais Primárias		Sistema Arterial Secundário		Sistema de Vias Coletoras		Sistema de Vias Locais	
	Via Expressa Primária	Via Expressa Secundária	Total ou parcial	Parcial ou livre	Desnível ou nível							
Controle de acesso	Total		Total ou parcial	Parcial ou livre								
	Desnível	Via expressa primária	Desnível	Desnível	Desnível ou travessia sem conexão							
	Desnível	Via expressa secundária	Desnível	Desnível ou nível								
Interseções	Desnível	Via arterial primária	Desnível ou nível									
	Desnível ou travessia sem conexão	Sistema arterial secundário	Nível									
Sistema de vias coletoras	Travessia sem conexão ou bloqueio		Nível ou bloqueio	Nível								
	Bloqueio	Sistema de vias locais	Bloqueio	Nível								
Controle de tráfego nas interseções	Total (desnível)		Quando parcial: semáforos; placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos; placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos; placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos; placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos; placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos; placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos; placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos; placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos; placas de parada nas vias menores	Quando parcial: semáforos; placas de parada nas vias menores
Acesso às propriedades adjacentes	Nenhum		Nenhum ou restrito	Restrito	Restrito	Restrito	Restrito ou livre	Restrito	Restrito	Restrito	Restrito	Restrito
Treatmento dos acessos às interseções	Ramos		Ramos ou canalização do tráfego	Quando em nível normal ou alargado	Normal ou alargado	Normal ou alargado	Normal ou alargado	Normal	Normal	Normal	Normal	Normal
Vias marginais	Onde necessário		Onde necessário	Normalmente não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não	Não
Canteiro central	Sempre		Sempre	Onde possível	Normalmente não							
Cruzamento de pedestres	Passarela		Faixa zebraada ou passarela	Faixa zebraada								
Estacionamento	Não permitido		Não permitido	Controlado								
Acostamento	Sempre com largura total		Sempre com largura total ou parcial	Normalmente nenhum ou faixa de estacionamento	Nenhum							



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	14 de 185

4.4 Classificação Técnica das Vias

Embora a análise das funções a serem desempenhadas pelas vias e a sua conseqüente classificação funcional sejam de extrema importância, a elaboração de projetos de engenharia ainda exige definições mais precisas do ponto de vista técnico.

Dentro deste contexto, são definidas cinco classes de projeto, numeradas com a mesma designação adotada pelo DNER, ou seja, de 0 a IV; quanto mais baixa a numeração, mais elevado o padrão de operação e, conseqüentemente, maiores as exigências para a via em questão.

4.4.1 Condicionantes Importantes na Classificação Técnica de Vias

O tráfego, cujo atendimento constitui a principal finalidade da via, é um dos elementos fundamentais a considerar. Em geral, adota-se, como critério para a classificação técnica, o volume de tráfego projetado de utilizar a via no 10º ano após sua abertura. Em casos específicos, a composição do tráfego pode influenciar a classificação técnica.

A classe funcional de uma via, que também é condicionada pelo tráfego, tem influência sobre a classificação técnica, conforme caracterizado na Tabela 4.3 apresentada mais adiante. Assim, a um nível hierárquico superior devem corresponder características técnicas superiores, mesmo que não sejam absolutamente indispensáveis sob o ponto de vista de tráfego.

O fator econômico, representado pelo custo de construção, também é importante. O custo é influenciado por vários fatores, mas fundamentalmente pelo relevo da região, na medida em que condições extremas podem requerer adaptações específicas das características técnicas.

Não é usual estabelecer um critério rígido e preciso para efetuar a classificação do relevo do terreno. Procura-se, no entanto, fazer o enquadramento do relevo em categorias básicas convencionadas levando em conta não só as inclinações naturais do terreno, às quais estão associadas maiores ou menores dificuldades de construção da rodovia, mas também as condições de visibilidade que resultarão para os motoristas quando utilizarem a via nos locais estudados. A AASHTO indica, em *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾, uma referência usualmente utilizada para tal enquadramento; o mesmo critério é adotado pelo DNER e resumido a seguir:

- Terreno plano: condição em que as distâncias de visibilidade, resultantes das restrições horizontais e verticais, são em geral longas ou podem ser impostas para serem longas sem grandes dificuldades construtivas ou custos relevantes.
- Terreno ondulado: condição em que as variações predominantes do relevo alternam-se naturalmente para cima e para baixo do greide da via, onde apenas eventuais declividades íngremes oferecem alguma restrição aos alinhamentos horizontal e vertical normais da via.
- Terreno montanhoso: condição onde as alterações longitudinais e transversais do relevo em relação à via são abruptas, levando inclusive em muitos casos a escavações laterais para a obtenção de visibilidade a fim de que se obtenham alinhamentos horizontais e verticais aceitáveis.



4.4.2 Classes de Projeto

O Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾ traz uma descrição detalhada das diversas classes de projeto. As características principais destas classes são sintetizadas na Tabela 4.3 a seguir.

Cabe ressaltar alguns critérios complementares para o enquadramento de uma rodovia especificamente na Classe Zero, relacionados na publicação mencionada:

- quando a função absolutamente preponderante for de mobilidade, em detrimento da acessibilidade;
- quando a interferência entre fluxo direto e atividades em propriedades lindeiras ou áreas vizinhas à faixa de domínio causarem atritos indesejáveis sob os aspectos operacionais e de segurança;
- quando a rodovia for um trecho ou parte de um conjunto de rodovias, para as quais optou-se pela adoção de categorias uniformes e que atendem às condições que justificam o enquadramento na Classe Zero.

Tabela 4.3 – Síntese das Características das Classes de Projeto de Rodovias

Classificação Técnica	Características Gerais	Crítérios de Enquadramento na Classe de Projeto Considerada
Classe Zero	<ul style="list-style-type: none">- Pista dupla- Padrão técnico mais elevado- Características de via expressa- Controle total de acesso	<p>Quando o volume de tráfego no 10º ano após abertura resulta, para uma rodovia de pista simples, em:</p> <ul style="list-style-type: none">▪ Nível de Serviço (NS) inferior ao nível C para relevo plano ou levemente ondulado, o qual corresponde a:<ul style="list-style-type: none">- VDM > 5500 para região plana com excelentes condições de visibilidade, ou- VDM > 1900 para região levemente ondulada com más condições de visibilidade▪ NS inferior ao nível D em caso de relevo fortemente ondulado ou montanhoso, o qual corresponde a:<ul style="list-style-type: none">- VDM > 2600 para relevo fortemente ondulado ou montanhoso com condições excelentes de visibilidade, ou- VDM > 1000 para relevo montanhoso com más condições de visibilidade
Classe I - A	<ul style="list-style-type: none">- Pista dupla- Controle parcial de acesso	<p>Caso de rodovia arterial com grande demanda de tráfego, em condições semelhantes às descritas para a Classe Zero, mas que permite maior tolerância no que diz respeito às interferências causadas por acessos mais freqüentes.</p> <p>Volumes de tráfego atendidos são da mesma ordem de grandeza da Classe Zero, mas sofrendo alguma redução por interferência mais freqüente de acessos.</p>

/continua



/continuação

Classificação Técnica	Características Gerais	Crterios de Enquadramento na Classe de Projeto Considerada
Classe I - B	- Pista simples de elevado padrão	<p>Deve atender volume de tráfego no 10º ano após a abertura dentro dos seguintes limites:</p> <p>Limite inferior</p> <ul style="list-style-type: none">VDM > 1400 ou VHP > 200, que corresponde a:<ul style="list-style-type: none">Nível de Serviço C em relevo montanhoso com excelentes condições de visibilidadeNível de Serviço B em relevo plano com más condições de visibilidade <p>Limites superiores</p> <ul style="list-style-type: none">Nível de Serviço C para relevos planos e fortemente ondulados, que corresponde a:<ul style="list-style-type: none">VDM < 5500 para relevo plano com excelentes condições de visibilidadeVDM < 1900 para relevo levemente ondulado com más condições de visibilidadeNível de Serviço D para relevos montanhosos ou fortemente ondulados, que corresponde a:<ul style="list-style-type: none">VDM < 2600 para relevo fortemente ondulado com condições excelentes de visibilidadeVDM < 1000 para relevo montanhoso com más condições de visibilidade
Classe II	- Pista simples	<p>Deve atender volume de tráfego no 10º ano após a abertura dentro dos seguintes limites:</p> <p>Limite inferior</p> <ul style="list-style-type: none">VDM ≥ 700 com NS variando de A para o limite entre C ou D conforme condições locais <p>Limite superior</p> <ul style="list-style-type: none">VDM < 1400 com NS variando entre A e D conforme condições locais
Classe III	- Pista simples	<p>Deve atender volume de tráfego no 10º ano após a abertura dentro dos seguintes limites</p> <p>Limite inferior</p> <ul style="list-style-type: none">VDM > 300 com NS variando entre A e D conforme condições locais <p>Limite superior</p> <ul style="list-style-type: none">VDM < 700 com NS variando entre A e D conforme condições locais

/continua



/conclusão

Classificação Técnica	Características Gerais	Critérios de Enquadramento na Classe de Projeto Considerada
Classe IV - A	- Pista simples	Características para atendimento a custo mínimo no ano de abertura. Geralmente não pavimentada e fazendo parte do sistema local. No ano de abertura: $50 < VDM < 200$
Classe IV - B	- Pista simples	Características para atendimento a custo mínimo no ano de abertura. Geralmente não pavimentada e fazendo parte do sistema local. No ano de abertura: $VDM < 50$

- Notas: 1. VDM = Volume diário médio bi-direcional de tráfego misto
2. VHP = Volume horário de projeto bi-direcional

Às classes de projeto definidas na Tabela 4.3 correspondem as velocidades de projeto indicadas na Tabela 4.4 a seguir, em função do tipo de relevo predominante para a região da rodovia.

Tabela 4.4 – Velocidade de projeto em função da classe de projeto e do relevo

Classe de projeto	Velocidade de projeto (km/h)		
	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Classe 0	120	100	80
Classe I	100	80	60
Classe II	100	70	50
Classe III	80	60	40
Classe IV	80-60	60-40	40-30

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾

4.5 Relação entre Classe Funcional e Classe de Projeto

As classes de projeto são estabelecidas de forma compatível com as classes funcionais, conforme Tabela 4.5 a seguir.



Tabela 4.5 - Relação Geral entre as Classes Funcionais e as Classes de Projeto

Sistema	Classes funcionais	Classes de Projeto
Arterial	Principal	Classes Zero e I
	Primário	Classes I
	Secundário	Classes I e II
Coletor	Primário	Classes II e III
	Secundário	Classes III e IV
Local	Local	Classes III e IV

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾

5 CONCEITOS RELEVANTES RELACIONADOS COM AS VELOCIDADES DE PROJETO E DE OPERAÇÃO

5.1 Aspectos Gerais

As velocidades praticadas pelos condutores dependem de uma série de fatores relacionados às condições físicas e operacionais da via e seu entorno, às condições climáticas e de luminosidade, às condições do próprio motorista e, além disso, às características e estado do veículo.

As condições físicas da própria via estão associadas às características geométricas de sua seção transversal e dos seus alinhamentos horizontal e vertical, aos tipos e condições dos dispositivos de sinalização, ao tipo e condição do pavimento, aos tipos e condições dos dispositivos de drenagem etc.

As condições climáticas estão associadas à ocorrência de chuvas, neblina, névoa, calor intenso etc. e as de luminosidade especialmente associadas à realização da viagem em período diurno ou noturno. Tais condições estão associadas, portanto, a fatores que, de alguma maneira, podem afetar sensivelmente a forma de condução e a velocidade dos veículos.

As condições do motorista apresentam grande variabilidade e estão relacionadas à sua idade, ao seu estado físico e emocional, à extensão da viagem, à presença de acompanhantes, à familiaridade com a via, ao seu nível de obediência às leis do trânsito etc. A associação de tais aspectos leva a diferentes percepções, por parte do motorista, dos níveis adequados de segurança e quanto à forma de conduzir o veículo.

As características e condições gerais do veículo podem variar sob uma série de aspectos, como tipo básico, de passageiros ou comerciais, dimensões básicas, peso e distribuição da carga, idade e condições de manutenção, condições de desempenho, normalmente expresso em termos da relação peso/potência.

Finalmente, as condições operacionais da via estão associadas ao volume e à composição do tráfego existente, aos limites legais de velocidade fixados na via e à presença de dispositivos de controle como radares e fiscalização policial. Tais condições operacionais podem ser



sensivelmente influenciadas pelas condições de uso e ocupação do entorno imediato da via, condições estas associadas à localização de trechos ou de toda a extensão da via em área rural ou urbana, ou associadas ainda às interferências laterais vinculadas ao nível do controle de acesso à via.

A velocidade efetivamente praticada resulta, portanto, da conjugação de todos os fatores mencionados e da percepção que o condutor tem acerca destes. Por este motivo, diz-se que a velocidade é uma variável comportamental.

Com isto, mesmo que esteja sendo analisado apenas um local específico de uma via, é sempre possível traçar uma curva de distribuição das velocidades praticadas. Via de regra, esta curva segue a distribuição normal de Gauss, ou seja, com a mesma probabilidade de variação para mais ou para menos em relação ao valor médio, conforme caracterizado na Figura 5.1 a seguir.

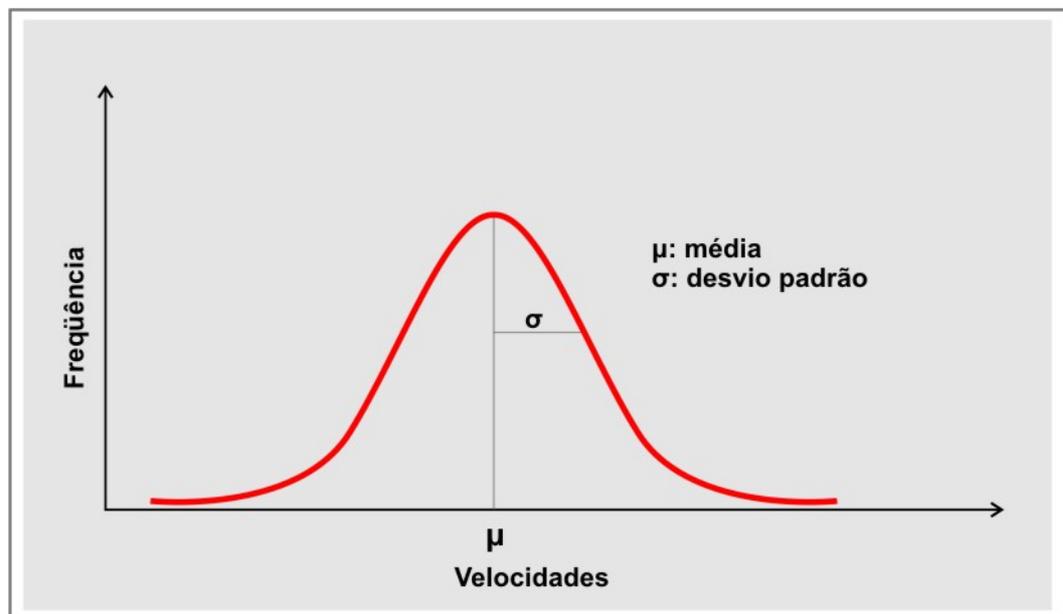


Figura 5.1 – Curva de Distribuição Normal

Deve-se salientar que a distribuição de velocidades em um trecho específico da via depende do volume de tráfego; quanto maior se torna o volume de tráfego tanto menor será o desvio padrão. Pode-se concluir que, na situação extrema de filas totais decorrentes de volumes de tráfego próximos da capacidade da via, o desvio padrão é praticamente nulo e a diferença entre as velocidades também tende a zero.

Sendo a velocidade uma variável comportamental, trata-se, do ponto de vista estatístico, de uma variável estocástica. Desta maneira, pode ser mais adequado analisá-la através de curvas de distribuição de frequência acumulada. Neste caso, resulta a curva representativa da Figura 5.2.

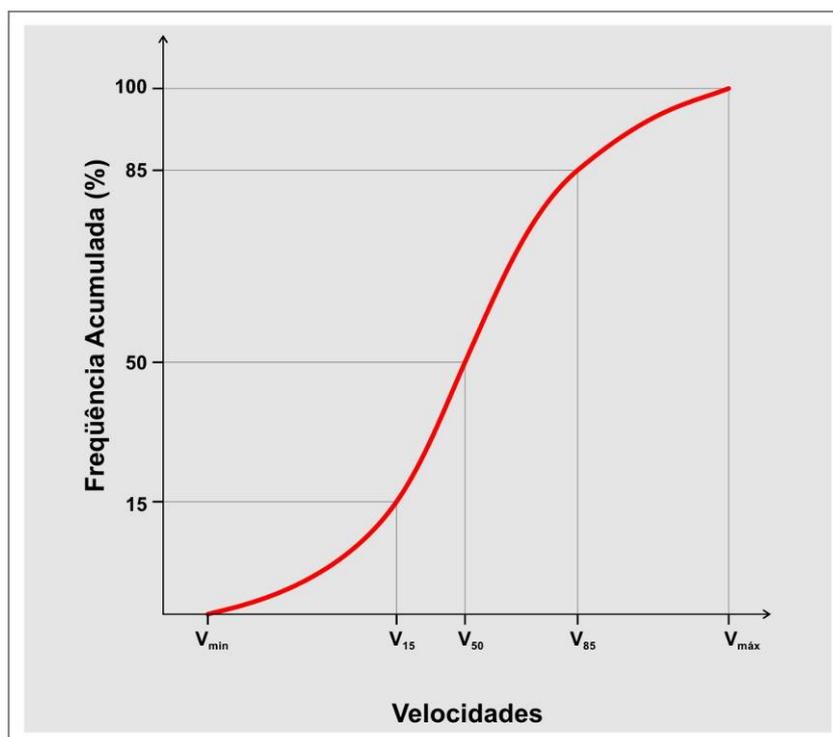


Figura 5.2 – Curva de Distribuição de Frequência Acumulada

A partir da curva de distribuição de frequência acumulada, obtida com base em velocidades instantâneas medidas em determinadas seções da via, pode-se determinar certas velocidades consideradas típicas e que são utilizadas em diferentes tipos de estudos e projetos, conforme indicado na Tabela 5.1 adiante apresentada.

Tabela 5.1 – Conceitos de Velocidades Típicas e Utilização

Parâmetro	Conceito	Determinante para (exemplos)
V_{min}	menor velocidade instantânea medida em uma seção transversal	dispositivos de sinalização, faixas adicionais
V_{15}	velocidade que é alcançada por alguns mas que não é excedida por 15% do total de veículos	
$V_{50} = VM$	velocidade média que é atingida por alguns mas não excedida por 50% do total dos veículos	estudos de planejamento envolvendo cálculos de rentabilidade e comparação de alternativas
$V = VD$	velocidade média = média aritmética de todas velocidades instantâneas medidas	
V_{85}	velocidade que é atingida por alguns mas não excedida por 85% do total dos veículos	projeto da via sinalização avaliação da reserva da segurança
V_{max}	máxima velocidade instantânea medida em uma seção transversal	

Quando se consideram apenas as características geométricas da via no comportamento dos motoristas, a relação de influência de tais características sobre as velocidades praticadas pode ser ilustrada na Figura 5.3 a seguir apresentada.

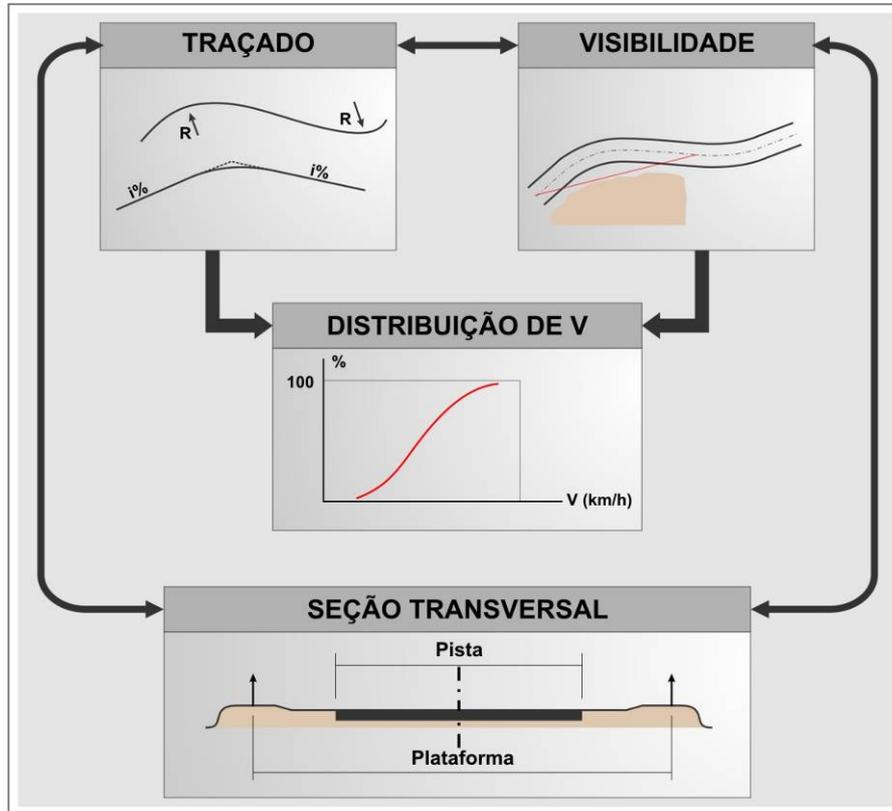


Figura 5.3 – Influência de Características Geométricas Sobre Velocidades Praticadas

5.2 Velocidade de Projeto

A velocidade de projeto é um conceito fundamental para o projeto de rodovias, especialmente levando em conta sua influência direta sobre uma série de parâmetros a serem adotados.

Até 1994, a AASHTO definia, na publicação *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁶⁾, a velocidade de projeto como “a máxima velocidade segura que pode ser mantida ao longo de um determinado segmento viário em condições favoráveis e com predomínio das características geométricas da rodovia”. A velocidade de projeto adotada segundo tal definição deveria ser coerente com o relevo, o uso do solo e a classificação da rodovia, e ainda assumia implicitamente certa condição de uniformidade na operação da via, em que a maioria dos veículos da corrente de tráfego não iria exceder a máxima velocidade segura.

Ao assumir que as características geométricas controlam a velocidade, tal definição estabelecia que fatores como o volume de tráfego ou as condições atmosféricas, mesmo com suas implicações em termos de visibilidade, não deveriam ser considerados na fixação da velocidade de projeto. Em outras palavras, a máxima velocidade segura estaria associada à condição em que o veículo estivesse submetido tão apenas às características físicas inerentes à própria via.



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	22 de 185

Mais recentemente, na publicação *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁷⁾ de 2001, a AASHTO passou a apresentar este conceito de forma um pouco distinta, evidenciando a relação entre a velocidade de projeto e os parâmetros de projeto adotados e desvinculando-a da máxima velocidade segura que pode ser mantida ao longo de certo trecho da via. Quanto a este último aspecto, a AASHTO assumiu implicitamente que, em certas situações, a velocidade de projeto pode ser excedida pela velocidade de operação, o que pode ser observado em vários casos na prática, especialmente em longas tangentes e em curvas de grandes raios. Nesta nova definição a AASHTO estabeleceu que a “velocidade de projeto é a velocidade selecionada e utilizada para determinar as diversas características geométricas de uma via” e ainda que esta deve ser lógica em relação ao relevo, à velocidade de operação prevista, ao uso do solo do entorno da via e à sua classe funcional.

O Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾ utiliza o termo “velocidade diretriz” para tratar do mesmo conceito. Neste caso, a velocidade também é apresentada como condicionante das principais características de vias, como curvatura, superelevação e distâncias de visibilidade, das quais depende a operação segura e confortável de veículos. Adicionalmente, coloca-se que: “[a velocidade de projeto] representa a maior velocidade com que pode ser percorrido um trecho rodoviário cuja superfície de rolamento apresenta características normais de rugosidade e ondulações, com segurança e em condições aceitáveis de conforto, mesmo com o pavimento molhado, quando o veículo estiver submetido apenas às limitações impostas pelas características geométricas, sem a influência do tráfego”.

Qualquer que seja a definição específica considerada, tem-se que, na medida em que a adoção de uma velocidade de projeto implica em um nível de exigência para a geometria, a seleção deste parâmetro, em associação ao tipo de relevo da região atravessada pela rodovia, reflete também nos custos de implantação da obra. Este é um dos motivos pelos quais as velocidades de projeto nem sempre podem ser as mais elevadas, como seria desejável.

Além desta questão econômico-financeira, outro aspecto primordial para a seleção da velocidade de projeto é a função da via. De forma geral, quando a função principal de uma via é priorizar o deslocamento, é desejável adotar velocidades de projeto elevadas; inversamente, quando a função principal é a acessibilidade, tornam-se recomendáveis velocidades menores. Desta forma, a classe funcional das vias é um dos fatores mais importantes para a seleção da velocidade de projeto.

Em resumo, no desenvolvimento do projeto deve-se ter em mente que a fixação da velocidade de projeto depende da função da via na rede viária e das condições do uso do solo do entorno, e que esta deve ser coerente com a velocidade de operação prevista e com o relevo predominante do terreno. É importante considerar também que a velocidade de projeto influencia de maneira decisiva as características básicas da via, a segurança do tráfego, a qualidade operacional do fluxo de tráfego e os custos de implantação, especialmente das rodovias de padrão mais elevado.

5.3 Velocidade Operacional

Embora a velocidade de projeto seja efetivamente o fator mais diretamente relacionado com diversos aspectos do projeto geométrico, cabem também algumas considerações acerca da velocidade operacional. Este conceito também tem implicações sobre o traçado, especialmente no caso de rodovias de pista simples, nas quais a análise de consistência,

também abordada no presente documento, é igualmente importante.

A velocidade de operação era definida pela AASHTO na publicação de 1994⁽⁶⁾ como “a mais alta velocidade de percurso que o veículo pode alcançar em uma dada via sob condições favoráveis de tempo e nas condições predominantes de tráfego, sem exceder em qualquer instante a velocidade utilizada no projeto geométrico”.

Atualmente, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾ define a velocidade de operação como “aquela na qual se observam os condutores operando seus veículos sob condições de fluxo livre”. A própria AASHTO ressalta que o 85º percentil da distribuição de velocidades observadas, ou seja, a velocidade alcançada por alguns mas não superada por 85% dos condutores, é a medida mais freqüentemente utilizada como velocidade operacional associada a um determinado local ou a uma característica geométrica. Assim, graficamente, a partir da curva de distribuição de freqüência acumulada, a velocidade operacional passa a ser obtida conforme indicado na Figura 5.4 a seguir.

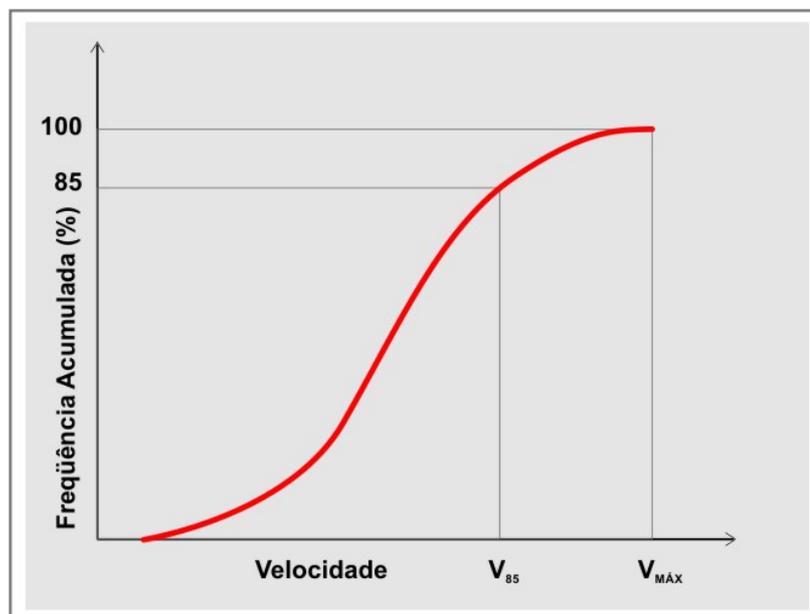


Figura 5.4 – Curva de Distribuição de Freqüência Acumulada de Velocidades com Indicação da Velocidade Operacional (V_{85})

Inúmeros estudos demonstram que valores extremos de velocidade praticados por determinados veículos dentro da corrente de tráfego têm conseqüências negativas para a segurança operacional em uma via.

Por esta razão é importante destacar que a seleção do 85º percentil como valor a ser considerado para a velocidade de operação tem uma relação profunda com a questão da segurança. De fato, segundo a publicação *Speed Zone Guidelines*⁽⁸⁾ do *Institute of Transportation Engineers* – ITE dos Estados Unidos, diversos estudos demonstram que motoristas dirigindo a velocidades superiores ao 85º percentil da distribuição de velocidades têm um maior envolvimento em acidentes quando comparados aos que conduzem com velocidades próximas deste valor.

Assim, dentro de uma corrente de tráfego e para as condições existentes de uma via ou de um



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	24 de 185

conjunto de elementos geométricos de determinado local da via, velocidades superiores à V_{85} são consideradas perigosas para a segurança operacional. Em outras palavras, considera-se que até 85% dos veículos integrantes de uma corrente de tráfego circulam a velocidades razoáveis e seguras e, portanto, a V_{85} é considerada como limite operacional de segurança.

Uma vez apresentado este conceito, cabem algumas considerações quanto à forma de obtenção ou de fixação do valor a ser utilizado para a velocidade de operação.

Quando se analisa um trecho viário já existente, a velocidade operacional pode ser aferida através de medições realizadas no local; para tanto, existem diversos equipamentos adequados. No caso de projetos que ainda serão implantados, ou mesmo alterações em traçados existentes, mas que ainda não foram executadas, a avaliação da velocidade de operação passa a exigir necessariamente a utilização de modelos de previsão de velocidades.

Deve-se destacar, a propósito, que as expressões obtidas por regressão linear ou múltipla a partir de um grande conjunto de medições de velocidades instantâneas em locais com diferentes características geométricas são, na grande maioria dos casos, aplicadas em projetos de rodovias bidirecionais de duas faixas de tráfego, nas quais, em geral, a V_{85} está vinculada às características geométricas da via.

Nos casos de rodovias de padrões elevados de geometria – que normalmente estão associados a velocidades de projeto elevadas, em geral superiores a 100 km/h e, portanto, a características geométricas mais generosas – a V_{85} decresce muito pouco para raios de curva horizontal próximos do raio mínimo, inclusive porque as velocidades praticadas pelos motoristas estão mais vinculadas ao limite legal de velocidade imposto pela sinalização do que às características geométricas da via. Por esta razão, em normas de países como a Alemanha, por exemplo, a V_{85} é fixada para rodovias de alto padrão, majorando-se a velocidade de projeto ou a velocidade máxima permitida de um determinado valor, segundo critérios relacionados com a classe da rodovia.

Em diversos países da Europa e nos Estados Unidos, a partir da década de 1980, têm sido feitos grandes esforços no sentido de obter modelos com esta finalidade, destacando-se pesquisas de grande vulto realizadas recentemente, como o estudo *Speed Prediction for Two-Lane Rural Highways*⁽⁹⁾ patrocinado pela *Federal Highway Administration - FHWA*.

Muitos dos estudos referentes a este tema procuraram avaliar a influência de características físicas da via no valor da V_{85} , dentre as quais se destacam: a largura das faixas de tráfego e da pista, o raio de curvas horizontais com e sem espirais de transição, o grau de curva ou a taxa de mudança da curvatura, a declividade e a extensão de rampas longitudinais da via, distâncias de visibilidade disponível e o estado de pavimento seco ou molhado. Frequentemente, as equações obtidas expressam a velocidade operacional como função da taxa de mudança de curvatura (CCR), cabendo, portanto, breve explanação acerca deste parâmetro.

O interesse em considerar a taxa de mudança de curvatura é explicado pelo fato de que o CCR caracteriza o alinhamento horizontal da via, levando em conta não apenas raios de curvas horizontais circulares, mas também a influência de espirais de transição. Isto pode ser constatado quando se verifica a equação para obtenção do valor de CCR:



$$CCR_S = \frac{\left[\left(\frac{L_{cl1}}{2R} + \frac{L_{cr}}{R} + \frac{L_{cl2}}{2R} \right) \times 63700 \right]}{L}$$

Onde:

CCR_S : taxa de mudança de curvatura de uma curva circular isolada, com curvas de transição (grados/km)

L : $L_{cr} + L_{cl1} + L_{cl2}$

L : comprimento da curva (km)

L_{cr} : comprimento da curva circular (m)

L_{cl1} , L_{cl2} : comprimentos das curvas de transição anterior e posterior à curva circular (m)

Alguns exemplos de modelos para previsão de velocidades considerando este parâmetro são apresentados na Tabela 5.2. Como tais modelos resultam de regressões a partir de diversas observações em campo, a tabela também apresenta o grau de correlação obtido nas respectivas análises estatísticas, ou seja, há um indicador do grau de adequação das equações obtidas, na medida em que valores de r^2 mais próximos de 1 correspondem a melhores correlações.

Tabela 5.2 – Modelos de Previsão de Velocidade Operacional

País	Equação	Limite de velocidade (km/h)	Observações
Alemanha	$V_{85} = \frac{10^6}{8270 + 8,01 \times CCR_S}$	100	$r^2 = 0,73$
	$V_{85} = 60 + 39,70 \times e^{(-3,98 \times 10^3 \times CCR_S)}$	100	Largura de faixa = 3,50 m
Grécia	$V_{85} = \frac{10^6}{10150,1 + 8,529 \times CCR_S}$	90	$r^2 = 0,81$
Estados Unidos	$V_{85} = 93,85 - 0,05 \times CCR_S$	90	$r^2 = 0,79$
	$V_{85} = 103,4 - 0,053 \times CCR_S$	90	$r^2 = 0,80$
França	$V_{85} = \frac{102}{1 + 346 \times \left(\frac{CCR_S}{63700} \right)^{1,5}}$	90	-
Austrália	$V_{85} = 101,2 - 0,043 \times CCR_S$	90	$r^2 = 0,87$
Líbano	$V_{85} = 91,03 - 0,056 \times CCR_S$	80	$r^2 = 0,81$
Canadá	$V_{85} = e^{(4,561 - 5,27 \times 10^{-4} \times CCR_S)}$	90	$r^2 = 0,63$

Fonte: baseada em *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook* ⁽¹⁰⁾



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	26 de 185

É importante destacar, entretanto, que a aplicação direta destas equações ao caso brasileiro não parece adequada, tendo em vista ser a velocidade um parâmetro comportamental, e o fato do comportamento do motorista depender de aspectos culturais. Assim, é muito provável que as equações desenvolvidas em outros países, a partir de dados coletados nessas regiões e onde a frota apresenta determinadas características não necessariamente coincidentes com as da frota brasileira, não possam ser diretamente aqui aplicadas.

Outro aspecto importante que deve ser mencionado é que o desenvolvimento de modelos desta natureza exige que determinados fatores sejam considerados separadamente, ou seja, é sempre necessário definir e considerar posteriormente algumas premissas.

Lamm, na publicação *Recommendations for evaluating horizontal design consistency based on investigations in the state of New York* ⁽¹¹⁾, por exemplo, analisou 261 locais no Estado de Nova York. Entre 1984 e 1986, foram realizadas medições em trechos de rodovias de pista simples, sempre em locais livres da influência de interseções e distantes de elementos que causassem maior perigo, como por exemplo pontes estreitas, em que a via estivesse claramente demarcada e com larguras de pavimento e acostamento constantes, greides de no máximo 5% e volumes diários médios entre 400 e 5000 veículos. Assim, percebe-se que não foram consideradas certas especificidades e situações atípicas, o que é adequado para que o modelo seja aplicável de forma mais geral, e não apenas a situações muito específicas.

Para cada um dos locais de medição selecionados, foram obtidas e registradas diversas informações: grau de curvatura, comprimento do segmento e da própria curva, taxa de superelevação, declividade longitudinal, distância de visibilidade, largura da faixa de rolamento e do acostamento, volume diário médio, dispositivos de sinalização, dados de velocidade e de acidentes.

A partir destes dados, foram verificados quais parâmetros de projeto influenciavam a velocidade operacional e a taxa de acidentes. Através de regressões, constatou-se que a influência de certos parâmetros era praticamente desprezível, o que ocorreu especificamente no caso da distância de visibilidade, do comprimento da curva e do greide, considerando que na amostra este último esteve limitado a 5%. Como as regressões devem considerar sempre variáveis independentes, a superelevação teve de ser tratada em separado, por apresentar alta correlação com o grau de curvatura. Além disso, embora as influências do volume diário médio e das larguras da faixa de rolamento e do acostamento pudessem ser sentidas, verificou-se que todos estes fatores contribuem, em conjunto, para uma variação da ordem de 5,5% das velocidades operacionais previstas. Assim, concluiu-se que o grau de curvatura e o limite de velocidade eram os parâmetros de maior influência sobre a velocidade operacional e a taxa de acidentes.

É importante destacar que, na aplicação prática, é necessário considerar posteriormente questões deixadas à parte no desenvolvimento do modelo. A presença de interseções, por exemplo, tem um efeito sobre a velocidade operacional, embora isto não esteja traduzido nas equações obtidas. Por este motivo, recomenda-se que os locais de medições selecionados estejam distantes de pelo menos 2 km de interseções. Outras condições importantes para a realização das medições compreendem a existência de sinalização horizontal em boas condições de visibilidade e a uniformidade na largura das pistas e acostamentos.



6 VEÍCULOS DE PROJETO

6.1 Aspectos Gerais

Dentre os fatores mais importantes que devem controlar o projeto geométrico de uma rodovia destacam-se as características físicas e de desempenho operacional dos veículos que a utilizarão.

A influência das características físicas dos veículos no dimensionamento geométrico e estrutural de uma via está sintetizada na Tabela 6.1 a seguir apresentada.

Tabela 6.1 – Influência das Características Físicas dos Veículos no Dimensionamento Geométrico e Estrutural da Rodovia

Característica do Veículo	Elemento de Projeto da Rodovia
Largura do veículo	Largura da faixa de rolamento
	Largura dos ramos
	Largura dos acostamentos
Distância entre eixos	Raios mínimos internos e externos dos ramos
	Largura dos ramos
Comprimento do veículo	Largura dos canteiros centrais
	Extensão das faixas de armazenamento
	Extensões das baias de ônibus
Relação peso bruto / potência*	Declividade longitudinal máxima admissível
	Necessidade de faixa adicional de subida
	Determinação da equivalência em unidades de carros de passeio
Peso bruto / configuração dos eixos	Dimensionamento do pavimento
	Dimensionamento estrutural de separadores rígidos e defensas
Altura admissível para o veículo	Gabarito vertical sob redes aéreas
	Gabarito vertical sob viadutos, sinalização vertical e semáforos
	Dimensões dos túneis (altura da seção)

(*) Parâmetro de desempenho operacional

Quanto à influência do desempenho operacional dos veículos no projeto da via, destaca-se que:

- A velocidade dos veículos é um fator fundamental a ser considerado no desenvolvimento do projeto.
- As taxas de aceleração e desaceleração dos veículos orientam a adoção de certos parâmetros de projeto em interseções, nas faixas de mudança de velocidade, nas faixas de conversão e armazenamento, nas faixas adicionais em longos e acentuados aclives, nas faixas de ultrapassagem e nas baias de ônibus.



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	28 de 185

- As taxas de aceleração e desaceleração dos veículos também são consideradas nos estudos de consistência do traçado e em outros estudos onde há necessidade de avaliar o perfil de velocidades ao longo da via.
- A distância de frenagem dos veículos condiciona os valores de projeto da distância de visibilidade de parada e, em consequência, condiciona os comprimentos mínimos das curvas verticais de concordância.

6.2 A Seleção do Veículo de Projeto

Quando se considera a diversidade de veículos que podem utilizar as rodovias da malha regional ou nacional, torna-se necessário estabelecer grupos representativos de diferentes classes de veículos, em função dos parâmetros como dimensões básicas, peso e características operacionais. Os veículos representativos de tais classes são utilizados para estabelecer controles de projeto das rodovias, condicionando o seu dimensionamento geométrico e o de algumas de suas características estruturais, sendo estes, por esta razão, designados como veículos de projeto. Para fins de desenvolvimento do projeto geométrico da via, cada veículo de projeto possui dimensões físicas e raios de giro superiores aos da maioria dos veículos de sua classe.

Para estabelecer os parâmetros básicos de projeto de uma rodovia, o projetista deve selecionar o maior veículo de projeto previsto para utilizá-la com frequência mínima considerável. Em alguns casos, o projetista pode selecionar um veículo de projeto com características particularmente apropriadas para a definição de parâmetros críticos de locais específicos da rodovia: raios de curvatura e larguras em interseções ou em faixas ou pistas de conversão etc.

Por outro lado, a seleção de determinado veículo de projeto deve ser realizada considerando que outros veículos com características mais desfavoráveis não estarão necessariamente impossibilitados de circular na via. Em outras palavras, esta escolha implica em que estes outros veículos, que devem corresponder a uma porcentagem muito pequena do volume de tráfego previsto, poderão circular em alguns locais específicos sob condições operacionais menos favoráveis do que aquelas a que estará sujeito o veículo de projeto, sem, no entanto, comprometer o padrão mínimo de dirigibilidade e tão pouco causar situações excessivamente inconvenientes ao tráfego geral. Como exemplos dessas situações específicas podem ser citados os longos e acentuados aclives, ao longo dos quais os veículos com características desfavoráveis circularão a baixas velocidades, e ramos de interseções com curvas de raios pequenos, nos quais tais veículos poderão ter dificuldades em se manter dentro da largura útil da pista.

Assim, para a seleção do veículo de projeto, deve-se levar em conta a composição do tráfego, de forma a abranger os veículos representativos da frota prevista de circular na via ao longo de determinado horizonte de projeto, e de maneira que a porcentagem dos veículos remanescentes com características mais desfavoráveis resulte a mínima possível. Nos casos de projetos de melhorias em rodovias existentes, devem ser realizadas contagens classificadas de tráfego para seleção do veículo de projeto. Caso não haja esta possibilidade, tal seleção deve estar fundamentada nos resultados dos levantamentos e análises realizados nos estudos de tráfego. Em ambos os casos, deve-se seguir as recomendações de instrução de projeto específica referente a este assunto.



Deve-se, por fim, salientar que nem todos os elementos de projeto da via são dimensionados com base em características do veículo de projeto selecionado, ou seja, determinados elementos de projeto podem ser, de acordo com a sua natureza, dimensionados com base em uma característica de outro veículo que não o veículo de projeto. Como exemplos citam-se:

- os comprimentos das curvas verticais convexas são dimensionados considerando a altura dos olhos dos motoristas de automóveis, e não de veículos comerciais de maior altura;
- o gabarito vertical mínimo é fixado considerando os veículos de maior altura, mesmo que tal altura seja superior à do veículo de projeto etc.

6.3 Veículos de Projeto Representativos de Diferentes Classes da Frota Circulante

A referência básica mais recente no Brasil contendo classificação de veículos de projeto representativos de diferentes classes da frota circulante é aquela definida no Manual de Interseções⁽²⁾ publicado pelo DNIT. Em tal classificação são definidos cinco tipos de veículos de projeto cujas designações e características básicas são resumidas a seguir.

Na seqüência, são apresentadas na Tabela 6.2 as principais dimensões básicas de tais veículos.

Tabela 6.2 – Principais Características e Dimensões Básicas dos Veículos de Projeto, em Metros

Veículo	Características	Largura (m)	Comprimento (m)	Raio mínimo da roda externa dianteira (m)	Raio mínimo da roda interna traseira (m)
Veículos leves (VP)	<ul style="list-style-type: none">▪ veículos física e operacionalmente semelhantes aos automóveis▪ incluem peruas, utilitários, "pickups" e similares	2,1	5,8	7,3	4,7
Caminhões e ônibus convencionais (CO)	<ul style="list-style-type: none">▪ compostos de unidade tratora simples, não articulados▪ abrangem os ônibus e caminhões, normalmente de dois eixos e seis rodas▪ sua predominância absoluta entre os veículos comerciais em tráfego urbano o recomenda como o veículo básico normal	2,6	9,1	12,8	8,7

/ continua



/ conclusão

Veículo	Características	Largura (m)	Comprimento (m)	Raio mínimo da roda externa dianteira (m)	Raio mínimo da roda interna traseira (m)
Caminhões e ônibus longos (O)	<ul style="list-style-type: none">incluem ônibus de longo percurso e de turismo bem como caminhões longos com três eixos ("trucão")possuem comprimento próximo ao limite máximo legal para veículos rígidos	2,6	12,2	12,8	7,1
Semi-reboques (SR)	<ul style="list-style-type: none">compostos de uma unidade tratora simples (cavalo mecânico) e um semi-reboqueseu comprimento aproxima-se do limite máximo legal para veículos desta categoriausualmente operam em terminais de cargas pesadas ou longas, centros de abastecimento, cargas frigoríficas, transporte de automóveis etc.	2,6	16,8	13,7	6,0
Reboques (RE)	<ul style="list-style-type: none">compostos de uma unidade tratora simples, um semi-reboque e um reboqueincluem parte dos veículos combinados conhecidos como treminhãoseu comprimento é o máximo permitido pela legislação para esta categoria	2,6	19,8	13,7	6,9

Fonte: Baseada no Manual de Interseções do DNIT ⁽²⁾

Mais adiante são apresentadas as Figuras 6.1 a 6.5 contendo representação dos mínimos gabaritos de giro correspondentes a estes veículos, elaborados com base nos dados que constam dessa publicação. Deve-se salientar que as principais dimensões envolvidas no giro de tais veículos que afetam o projeto da via são: a largura total compreendida entre os limites dos percursos mais externos de pontos da carroceria do veículo, as distâncias entre eixos e a trajetória do pneu traseiro que percorre o lado interno da curva. Nos gabaritos de giro apresentados estão indicados os raios mínimos das trajetórias internas e externas dos pneus assim como o percurso externo do balanço dianteiro.

Os limites dos gabaritos mínimos de giro para cada veículo de projeto são estabelecidos pelo percurso externo do balanço dianteiro do veículo e pela trajetória do pneu traseiro que percorre o lado interno da curva. Os gabaritos são confeccionados assumindo-se que o pneu



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	31 de 185

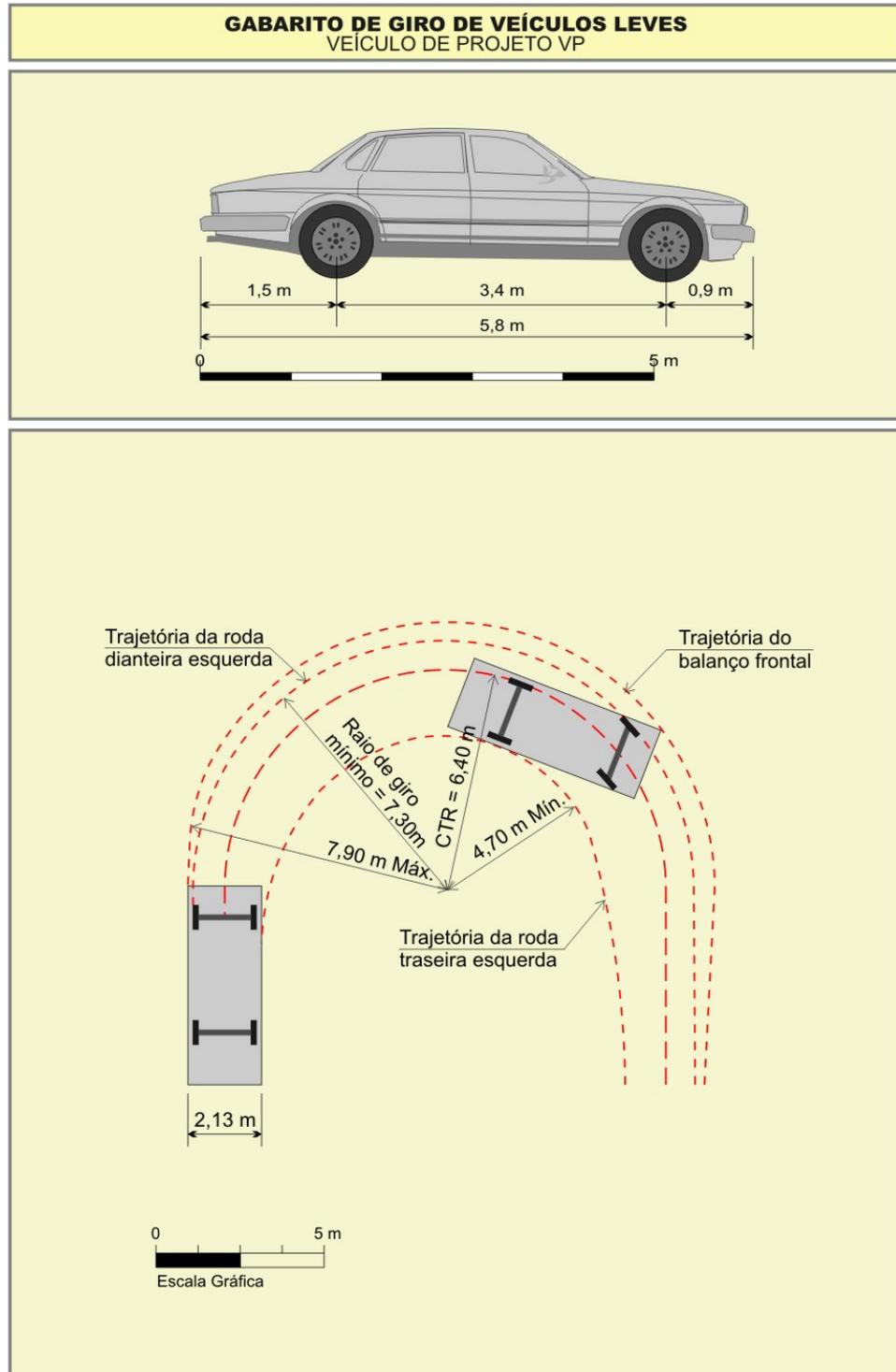


Figura 6.1 – Gabarito de Giro de Veículos Leves (VP)
Fonte: baseado nas dimensões indicadas no Manual de Interseções do DNIT ⁽²⁾

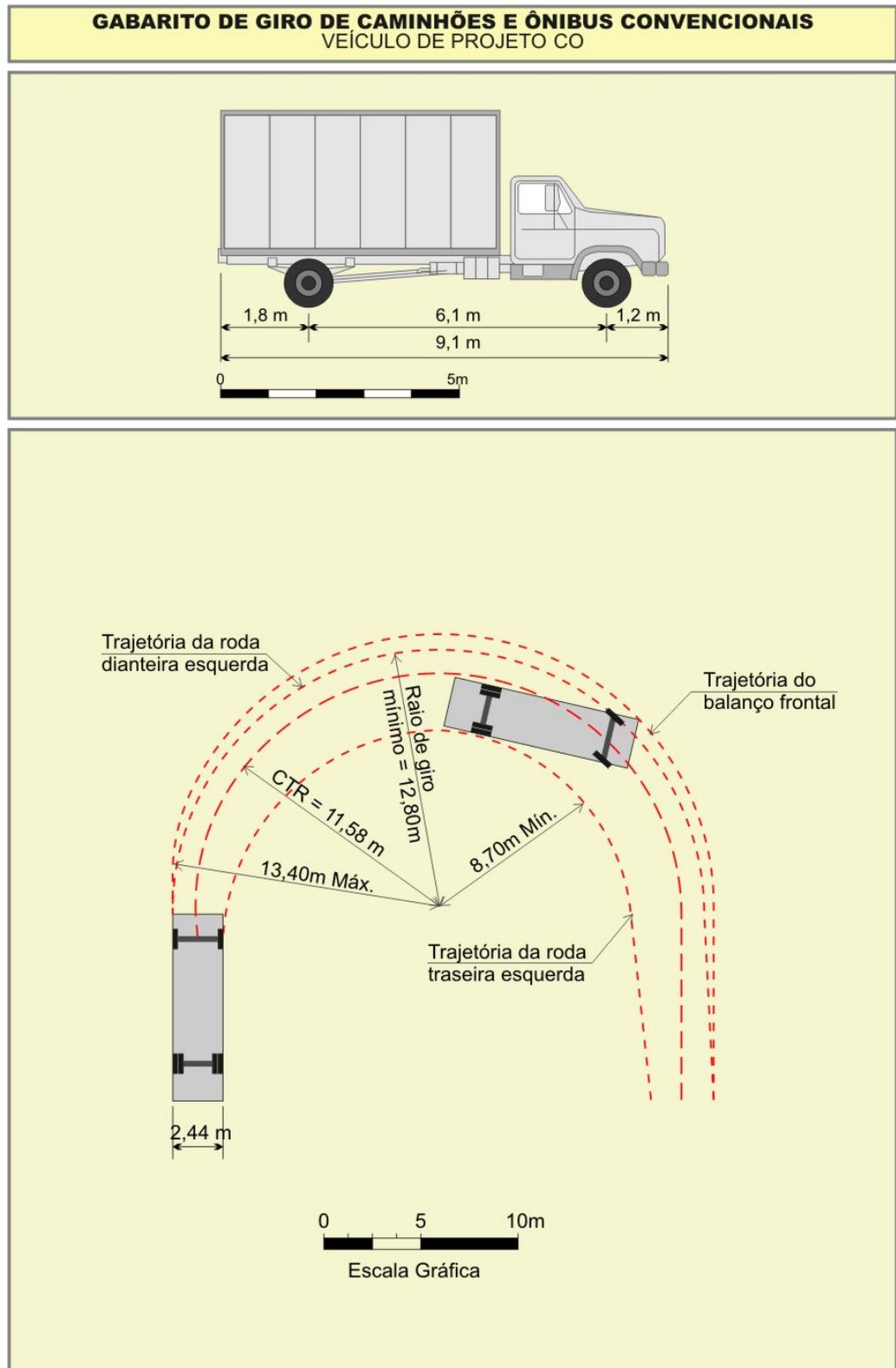


Figura 6.2 – Gabarito de Giro de Caminhões e Ônibus Convencionais (CO)

Fonte: baseado nas dimensões indicadas no Manual de Interseções do DNIT ⁽²⁾

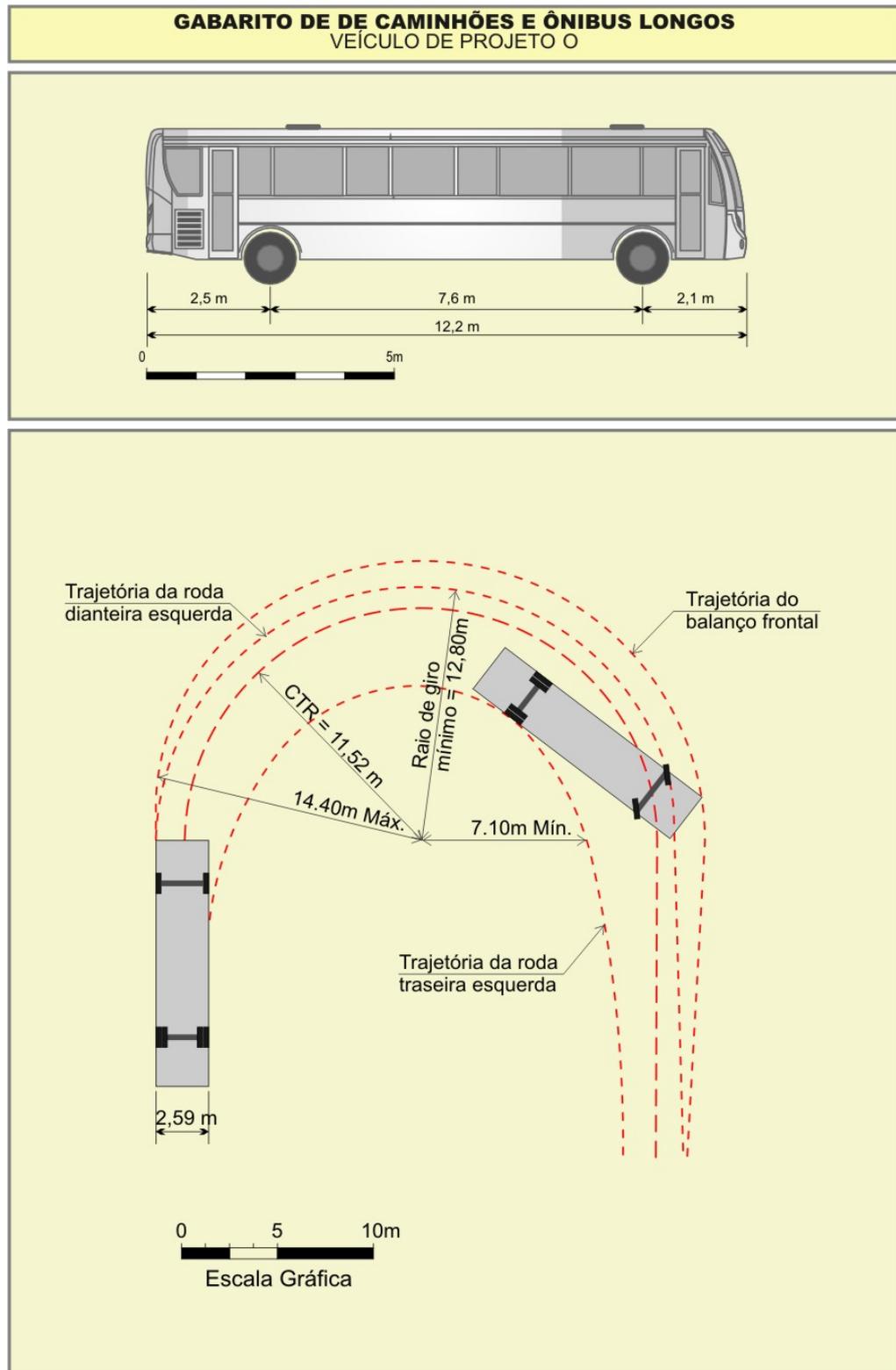


Figura 6.3 – Gabarito de Giro de Caminhões e Ônibus Longos (O)

Fonte: baseado nas dimensões indicadas no Manual de Interseções do DNIT⁽²⁾

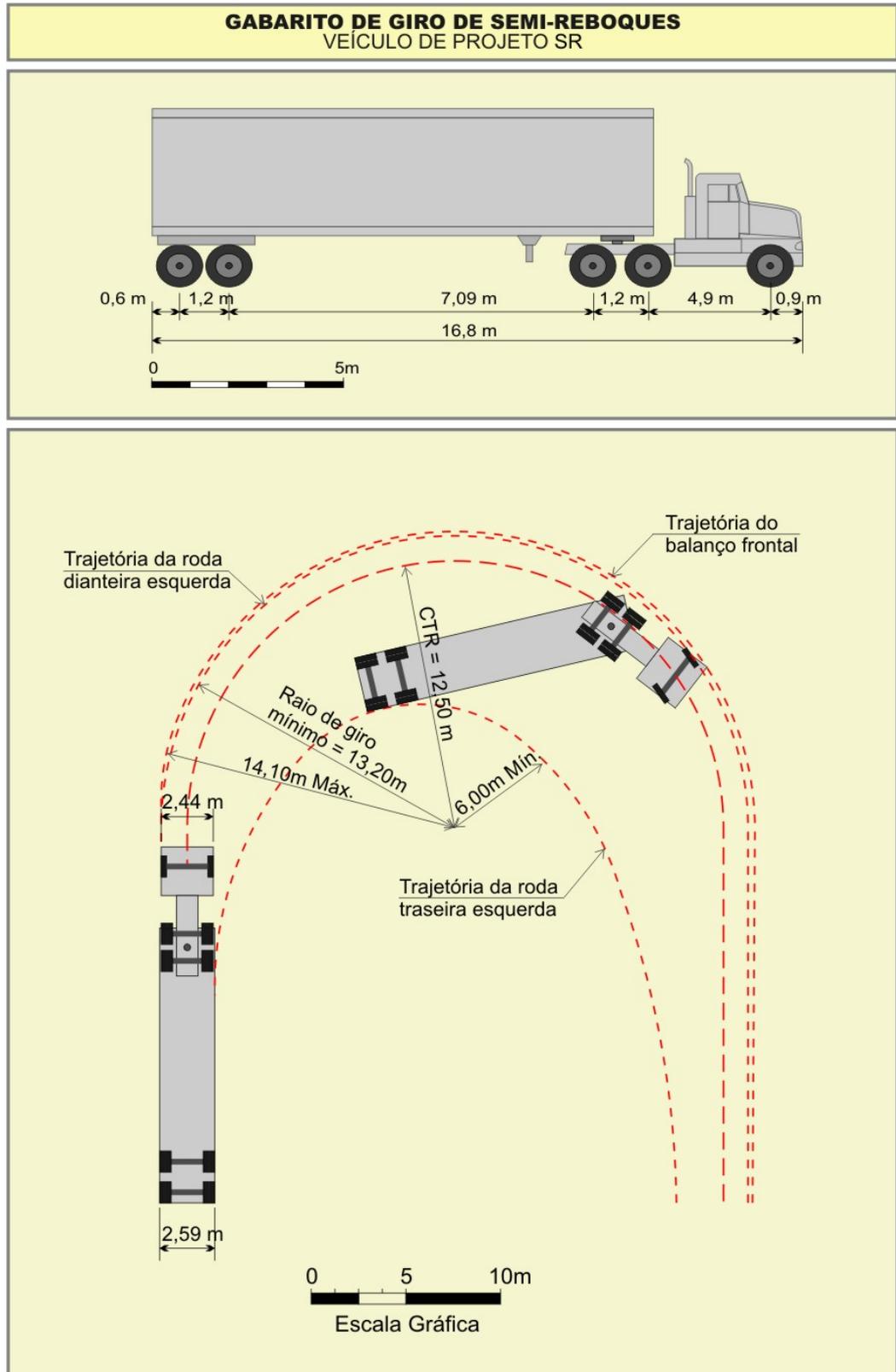


Figura 6.4 – Gabarito de Giro de Semi-Reboques (SR)

Fonte: baseado nas dimensões indicadas no Manual de Interseções do DNIT ⁽²⁾

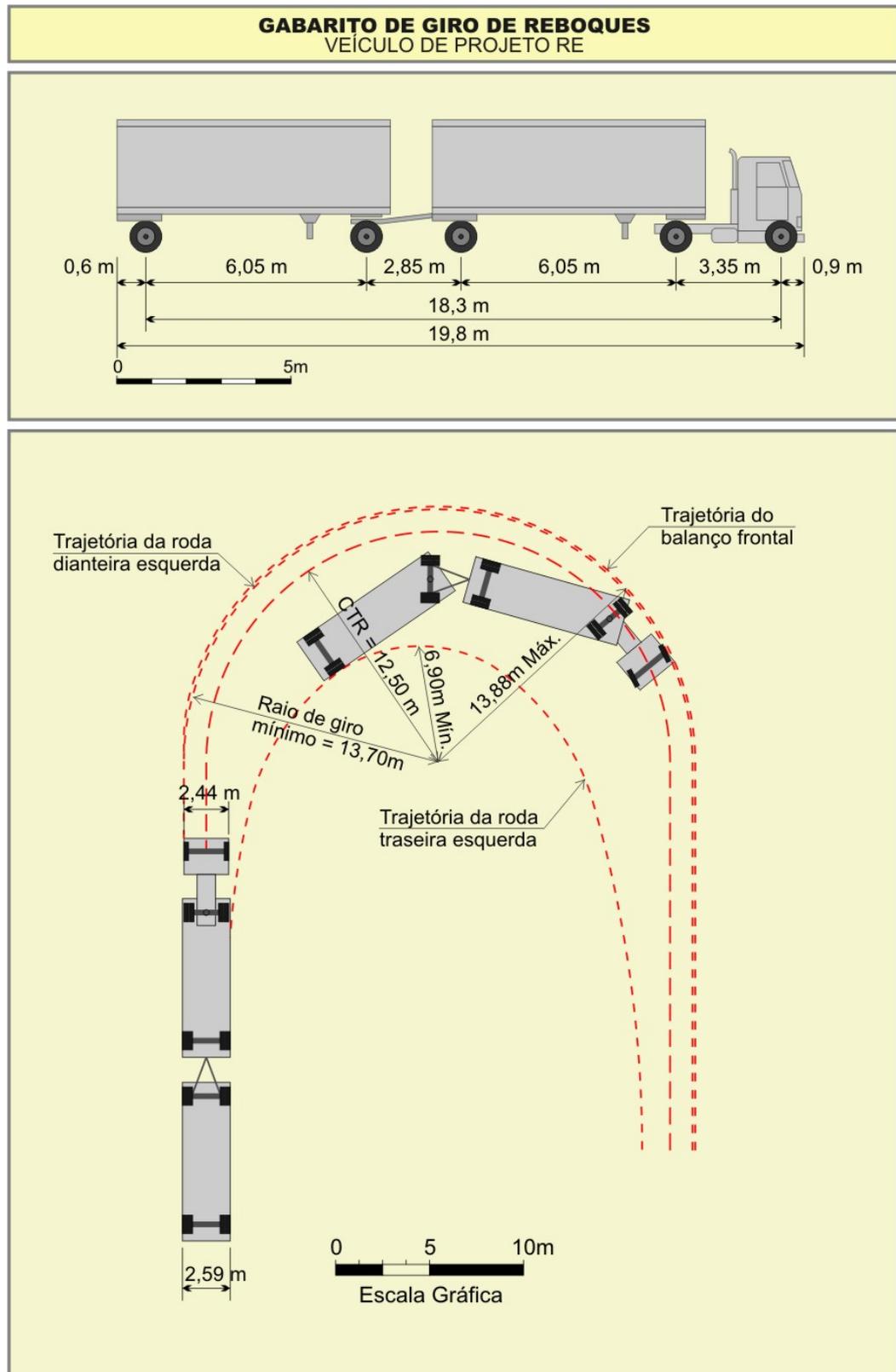


Figura 6.5 – Gabarito de Giro de Reboques (RE)

Fonte: baseado nas dimensões indicadas no Manual de Interseções do DNIT ⁽²⁾



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	36 de 185

dianteiro que percorre o lado externo da curva tem uma trajetória circular, trajetória esta associada ao mínimo raio da trajetória percorrida pelo ponto médio do eixo dianteiro do veículo em função da ação do motorista girando o volante do veículo.

Os ônibus e caminhões, por serem mais longos que os automóveis e por possuírem maiores distâncias entre eixos e maiores raios mínimos de giro, requerem padrões mais generosos de projeto geométrico da via que os exigidos para os veículos leves.

Deve-se ressaltar ainda que os raios mínimos das trajetórias indicados nos gabaritos em questão são válidos para manobras realizadas a velocidades inferiores a 15 km/h e que, para velocidades maiores, os raios das trajetórias deverão ser naturalmente maiores. Por outro lado, os raios indicados nas figuras devem ser considerados os mínimos valores apropriados para uso em projeto, embora motoristas habilidosos possam efetuar as manobras em questão com raios ligeiramente inferiores a tais valores.

É importante ressaltar que parte da frota prevista para circular em uma dada rodovia pode não estar perfeitamente caracterizada pelos veículos definidos na classificação do DNIT. Nestes casos, deve-se realizar estudos adicionais para obtenção dos dados referentes aos veículos previstos, inclusive junto aos fabricantes.

Na falta de uma classificação atualizada contendo um conjunto de tipos de veículos de projeto representativos da frota circulante da rede rodoviária de uma região ou país, uma fonte de informações que tem sido utilizada com muito frequência é o capítulo 2 de *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾. Com base na frota circulante na malha rodoviária dos Estados Unidos, a AASHTO estabeleceu nas últimas edições desse manual um conjunto de 19 tipos de veículos de projeto, cujas características, dimensões básicas e gabaritos de giro estão apresentados nas Figuras 2-1 a 2-23 da mencionada publicação.

Dentre tais tipos de veículos de projeto definidos pela AASHTO podem ser destacados alguns que, pelas suas características e dimensões, complementariam os cinco tipos estabelecidos pelo DNIT, anteriormente apresentados na Tabela 6.2. Tais tipos poderiam ser considerados quando se verificar que os veículos previstos para circular pela rodovia a ser projetada não estão cobertos pela classificação do DNIT, selecionando-se o veículo de projeto conforme os conceitos e critérios apresentados no item 6.2 deste documento.

A Tabela 6.3 e as Figuras 6.6 a 6.14 apresentam, respectivamente, as principais dimensões básicas e os gabaritos de giro de tais veículos extraídos da classificação da AASHTO.



Tabela 6.3 – Características de Veículos de Projeto Selecionados da AASHTO

Tipo de Veículo de Projeto	Símbolo	Dimensões (m)										
		Totais			Balanço		WB					
		Altura	Largura	Comprimento	Frente	Traseira	WB1	WB2	S	T	WB3	WB4
Ônibus												
Ônibus intermunicipal	BUS-14	3,7	2,6	13,7	1,8	2,6 ^a	8,1	1,2	-	-	-	-
Ônibus articulado	A-BUS	3,4	2,6	18,3	2,6	3,1	6,7	5,9	1,9 ^b	4,0 ^b	-	-
Caminhões												
Semi-reboque intermediário	WB-12	4,1	2,4	13,9	0,9	0,8 ^a	3,8	8,4	-	-	-	-
Semi-reboque intermediário	WB-15	4,1	2,6	16,8	0,9	0,6 ^a	4,5	10,8	-	-	-	-
Semi-reboque interestadual	WB-19*	4,1	2,6	20,9	1,2	0,8 ^a	6,6	12,3	-	-	-	-
Semi-reboque interestadual	WB-20**	4,1	2,6	22,4	1,2	1,4 - 0,8 ^a	6,6	13,2 - 13,8	-	-	-	-
Semi-reboque / Reboque	WB-20D	4,1	2,6	22,4	0,7	0,9	3,4	7,0	0,9 ^c	2,1 ^c	7,0	-
Semi-reboque triplo / Reboque	WB-30T	4,1	2,6	32,0	0,7	0,9	3,4	6,9	0,9 ^d	2,1 ^d	7,0	7,0
Semi-reboque duplo / Reboque	WB-33D	4,1	2,6	34,8	0,7	0,8 ^a	4,4	12,2	0,8 ^e	3,1 ^e	13,6	-

Nota: como os veículos são fabricados em dimensões nos padrões americanos e para fornecer somente um tamanho físico para cada veículo de projeto, os valores apresentados nos desenhos dos veículos de projeto foram convertidos de pés para metros, arredondados até a primeira casa decimal

* = Veículo de projeto com reboque de 14,63 m como adotado em 1982 pelo *Surface Transportation Assistance Act (STAA)*
 ** = Veículo de projeto com reboque de 16,16 m como adotado em 1982 pelo *Surface Transportation Assistance Act (STAA)*

a = Balanço a partir do eixo traseiro do conjunto do eixo tandem

b = Dimensão combinada de 5,91m e seção articulada com 1,22m de largura

c = Dimensão combinada tipicamente de 3,05m

d = Dimensão combinada tipicamente de 3,05m

e = Dimensão combinada tipicamente de 3,81m

WB1, WB2, WB3 e WB4 são as distâncias entre grupos de eixos, iniciando-se na frente e terminando na parte traseira dos veículos
 S é a distância do eixo efeito traseiro ao ponto de articulação

T é a distância entre o ponto de articulação e o centro do próximo eixo ou do próximo conjunto tandem

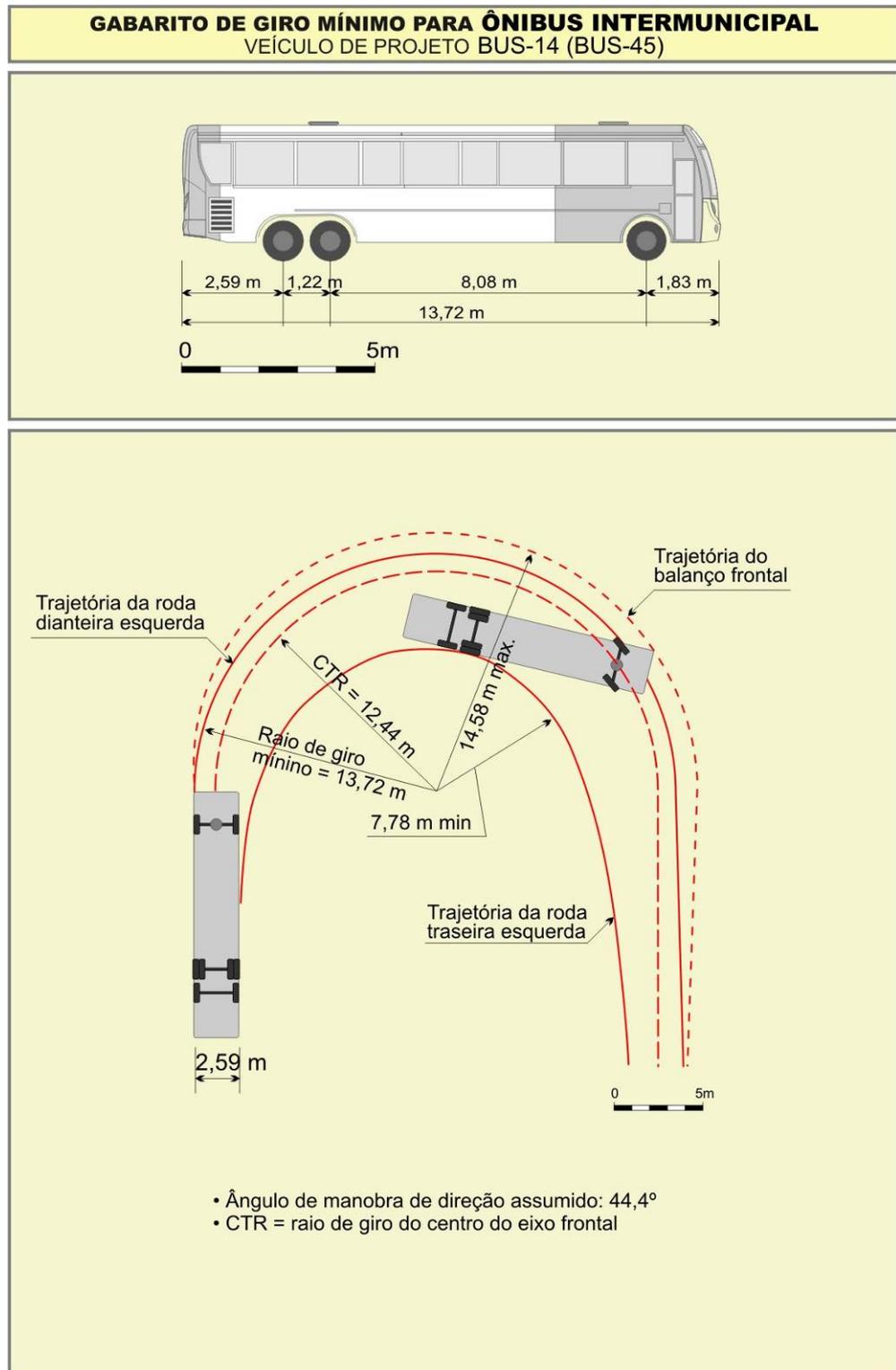


Figura 6.6 – Gabarito de Giro de Ônibus Intermunicipal (BUS-14)

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

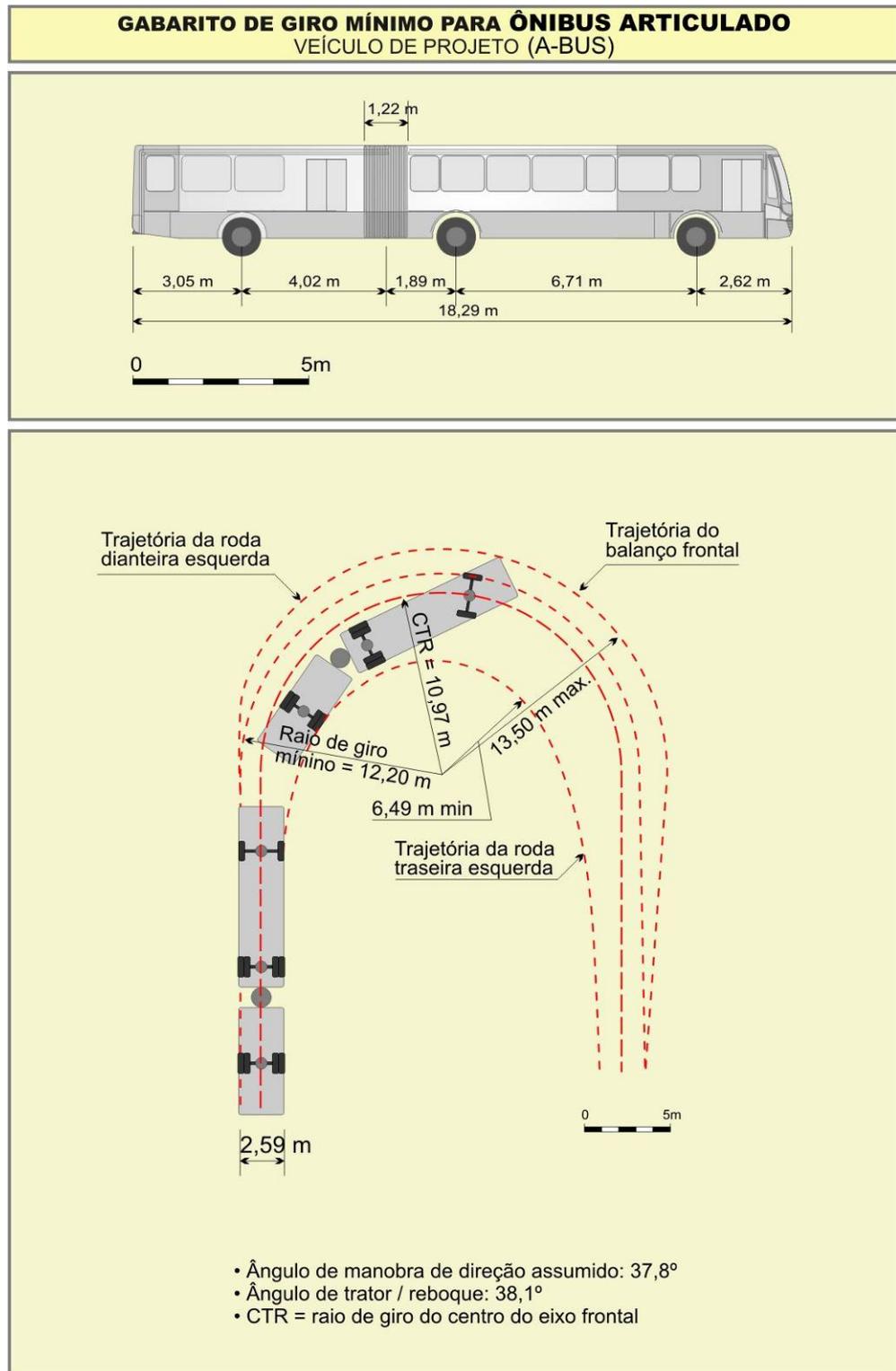


Figura 6.7 – Gabarito de Giro de Ônibus Articulado (A-BUS)

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* ⁽⁴⁾

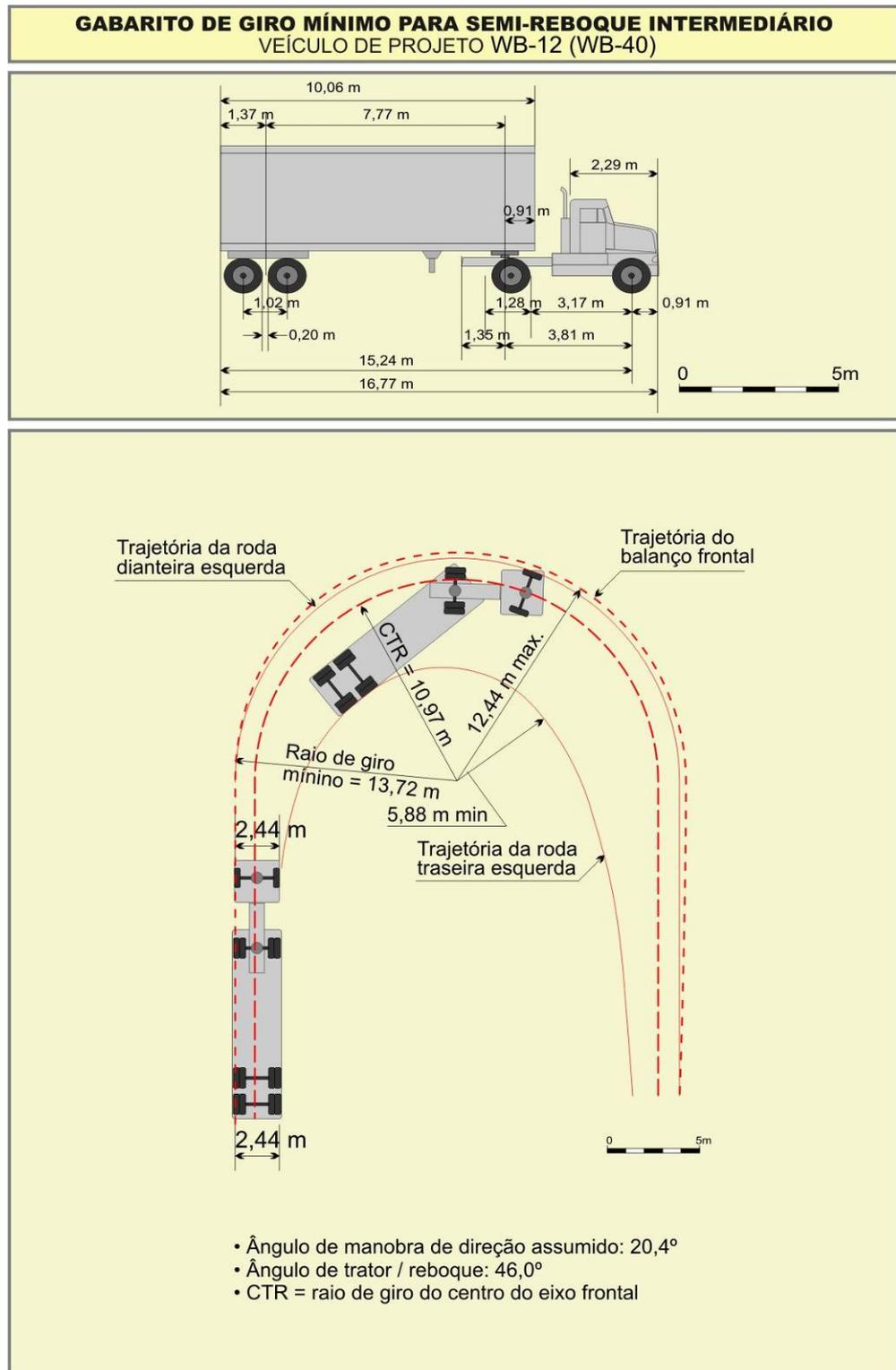


Figura 6.8 – Gabarito de Giro de Semi-Reboque Articulado (WB-12)

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

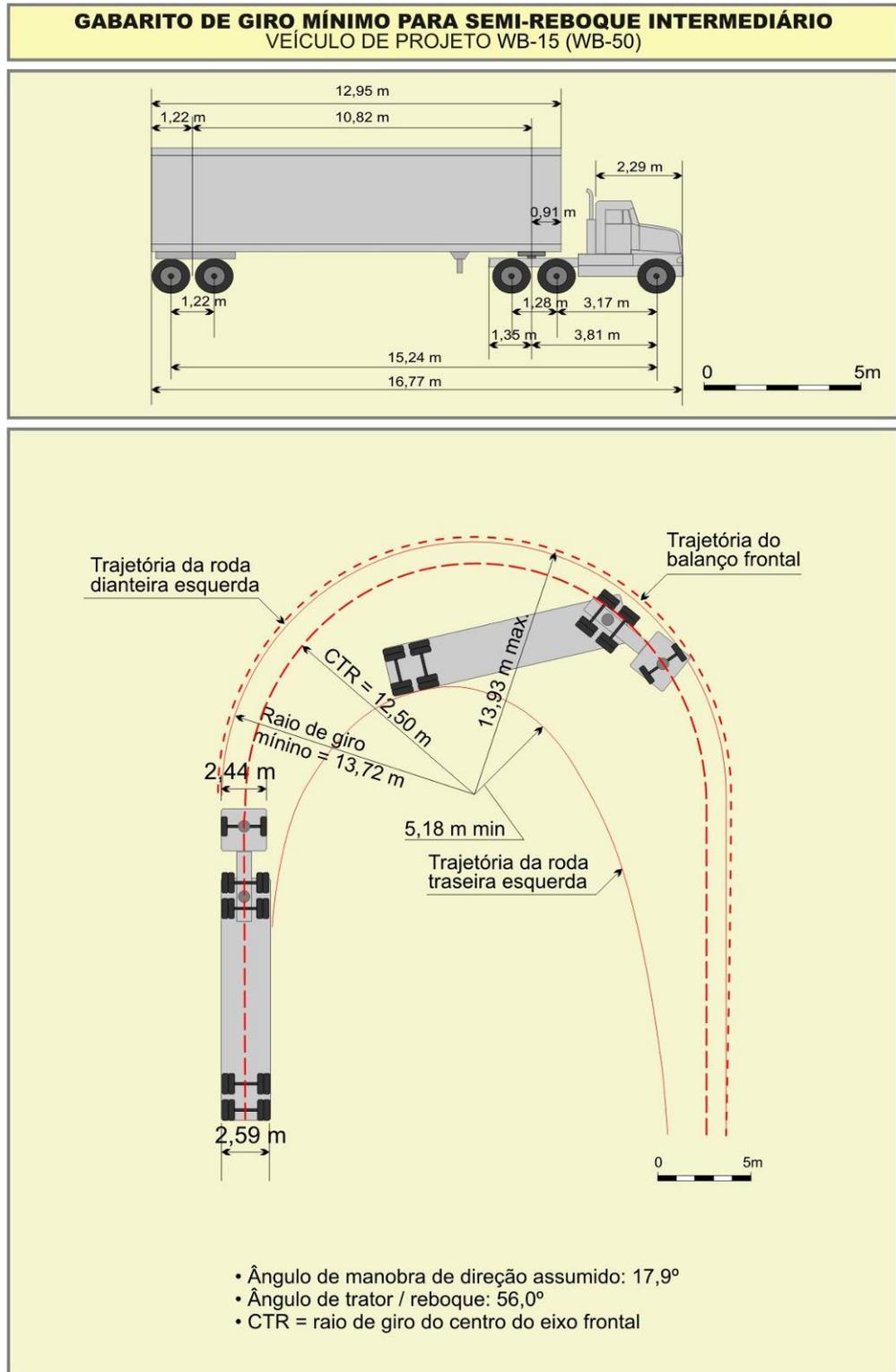


Figura 6.9 – Gabarito de Giro de Semi-Reboque Intermediário (WB-15)

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

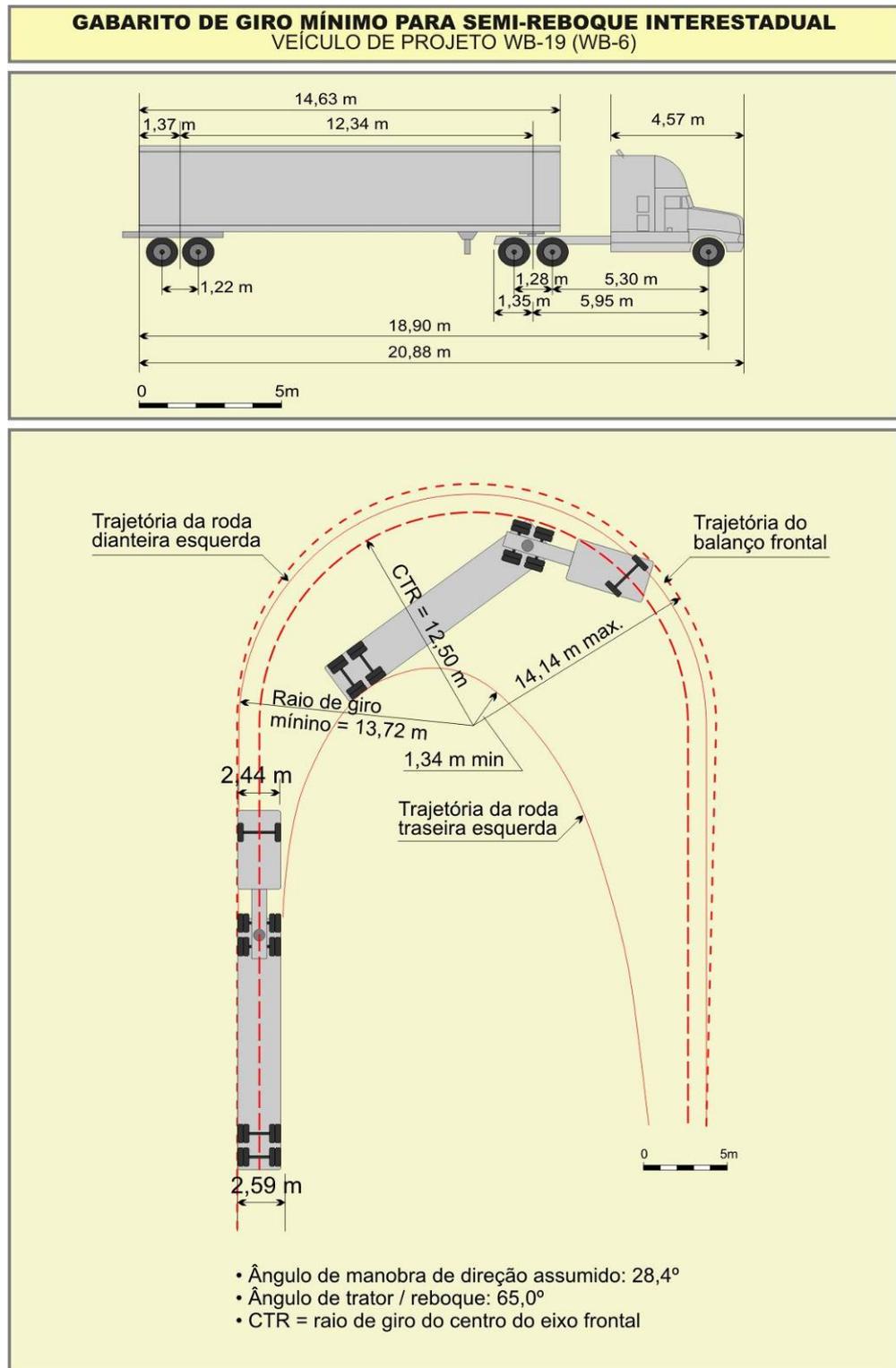


Figura 6.10 – Gabarito de Giro de Semi-Reboque Interestadual (WB-19)

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

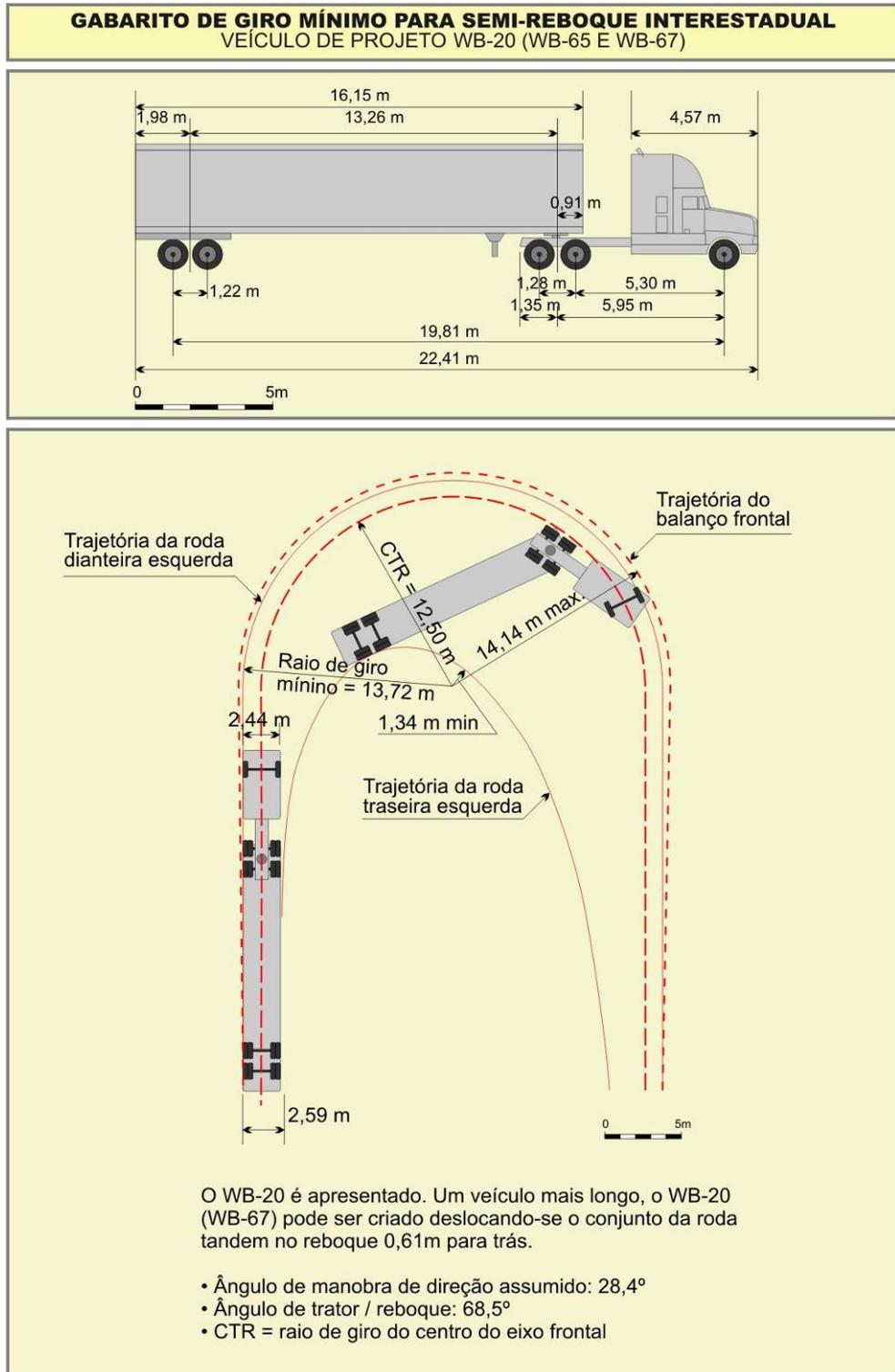


Figura 6.11 – Gabarito de Giro de Semi-Reboque Interestadual (WB-20)

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* ⁽⁴⁾

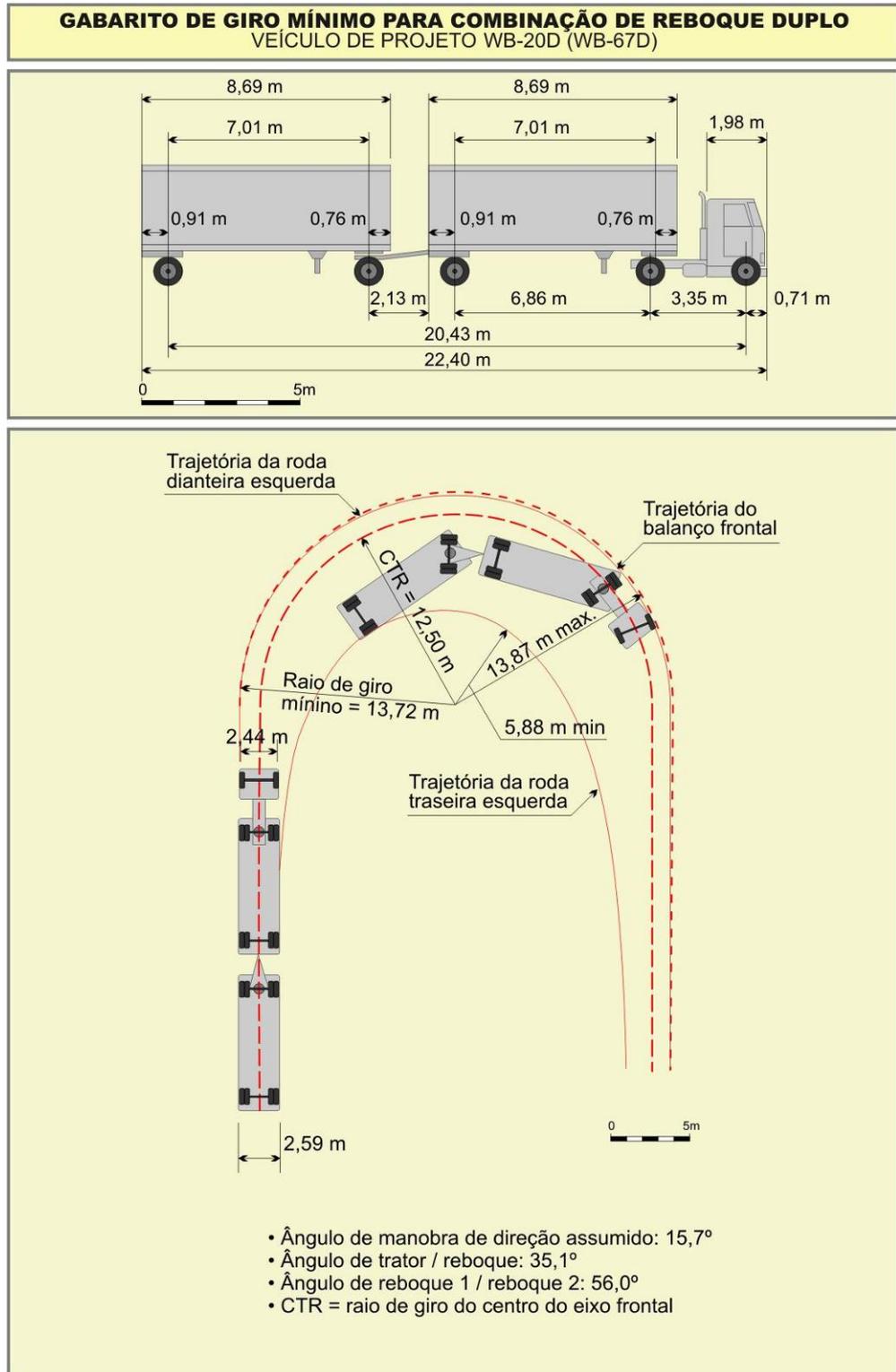


Figura 6.12 – Gabarito de Giro para Combinação de Reboque Duplo (WB-20D)

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

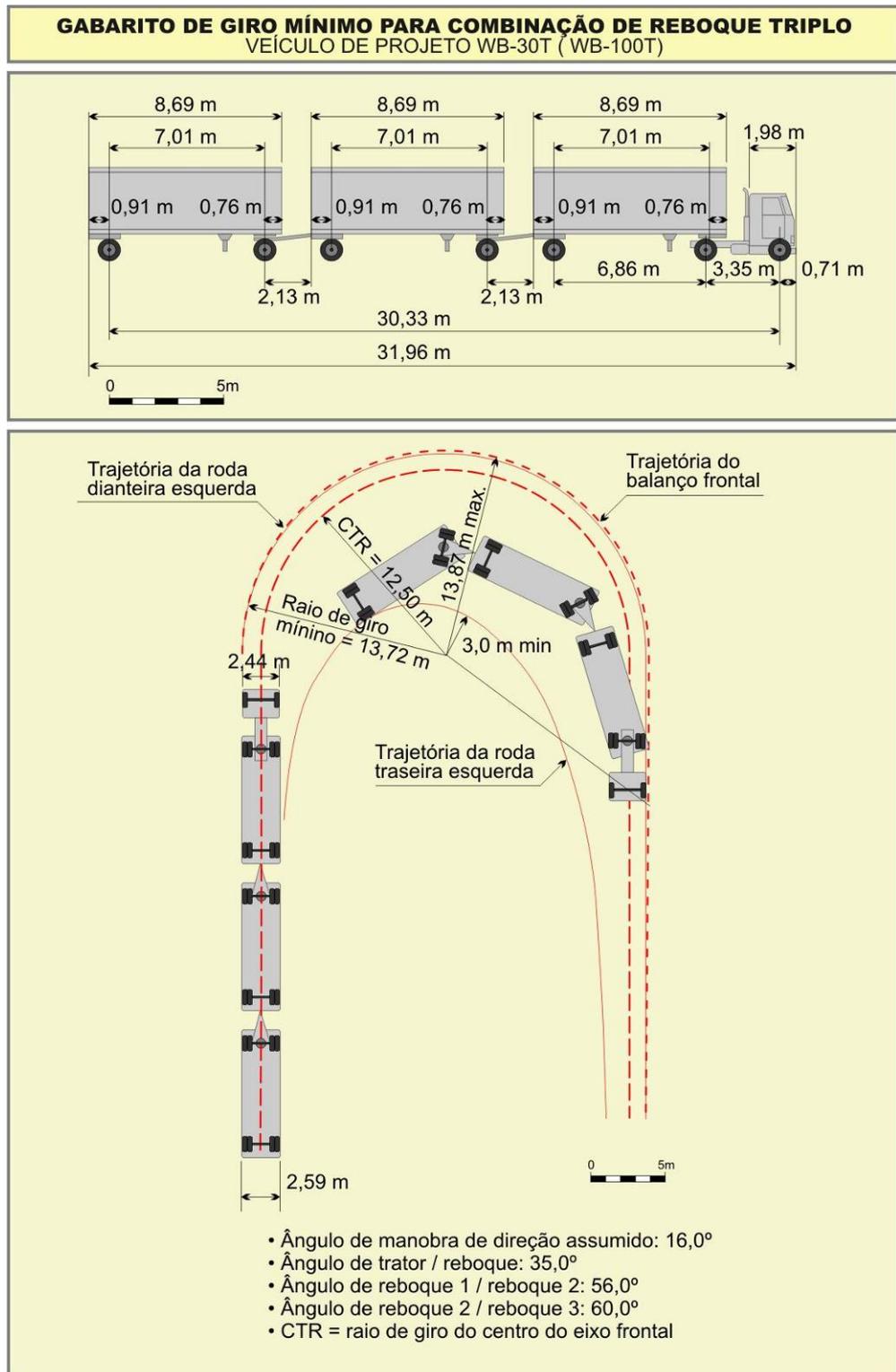


Figura 6.13 – Gabarito de Giro para Combinação de Reboque Triplo (WB-30T)

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

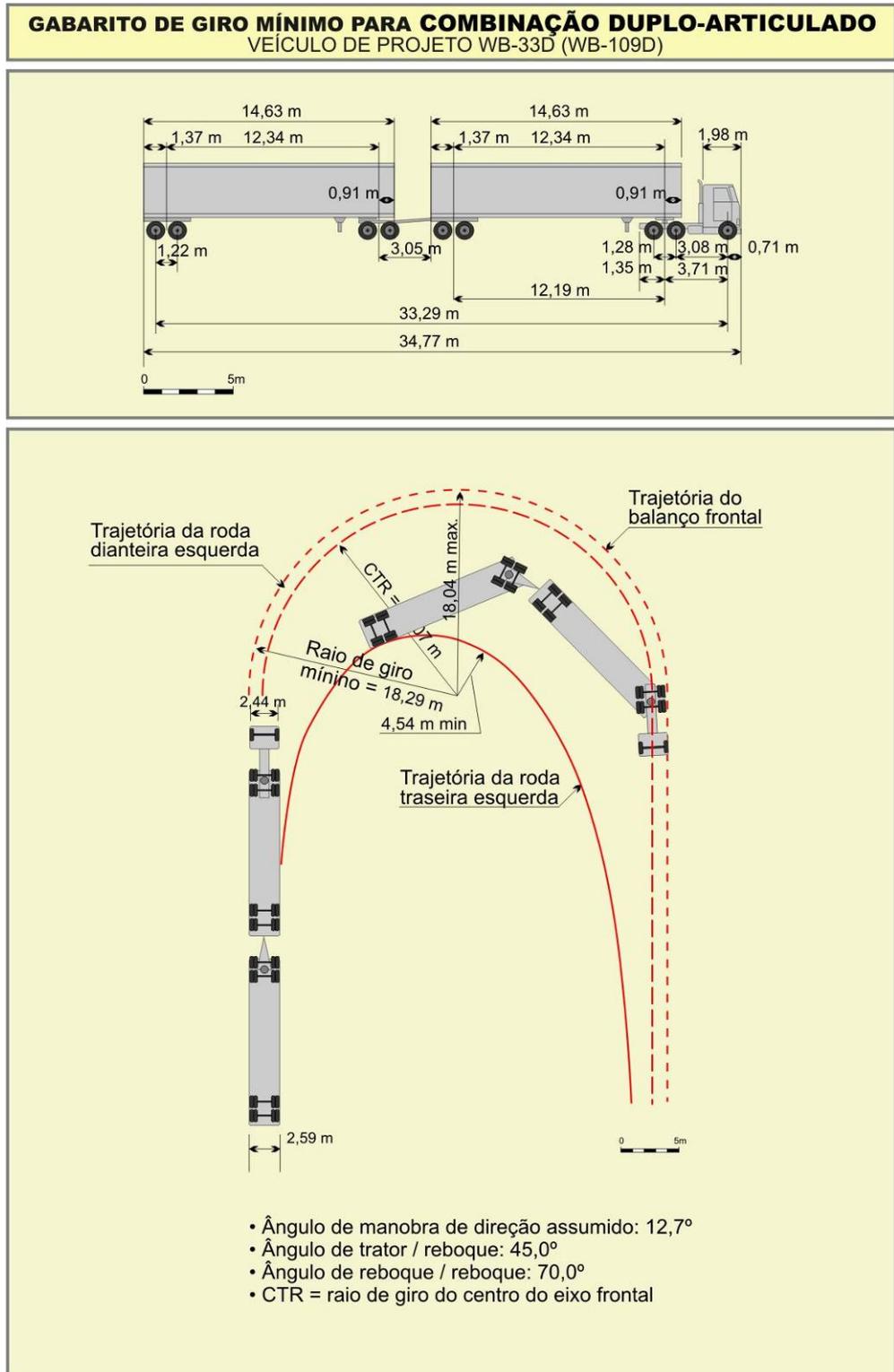


Figura 6.14 – Gabarito de Giro para Combinação Duplo-Articulado (WB-33D)

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	47 de 185

6.4 Programas Computacionais de Simulação de Manobras de Giro

Estão disponíveis atualmente ferramentas úteis ao desenvolvimento do projeto de interseções de uma via, de áreas de estacionamento, de rampas de acesso, ou de qualquer local com espaço limitado para que os veículos realizem manobras de conversão ou de giro em condições aceitáveis. Estas ferramentas consistem em programas de simulação de manobras de giro de veículos em baixas velocidades, que operam tanto em ambiente de AutoCAD como de MicroStation CAD. Tais aplicativos computacionais são capazes de simular as trajetórias dos pneus dianteiros e traseiros dos veículos bem como dos limites externos de sua carroceria.

O projetista pode simular manobras de giro de qualquer dos veículos de projeto constantes de classificações reconhecidas e estabelecidas em manuais de projeto de diferentes países, cujas características e dimensões básicas estão armazenadas na biblioteca integrante do programa de simulação. O projetista pode também simular trajetórias de qualquer veículo com características e dimensões básicas diferentes daquelas disponíveis na mencionada biblioteca, bastando para tanto introduzir as informações básicas acerca do mesmo, ou seja, o projetista pode criar um novo veículo e simular trajetórias em diferentes situações.

As versões mais atualizadas de tais tipos de programas contêm recursos de animação que permitem aos usuários visualizar rapidamente o espaço ocupado pelo veículo em determinada manobra de giro ao longo de diretriz pré-definida no projeto ou ao longo de trajetórias esboçadas instantaneamente pelo projetista com o cursor no monitor de seu computador.

A Figura 6.15 adiante apresentada ilustra um exemplo de trajetória de um caminhão tipo WB-20 em curva de baixa velocidade, simulada pelo programa AutoTURN 5.1 desenvolvido pela *Transoft Solutions Inc.*

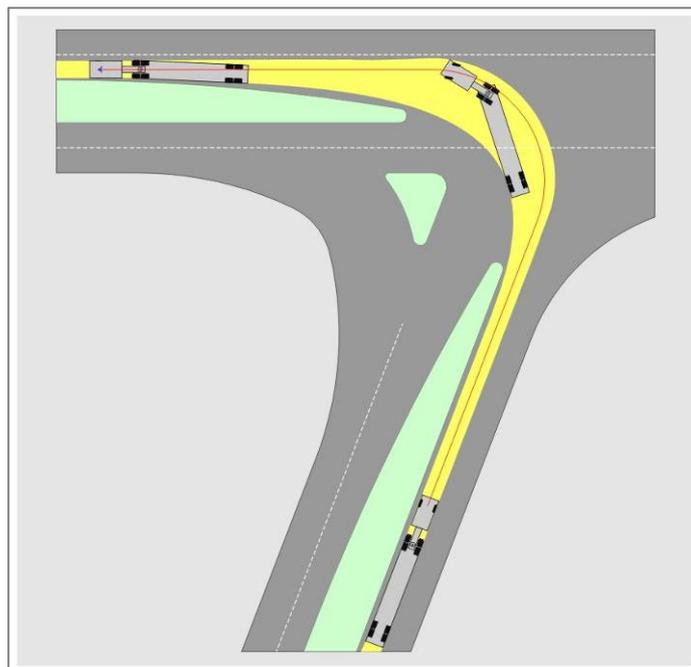


Figura 6.15 – Exemplo de Trajetória Simulada Através do Aplicativo *AutoTurn*



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	48 de 185

6.5 Limites de Pesos e Dimensões para a Circulação de Veículos

O Código de Trânsito Brasileiro⁽¹²⁾ e as resoluções 12/98⁽¹³⁾ e 184/05⁽¹⁴⁾ do Conselho Nacional de Trânsito estabelecem os seguintes limites de pesos e dimensões para a circulação de veículos:

- a) largura máxima: 2,60m
- b) altura máxima: 4,40m
- c) comprimento total
 - veículos simples: 14,00m
 - veículos articulados: 18,15m
 - veículos com reboque: 19,80m
- d) limites máximos de peso bruto:
 - peso bruto total por unidade de veículos de carga: 57t
 - peso bruto total por unidade de combinações de veículos: 57t, válido para máximo de 7 eixos e comprimento entre 17,5 e 19,8m
 - peso bruto por eixo isolado: 10t
 - pesos brutos de valores específicos por conjuntos de 2 ou 3 eixos em tandem conforme as distâncias entre os eixos, o tipo de veículo (semi-reboque) e eventual caso de suspensão especial:
 - peso bruto por conjunto de dois eixos em tandem: 17t
 - peso bruto por conjunto de dois eixos não em tandem: 15t
 - peso bruto por conjunto de três eixos em tandem: 25t

Os veículos que excedem limites legais de dimensões e pesos só podem circular com autorização específica, fornecida pela autoridade com jurisdição sobre a via e considerando os limites da via, com validade de um ano, renovada até o sucateamento do veículo.

6.6 Combinações de Veículos de Carga

Em vários países do mundo e no Brasil, os agentes de diferentes setores da economia buscam reduzir o custo do transporte de cargas e vêm solicitando autorização para circulação de veículos com comprimentos cada vez maiores e com limites máximos de peso.

O Código de Trânsito Brasileiro⁽¹²⁾ estabelece as seguintes limitações para veículos com tais características, conhecidos como Combinações de Veículos de Carga - CVC:

- tais veículos só podem trafegar sob permissão especial;
- o limite para seu peso bruto total combinado é de 74t;

- o limite para seu comprimento total é de 30m;
- a sua circulação é permitida apenas no período compreendido entre 6:00 e 18:00 horas;
- o limite de velocidade de circulação para tais veículos é de 60 km/h.

Os principais tipos de veículos combinados longos em circulação no Brasil são os treminhões, os rodotrens, os combinados Romeu e Julieta e alguns triplos estrangeiros.

Um aspecto importante a ser destacado quando tais veículos realizam trajetórias curvas é o fenômeno do arraste, representado esquematicamente na Figura 6.16 a seguir. Tal fenômeno ocorre quando as trajetórias dos pneus traseiros não coincidem com as dos pneus dianteiros.

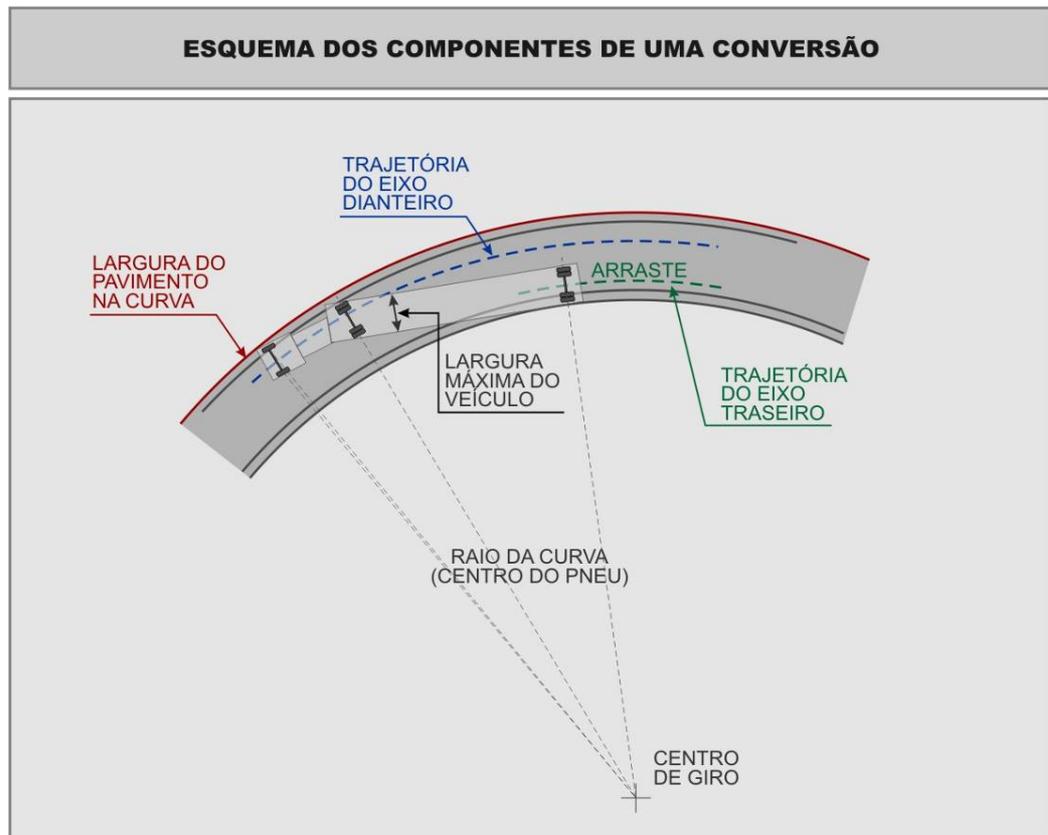


Figura 6.16 – Representação Esquemática do Fenômeno de Arraste

Quando um CVC trafega ao longo de uma trajetória curva de raio pequeno em baixa velocidade, considerada como inferior a 15 km/h, ocorre um deslocamento dos eixos traseiros em direção ao centro da curva e, em alguns casos, o veículo tem dificuldade para manter-se dentro de sua faixa de tráfego. Neste caso, o fenômeno é conhecido por “arraste positivo”.

Quando circulando a velocidades elevadas a aceleração lateral desenvolvida sobre os pneus cria um efeito dinâmico que faz com que os eixos rebocados escorreguem em direção ao lado externo da curva, ocorrendo neste caso o chamado “arraste negativo”.

Na Figura 6.17 a seguir estão ilustradas as situações de arraste positivo e arraste negativo, podendo-se visualizar que em ambas situações as trajetórias dos pneus dos eixos traseiros não coincidem com as dos pneus do eixo dianteiro.

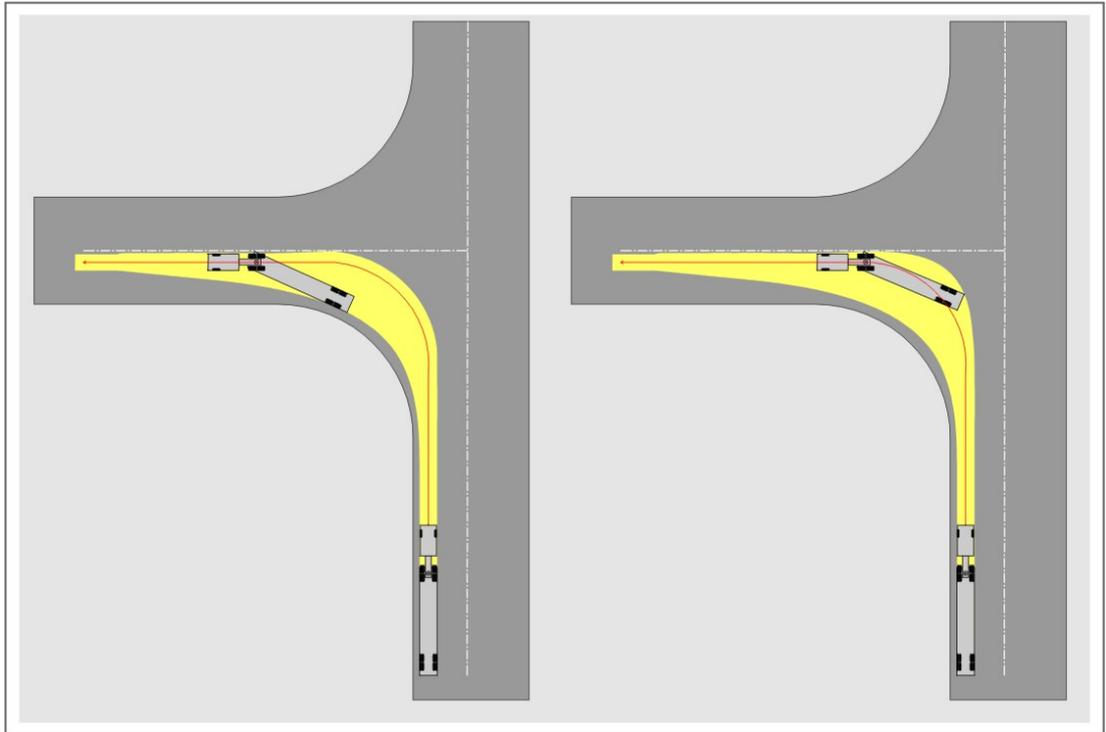


Figura 6.17 – Representação Esquemática de Arrastes Positivo e Negativo

É importante notar que, durante a elaboração de projetos, especialmente em locais com geometria mais restritiva como ramos das interseções e acessos, o projetista deve avaliar cuidadosamente a necessidade de adaptações na configuração e na geometria das pistas, de forma que a circulação de CVC ocorra em condições de relativo conforto e segurança. A análise deve considerar também os eventuais problemas que a circulação de CVC possa causar ao tráfego geral. Em tais situações, deve-se reduzir ao máximo os conflitos de circulação, implantando-se, se necessário, dispositivos de canalização de tráfego, preferencialmente demarcações de sinalização horizontal, a fim de não criar restrições físicas para os CVC.

6.7 A Consideração da Poluição Causada pelos Veículos no Desenvolvimento do Projeto da Via

O projeto deve identificar e avaliar o impacto causado às áreas adjacentes da rodovia por:

- poluentes emitidos na atmosfera pelos veículos;
- ruídos causados pelos veículos e transmitidos às áreas adjacentes.

Com base em tal avaliação o projeto deve contemplar diferentes alternativas de traçado e de soluções mitigadoras nos casos mais críticos.

Vários fatores podem afetar a taxa de emissão de poluentes, destacando-se dentre eles:

- a composição do tráfego;
- as velocidades dos veículos;



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	51 de 185

- a temperatura ambiente;
- a distribuição da idade da frota circulante.

Os ruídos, por sua vez, podem ser gerados por:

- operação mecânica do veículo e de seus componentes, especialmente do motor;
- aerodinâmica dos veículos;
- ação dos pneus no pavimento;
- sons emitidos nas frenagens, no caso de ônibus e caminhões em áreas urbanas;
- sons gerados nos escapamentos, especialmente ônibus, caminhões e motocicletas, em áreas urbanas;
- buzinas e sirenes em áreas urbanas

O tipo e a intensidade dos ruídos variam com o volume e com a composição do tráfego, bem como com as condições operacionais impostas aos veículos, resultantes de rampas acentuadas, locais de maior velocidade etc.

A direção e a amplitude dos ruídos variam com as características físicas da via: o nível de ruído percebido por pessoas que residem ou trabalham nas proximidades da via decresce com o aumento do seu afastamento. Na impossibilidade de afastamento do traçado da via de áreas residenciais ou comerciais, podem ser adotadas soluções mitigadoras como, por exemplo, rebaixamento do greide da via junto a tais áreas, de forma que os taludes da seção em corte constituam barreiras naturais à propagação dos ruídos.

7 DISTÂNCIAS DE VISIBILIDADE

7.1 Aspectos Gerais

Um dos fatores mais importantes para a segurança e para a eficiência operacional de um veículo trafegando ao longo de uma via rural ou urbana é a condição de visibilidade que é proporcionada ao seu motorista.

Quando dispõe de uma distância de visibilidade adequada, o motorista tem condições de captar as informações sobre a via e sobre o tráfego, interpretá-las, imprimir ao veículo trajetória e velocidade adequadas, tomar decisões a tempo e com segurança, inclusive imobilizar o veículo ou mesmo realizar outro tipo de manobra adequado quando surge algum obstáculo inesperado à sua frente. Além de visibilidade adequada, a capacitação dos motoristas, refletida na sua habilidade, treinamento e experiência, também é fator determinante para a segurança na operação.

As distâncias de visibilidade disponíveis ao longo da rodovia, diretamente relacionadas às suas características geométricas, devem atender aos requisitos decorrentes das características do comportamento de parcela significativa dos motoristas e também do conjunto formado pelo veículo e pela pista, como freios, suspensão, pneus e condições da superfície de rolamento.

Em termos objetivos, a segurança viária e a qualidade da operação do tráfego requerem:



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	52 de 185

- distâncias de visibilidade com extensão suficiente para que o motorista possa imobilizar seu veículo a tempo de evitar colisão com objeto que represente situação de perigo;
- distâncias de visibilidade com extensão suficiente para permitir que os motoristas, em vias bidirecionais de duas faixas de tráfego, realizem ultrapassagens seguras sobre outros veículos ocupando a faixa de tráfego do fluxo oposto;
- distâncias de visibilidade necessárias para tomada de decisões com grau elevado de complexidade em locais específicos da rodovia.

Os parâmetros básicos considerados usualmente na elaboração de um projeto viário são: distância de visibilidade de parada, DVP, e distância de visibilidade de ultrapassagem, DVU. Um outro parâmetro de visibilidade utilizado com menor frequência, sempre em situações especiais ou críticas, é a distância de visibilidade de decisão, DVTD.

A DVP é um parâmetro importante para avaliação das condições de visibilidade em:

- rodovias bidirecionais de duas faixas de tráfego;
- rodovias de múltiplas faixas de todas as categorias.

A DVU é um parâmetro importante para avaliação das condições de visibilidade em rodovias bidirecionais de duas faixas de tráfego, especialmente naquelas de categoria mais elevada. Tais rodovias devem apresentar, com frequência conveniente, trechos com visibilidade adequada para a realização de manobras de ultrapassagem, de modo a oferecer condições para que o motorista do veículo rápido ocupe a faixa da esquerda, destinada ao fluxo em sentido oposto, para ultrapassar os veículos lentos à sua frente sem o risco de provocar acidentes. Segundo a AASHTO⁽⁴⁾, tal frequência deve estar de acordo com a classificação funcional da rodovia.

Outro aspecto importante a ser considerado no desenvolvimento do projeto de uma rodovia nova ou mesmo na avaliação das condições de visibilidade de uma rodovia existente diz respeito ao levantamento e à análise das distâncias de visibilidade disponíveis ao longo desta. Esta análise é importante tanto para verificação do atendimento à disponibilidade contínua da DVP quanto para verificação das extensões dos trechos com disponibilidade de DVU.

Vários estudos de segurança comprovam que as distâncias de visibilidade disponíveis à frente do motorista ao longo da rodovia estão diretamente relacionadas com a ocorrência de acidentes, especialmente no caso de pista simples com tráfego bidirecional. As principais conclusões desses estudos, sintetizadas na publicação *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾, são:

- a taxa de ocorrência de acidentes decresce com o aumento da visibilidade;
- distâncias de visibilidade inferiores a 100 m correspondem a elevadas taxas de ocorrência de acidentes;
- distâncias de visibilidade entre 100 e 200 m correspondem a taxas de acidentes 25% inferiores àquelas verificadas para distâncias de visibilidade inferiores a 100 m;
- distâncias de visibilidade acima de 200 m correspondem às menores taxas de redução de ocorrência de acidentes.

A Figura 7.1 adiante, extraída da mesma publicação, ilustra as conclusões dos estudos de segurança desenvolvidos na Alemanha e caracteriza a relação entre a taxa de ocorrência de acidentes e a distância de visibilidade disponível ao longo da rodovia.

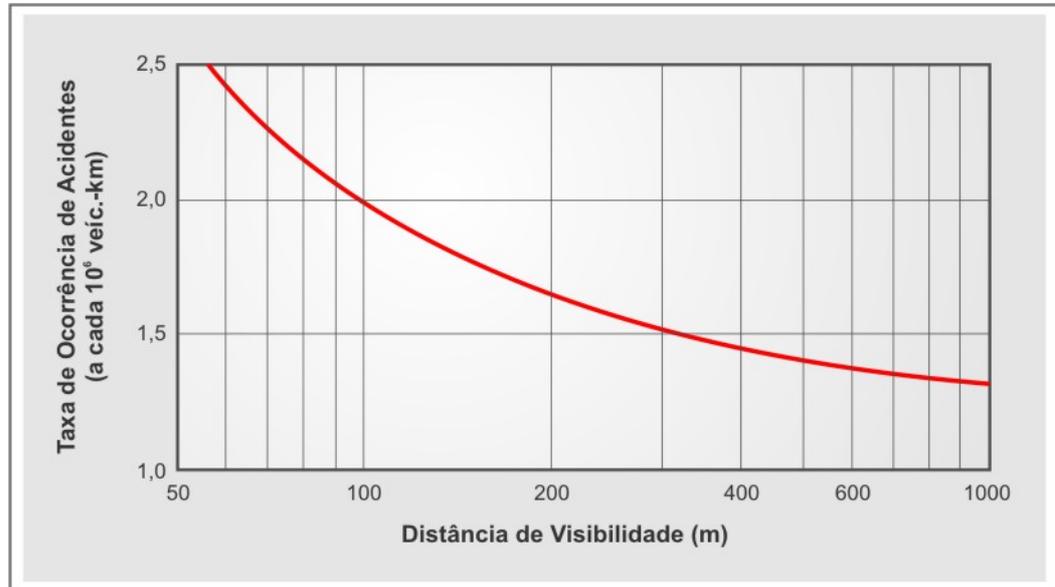


Figura 7.1 - Taxa de Ocorrência de Acidentes em Função da Visibilidade

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾

Segundo este mesmo manual ⁽¹⁰⁾, Hirsche desenvolveu estudos na Alemanha confirmando que o aumento das distâncias de visibilidade disponíveis leva ao decréscimo da taxa de ocorrência de acidentes. Hirsche concluiu ainda que a quantidade de obstruções à visibilidade tem importância considerável sobre esta ocorrência: o risco aumenta com o número de obstruções até atingir um máximo, a partir do qual passa a decrescer, ou seja, os motoristas tornam-se mais alertas e adaptam sua conduta à situação de visibilidade restrita.

7.2 Distância de Visibilidade de Parada (DVP)

7.2.1 Conceituação da DVP

Os veículos automotores podem desenvolver velocidades consideráveis, o que implica na possibilidade de percorrerem distâncias apreciáveis em poucos segundos. Quando se desloca à máxima velocidade permitida nas rodovias brasileiras de 120 km/h, por exemplo, o veículo percorre 2 km por minuto, ou seja, mais de 33 m por segundo.

Por outro lado, em uma situação de emergência, na qual o motorista percebe uma situação de perigo à sua frente, deve-se levar em conta que sua reação não é imediata, ou seja, há um período de tempo para análise da situação e, se necessário, tomada de decisão de acionar dos freios para imobilizar seu veículo, de forma a evitar a colisão. Há que se considerar ainda que a ação de frenagem também consome um intervalo de tempo até que o veículo seja totalmente imobilizado.

Desta forma, sob o aspecto estrito da segurança, toda via urbana ou rural deve proporcionar,



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	54 de 185

ao longo de toda a sua extensão, uma distância mínima de visibilidade, proporcional à sua velocidade de projeto, que garanta ao motorista a condição de, ao perceber a existência de um obstáculo ou de uma situação de perigo à sua frente, frear seu veículo. A distância de visibilidade de parada é definida, então, como a distância mínima que permita esta operação.

7.2.2 O Traçado da Via e as Limitações de Visibilidade

Quando se considera o efeito conjugado dos alinhamentos horizontal e vertical da via, as condições de visibilidade são limitadas pelas mudanças de direção e declividade ao longo de seu traçado, especialmente nas curvas horizontais dos trechos em corte e nas curvas verticais convexas.

Para as curvas horizontais as restrições nas condições de visibilidade não conduzem, em geral, à fixação de padrões mínimos para o projeto de geometria, já que é possível minimizar tais restrições por meio do alargamento da plataforma de terraplenagem, por exemplo, ou mesmo pelo abatimento do ângulo de inclinação de taludes nos trechos em corte. De todo modo, deve-se garantir que, em qualquer ponto da curva horizontal, a linha de visão do motorista que segue pela corda do arco de curva alcance a pista em um ponto à frente do veículo a uma distância ao longo da via igual ou maior que a DVP.

Já para as curvas verticais convexas, as restrições de visibilidade impõem requisitos mínimos de projeto, relacionados aos seus comprimentos mínimos, de forma que fique garantido que, ao longo de toda a extensão destas, o motorista tenha condições de fazer parar seu veículo caso aviste um obstáculo à sua frente. As curvas verticais côncavas, por sua vez, limitam, à noite, a extensão da via atingida pelo feixe luminoso dos faróis dos veículos e acabam limitando, portanto, de forma indireta, a distância de visibilidade noturna.

Por esta razão, a DVP é o principal parâmetro que condiciona a fixação de padrões mínimos de projeto para as curvas de concordância do alinhamento vertical de uma via.

7.2.3 Expressão de Cálculo da DVP

De acordo com a conceituação anteriormente apresentada, a distância de visibilidade de parada é resultante da soma de duas parcelas: a distância percorrida durante o tempo de percepção e reação do motorista e a distância necessária para parar o veículo desde o acionamento dos freios:

$$DVP = D_1 + D_2$$

Onde:

D_1 : distância percorrida durante o tempo de percepção e reação;

D_2 : distância percorrida desde o acionamento do sistema de frenagem até a efetiva imobilização do veículo.

7.2.4 Distância Percorrida Durante o Tempo de Percepção e Reação

A distância percorrida durante o tempo de percepção e reação (D_1) pode ser calculada por



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	55 de 185

meio da expressão:

$$D_1 = V \times t$$

Onde:

D_1 : distância percorrida durante o tempo de percepção e reação (m)

V : velocidade de projeto (m/s)

t : tempo de percepção e reação (s)

A expressão acima pode ser adaptada para considerar a velocidade de projeto em km/h, resultando na seguinte fórmula:

$$D_1 = 0,278 \times V \times t$$

Onde:

D_1 : distância percorrida durante o tempo de percepção e reação (m)

V : velocidade de projeto (km/h)

t : tempo de percepção e reação (s)

O intervalo de tempo de percepção e reação é o decorrido desde o instante em que o motorista nota a presença de um obstáculo na rodovia até o momento em que efetivamente aciona o sistema de frenagem.

Dentre muitas outras condições, o motorista necessita notar a presença do objeto e, além disso, identificar se o mesmo está parado ou movendo-se lentamente, tomando por referência a própria rodovia e outros elementos como muros, cercas, árvores e pontes. Este processo demanda tempo, que pode variar consideravelmente de acordo com:

- distância e natureza do obstáculo, incluindo aspectos de cor, tamanho e forma;
- condições físicas e mentais do motorista, incluindo sua acuidade visual e estado fisiológico, ou seja, idade, sono, alimentação, bebida etc.;
- posição do motorista no interior do veículo e arranjo de seus dispositivos de controle;
- agilidade com a qual o condutor reage;
- condições atmosféricas e visibilidade disponível;
- velocidade do veículo;
- ambiente que envolve a rodovia.

Em geral, observa-se que um motorista que dirige à velocidade de projeto está mais alerta do que outro que viaja com menor velocidade. Um motorista que trafega em via urbana depara-se com inúmeros conflitos potenciais, como veículos estacionados e cruzamentos e deve estar mais atento do que um motorista que dirige em via de acesso controlado, onde tais condições são praticamente inexistentes.

O valor do intervalo de tempo de percepção e reação utilizado em projeto deve ser de



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	56 de 185

magnitude suficiente para contemplar parcela significativa dos motoristas. De acordo com *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾, o valor de 2,5 segundos atende a mais de 90% da população dos motoristas. Além dos EUA, este valor tem sido adotado em alguns outros países: Canadá, Japão e África do Sul, assim como pelo DNIT no Brasil. A maioria dos países da Europa, como Alemanha, França Inglaterra, Suécia, Suíça e Grécia, adota o valor de 2,0 segundos para o tempo de percepção e reação em rodovias rurais.

7.2.5 Distância Percorrida Durante o Processo de Frenagem

O processo de frenagem é um dos fatores mais importantes de inter-relação entre o desempenho do veículo e a via, especialmente sob o ponto de vista da segurança da operação, razão pela qual a distância de frenagem dos veículos é um dos parâmetros cujo dimensionamento é um dos principais problemas básicos com os quais os engenheiros rodoviários se deparam.

Por um lado há que se considerar que a enorme variedade dos tipos de veículos envolve uma gama muito grande de condições em termos de eficiência de frenagem, distribuição de peso nos eixos do veículo, características de pneus e aerodinâmica, condições estas que, de alguma forma, precisam ser levadas em conta no projeto.

Além disso, também há que se levar em conta que o nível de habilidade ao dirigir é importante no processo de frenagem, pois o motorista que faz travar uma ou mais rodas em uma frenagem de emergência reduz o fator de atrito efetivo entre o pneu e o pavimento para uma condição típica de deslizamento, na qual o fator de atrito é substancialmente reduzido. E mesmo que sistemas avançados de frenagem, do tipo ABS e outros de geração mais recente, possam evitar tal situação de deslizamento em uma ou mais rodas, nem todos os veículos da frota circulante nas rodovias do Brasil possuem tais sistemas.

Assim, o problema básico no dimensionamento da distância de frenagem consiste em considerar parâmetros e condições não para um veículo específico, mas para uma grande variedade de tipos e de distribuição de cargas dos veículos, bem como para diferentes níveis de habilidade dos motoristas e de condições climáticas.

Talvez seja por esta razão que as normas de diferentes países têm adotado processos e valores de parâmetros que diferem entre si para determinar a distância de frenagem dos veículos. Apresentam-se na seqüência três dos métodos mais conhecidos para determinação da distancia de frenagem.

7.2.5.1 Expressão simplificada da distância de frenagem

O Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾ do DNER considera a expressão simplificada da distância de frenagem, também utilizada em alguns outros países, inclusive pela AASHTO em versões de seus manuais anteriores a 2001. Tal expressão, deduzida a partir da física elementar, desconsidera a variação do fator de atrito longitudinal entre pneu e pavimento em função da velocidade do veículo:

$$s = \frac{v_o^2}{2g(f+i)}$$



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	57 de 185

Onde:

- s: projeção horizontal da distância de frenagem
- Vo: velocidade no início do processo de frenagem
- f: fator de atrito longitudinal pneu/pavimento
- i: declividade longitudinal da via
- g: aceleração da gravidade

Inúmeros testes de aderência pneu-pavimento comprovam que os valores de “f” decrescem à medida que a velocidade do veículo é majorada. Os principais fatores que afetam o atrito entre pneus e o pavimento são:

- a) Macro-textura da superfície do pavimento: definida pelas saliências da textura da superfície do pavimento com altura maior que 0,5 mm, a macro-textura áspera é necessária para manter a resistência ao deslizamento em alta velocidade; proporciona o escoamento da água na superfície do pavimento, evitando seu armazenamento e o conseqüente efeito de aquaplanagem.
- b) Micro-textura da superfície do pavimento: definida pelas saliências da textura da superfície do pavimento com altura inferior a 0,5 mm a micro-textura tem papel importante no desenvolvimento do atrito, qual seja, o de proporcionar boa resistência ao escorregamento, permitindo a punção ou penetração através do delgado filme de água remanescente em um pavimento molhado, após a remoção da maior parte do volume de água pela macro-textura e pela banda de rodagem do pneu, a fim de manter o contato direto entre pavimento e pneu.
- c) Condição da superfície do pavimento: adota-se a condição de pavimento molhado para o estabelecimento de valores de projeto do coeficiente de atrito longitudinal.
- d) Pneus: um bom padrão de banda de rodagem proporciona canais que permitem a expulsão da maior parte do volume de água existente entre o pavimento e o pneu; uma camada do tipo radial aumenta a área de contato do pneu; a dureza ou firmeza do pneu é igualmente importante.

Valores de “f” superiores a 0,5 não são recomendáveis, pois nestas condições a desaceleração ($f.g = 0,5.g$) pode ocasionar o deslizamento dos passageiros sobre seus assentos, comprometendo seu conforto. Em condições normais, valores de “f” desta ordem devem ser gerados apenas em frenagens de emergência. Ao estabelecer valores de projeto, deve-se adotar a hipótese de que não ocorra perda do controle do veículo durante o processo de frenagem, sendo desejável, portanto, a utilização de valores mais baixos de “f”.

Os valores de fator de atrito longitudinal entre pneus e pavimento (f) adotados pelo DNER, adiante apresentados na Tabela 7.1 a seguir, foram estabelecidos para condições de pavimento molhado.



Tabela 7.1 – Valores do Fator de Atrito Longitudinal em Função da Velocidade de Projeto

Parâmetros	Valores de f em Função da Velocidade de Projeto									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Velocidade de projeto (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Fator de atrito f	0,40	0,37	0,35	0,33	0,31	0,30	0,29	0,28	0,28	0,27

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾

Para o cálculo dos valores mínimos restritos de distâncias de visibilidade de parada, o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾ do DNER considera a possibilidade de redução da velocidade média efetiva de percurso em relação à velocidade de projeto sob condições de chuva. Para os valores mínimos desejáveis para projeto, considera também a hipótese de que a velocidade de percurso seja idêntica à de projeto, mesmo sob condições de chuva.

As velocidades médias correspondentes às velocidades de projeto estabelecidas no manual do DNER⁽¹⁾ e os respectivos valores do fator de atrito estão indicados na Tabela 7.2 apresentada na seqüência.

Tabela 7.2 – Valores do Fator de Atrito Longitudinal em Função da Velocidade Média

Parâmetros	Valores de f em Função da Velocidade Média									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Velocidade de projeto (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Velocidade média (km/h)	30	38	46	54	62	71	79	86	92	98
Fator de atrito f	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	0,31	0,30	0,30	0,30	0,30

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾

Ressalte-se que as normas atuais de vários países já não consideram mais a situação em que, sob condições de chuva, grande parte dos motoristas possa reduzir a velocidade. Assim, as versões atuais de manuais como *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾, apresentam valores mínimos de projeto da DVP apenas para o caso de velocidades de percurso, admitidas iguais à de projeto, ainda que sob condições de chuva.

7.2.5.2 Expressão de cálculo da distância de frenagem que considera uma taxa de desaceleração confortável para o motorista

A AASHTO passou a adotar a partir do ano de 2001 uma expressão de cálculo da distância de frenagem que considera uma taxa de desaceleração confortável para a grande maioria dos motoristas. Para estabelecer esta taxa de desaceleração, foram levados em conta os resultados de estudos que comprovam que:

- grande parte dos motoristas freia seus veículos a taxas de desaceleração iguais ou superiores a $4,5 \text{ m/s}^2$ quando se deparam com situação inesperada, como presença de objeto na pista, que os obrigue a paralisar seus veículos;
- cerca de 90% dos motoristas desaceleram com uma taxa igual ou superior a $3,4 \text{ m/s}^2$, em condições de manter o controle do veículo dentro da faixa de tráfego durante a frenagem em pavimentos molhados.



Com base em tais estudos, a AASHTO recomenda que seja adotado para a taxa de desaceleração confortável para a maioria dos motoristas o valor de $3,4 \text{ m/s}^2$, considerando que o atrito nos pavimentos molhados e a eficiência dos sistemas de frenagem da maioria dos veículos podem proporcionar atrito de frenagem que exceda tal taxa de desaceleração.

Assim, a expressão estabelecida pela AASHTO para cálculo da distância percorrida desde o acionamento do sistema de frenagem até a efetiva imobilização do veículo, e que já considera o valor da velocidade em km/h, é a que se segue:

$$D_2 = 0,039 \times \frac{V^2}{2 \times a}$$

Onde:

D_2 : distância percorrida desde o acionamento do sistema de frenagem até a efetiva imobilização (m)

V: velocidade de projeto (km/h)

a: taxa de desaceleração (m/s^2).

Para considerar o efeito da declividade longitudinal na distância de frenagem a AASHTO estabelece a seguinte expressão:

$$D_2 = \frac{V^2}{254 \times \left(\left(\frac{a}{9,81} \right) + i \right)}$$

Onde:

D_2 : distância percorrida desde o acionamento do sistema de frenagem até a efetiva imobilização, considerando o efeito do greide (m)

V: velocidade de projeto (km/h)

a: taxa de desaceleração (m/s^2)

i: declividade longitudinal da via (%).

7.2.5.3 Expressão de cálculo da distância de frenagem que considera a variação do coeficiente de atrito com a velocidade e a resistência aerodinâmica do veículo

Há ainda uma expressão de cálculo da distância de frenagem, adotada na Alemanha e em alguns outros países da Europa, que considera a variação do fator de atrito longitudinal pneu-pavimento com a velocidade bem como a resistência aerodinâmica resultante do deslocamento do ar pelo veículo.

O cálculo da distância de frenagem, estabelecido por Ruediger Lamm e que vem sendo aplicado na Alemanha desde 1973, é efetuado através da seguinte expressão:



$$s = \frac{1}{g} \int_{V_0}^0 \frac{V}{f_t(V) + i + \frac{F_L}{m \times g}} dv$$

Onde:

s: projeção horizontal da distância de frenagem

V: velocidade em um ponto genérico da frenagem

$f_t(V)$: coeficiente de atrito longitudinal como uma função da velocidade

i: declividade longitudinal da via

F_L : força de resistência aerodinâmica

m: massa do veículo

g: aceleração da gravidade

A resistência aerodinâmica ocorre devido ao deslocamento do ar pelo veículo e depende basicamente da forma, do comprimento e da sua seção transversal, bem como do tipo de acabamento, rugosidade, da superfície externa do veículo e da velocidade com que este se desloca.

A força de resistência aerodinâmica, segundo Lamm, é determinada por:

$$F_L = 0,5 \times \gamma \times C_w \times A \times V^2$$

Onde:

γ : densidade do ar, usualmente considerada como 1,15 kg / m³

C_w : coeficiente de resistência aerodinâmica

A: área frontal projetada do veículo

Deve-se entender que a expressão de cálculo da força de resistência aerodinâmica não leva em conta a direção do vento em relação ao veículo, apresentando portanto uma simplificação neste aspecto. De qualquer forma, a resistência aerodinâmica não é a força preponderante no processo de frenagem.

Os valores utilizados usualmente para a área frontal dos veículos variam de 2,0 a 3,5 m² no caso dos automóveis, de 7,0 a 9,0 m² para os ônibus e de 6,0 a 9,0 m² para os caminhões.

7.2.5.4 Considerações acerca do efeito do greide sobre os valores mínimos da DVP

Conforme se verifica nas expressões apresentadas nos subitens anteriores, as declividades longitudinais da via influenciam a parcela D_2 do cálculo da DVP mínima, resultando em aumento desta para rampas descendentes e redução nos aclives.

Em geral, a visibilidade ao longo da via varia de acordo com o sentido de circulação considerado. Normalmente, a visibilidade disponível em rampas ascendentes é inferior àquela verificada em rampas descendentes, especialmente em rodovias com pequeno grau de sinuosidade localizadas em regiões de terreno ondulado, compensando de certa forma a ação



das rampas do greide sobre os valores mínimos para a DVP. Tal condição pode ser empregada como justificativa para o procedimento usualmente adotado pelos projetistas em não ajustar a DVP mínima em função do efeito das rampas verticais.

O ajuste dos valores mínimos para a DVP devido ao alinhamento vertical pode ser necessário em vias de mão única de direção, como rodovias com mais de uma pista que apresentem greides desnivelados.

7.2.6 Valores Mínimos de Projeto para a DVP a Serem Utilizados em Projetos de Rodovias sob Jurisdição do DER/SP.

Os projetos de rodovias desenvolvidos para o DER/SP devem adotar valores mínimos de DVP calculados considerando a distância de frenagem determinada pela expressão estabelecida pela AASHTO. A Tabela 7.3 apresenta os mínimos valores de projeto recomendados pelo DER/SP, os quais são de caráter obrigatório e consideram a condição de pavimento molhado e velocidade de percurso igual à velocidade de projeto.

Tabela 7.3 – Valores Mínimos de Projeto para a DVP

V (km/h)	Declividade da rampa						
	-9%	-6%	-3%	0%	3%	6%	9%
20	20	20	20	20	19	18	18
30	35	35	32	35	31	30	29
40	53	50	50	50	45	44	43
50	74	70	66	65	61	59	58
60	97	92	87	85	80	77	75
70	124	116	110	105	100	97	93
80	154	144	136	130	123	118	114
90	187	174	164	160	148	141	136
100	223	207	194	185	174	167	160
110	262	243	227	220	203	194	186
120	304	281	263	250	234	223	214
130	350	323	302	285	267	254	243

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* ⁽⁴⁾

7.2.7 Comparação entre Valores Mínimos de Projeto adotados em Diversos Países

A Tabela 7.4, adiante apresentada, indica, para efeito de comparação, os valores adotados em diferentes países para o tempo de reação e para a distância de visibilidade de parada.



Tabela 7.4 - Comparação de Valores Mínimos de Projeto Adotados em Diversos Países para a Distância de Visibilidade de Parada (Terrenos em Nível)

País	t (seg)	Velocidade de Projeto ou de Percurso (km/h)													
		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	
DVP(m)															
Austrália															
(Condições Normais)	2.5	-	-	-	-	-	-	115	140	170	210	250	300	-	-
(Condições Normais)	2.0	-	-	-	45	65	85	105	130	-	-	-	-	-	-
(Condições Restritas)	1.5	-	-	-	40	55	70	-	-	-	-	-	-	-	-
Áustria	2.0	-	-	35	50	70	90	120	-	185	-	275	-	380	-
Inglaterra	2.0	-	-	-	70	90	120	-	-	215	-	295	-	-	-
Canadá	2.5	-	-	45	65	85	110	140	170	200	220	240	-	-	-
França	2.0	15	25	35	50	65	85	105	130	160	-	-	-	-	-
Alemanha	2.0	-	-	-	-	65	85	110	140	170	210	255	-	-	-
Grécia	2.0	-	-	-	-	65	85	110	140	170	205	245	-	-	-
África do Sul	2.5	-	-	50	65	80	95	115	135	155	180	210	-	-	-
Suécia	2.0	-	35	-	70	-	165	-	-	-	195	-	-	-	-
Suíça	2.0	-	-	35	50	70	95	120	150	195	230	280	-	-	-
EUA (AASHTO 1994)	2.5	-	30	44	63	85	111	139	169	205	246	286	-	-	-
EUA (AASHTO 2004)	2.5	20	35	50	65	85	105	130	160	185	220	250	285	-	-
Brasil (DNER)															
(Condições Mínimas)	2.5	-	30	45	60	75	90	110	130	155	180	205	-	-	-
(Condições desejáveis)	2.5	-	30	45	65	85	110	140	175	210	255	310	-	-	-

NOTA: Os tempos de percepção/reação são aqueles geralmente utilizados para vias rurais.

7.3 Distância de Visibilidade de Ultrapassagem (DVU)

7.3.1 Aspectos Gerais

Distância de visibilidade de ultrapassagem é a extensão necessária em uma rodovia bidirecional de duas faixas de tráfego para que um veículo possa ultrapassar outro que circule com velocidade inferior à sua frente, em condições aceitáveis de conforto e segurança, dispondo para tanto de visibilidade suficiente para minimizar a possibilidade de ocorrência de acidentes.

Além da segurança, a realização de manobras de ultrapassagem está relacionada à eficiência da operação da rodovia, pois o nível de serviço e a capacidade das rodovias de pista simples são afetados pelo número de vezes em que um veículo lento é alcançado por veículos de maior velocidade e pelo tempo em que os motoristas desses veículos são forçados a seguir o veículo lento, enquanto aguardam uma oportunidade para realizar a manobra.



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	63 de 185

Por isso é interessante que o projeto de geometria propicie frequências e extensões convenientes de segmentos de rodovia com condições para a realização das manobras de ultrapassagem, de modo que os veículos lentos não causem grandes atrasos e redução significativa da velocidade do fluxo de tráfego e, conseqüentemente, impactos negativos sobre as condições de operação da rodovia.

A distribuição do volume de tráfego, de acordo com os sentidos de circulação, também tem influência sobre a realização das manobras de ultrapassagem. Em situações de baixos volumes de tráfego, o nível de serviço ofertado pela rodovia não tende a sofrer grande degradação quando da necessidade de realização de ultrapassagens.

Para elevados volumes de tráfego, o atraso causado pelos veículos lentos tende a ser maior, pois, além da DVU mínima disponível, é necessário que o fluxo em sentido oposto ofereça brechas adequadas para a realização da ultrapassagem. A partir de determinado volume de tráfego na faixa da esquerda, a possibilidade de realização de manobras de ultrapassagem tende a zero. Nestes casos é necessário estudar alternativas para a viabilização das ultrapassagens, como a implantação de faixas de ultrapassagem, construção de faixas adicionais em longas rampas íngremes ou, até mesmo, a duplicação da rodovia.

O Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾ recomenda a viabilização de trechos com ultrapassagem com intervalos entre 1,5 e 3,0 km, enquanto que na publicação *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾ a AASHTO recomenda como desejável que 20% da extensão total da via tenham disponibilidade de distâncias de visibilidade para ultrapassagem. Na Alemanha, segundo o *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾, recomenda-se como desejável a disponibilidade de distâncias de visibilidade para ultrapassagem em cerca de 25% da extensão total da via.

7.3.2 Aspectos Básicos da Manobra de Ultrapassagem

A fim de que os motoristas possam realizar manobras de ultrapassagem com segurança, é necessária distância suficiente livre da presença de veículos do fluxo oposto. Esta distância deve permitir a conclusão da manobra sem fechar o veículo ultrapassado e antes que um veículo apareça no sentido oposto. Além disso, esta distância também deve ser suficiente para que, iniciada a manobra, o motorista possa optar por abortá-la e retornar à faixa da direita, caso perceba que um veículo do fluxo de tráfego oposto está a uma distância e a uma velocidade que o impeça de concluir a ultrapassagem.

Muitas manobras desta natureza são realizadas sem que o motorista enxergue um trecho desimpedido suficientemente longo à sua frente. Entretanto, o projeto geométrico não pode ser definido para esta condição, que despreza o fator de segurança desejável. Assim, é essencial que a DVU permita a realização de ultrapassagens sob condições seguras.

Embora em muitas situações ocorram múltiplas ultrapassagens, onde dois ou mais veículos ultrapassam ou são ultrapassados, não é prático considerar esta condição no desenvolvimento de critérios mínimos de projeto. Deste modo, a distância de visibilidade é determinada para um veículo único ultrapassando outro. Deve-se prever em projeto distâncias maiores para locais que possam acomodar múltiplas ultrapassagens ocasionais.

As variáveis básicas envolvidas na manobra de ultrapassagem podem ser resumidas nos



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	64 de 185

seguintes elementos ou aspectos:

- o julgamento do motorista que faz a ultrapassagem e os riscos que este está disposto a assumir;
- o tamanho e a velocidade do veículo que vai ser ultrapassado;
- a velocidade do veículo que faz a ultrapassagem e o risco percebido durante a manobra;
- taxas de aceleração e desaceleração do veículo que faz a ultrapassagem;
- a velocidade de um possível veículo vindo em sentido oposto e a ação evasiva ou a redução de velocidade ou frenagem assumida pelo seu motorista ou pelo motorista do veículo que vai ser ultrapassado;
- as distâncias de separação entre os veículos ao final da manobra;
- o perfil longitudinal e outras características geométricas da rodovia que afetem o desempenho operacional dos veículos;
- volume de tráfego na rodovia;
- condições atmosféricas;
- limite legal de velocidade estabelecido na rodovia.

As manobras de ultrapassagem podem ser rápidas ou com início atrasado. Nas manobras rápidas o veículo que realiza a ultrapassagem não sofre redução de velocidade. Antes de alcançar o veículo lento, o motorista do veículo de velocidade mais elevada já o posiciona na faixa da esquerda para iniciar a manobra de ultrapassagem.

Nas manobras com início atrasado, o veículo que vai realizar a ultrapassagem segue o veículo lento, enquanto aguarda oportunidade para iniciar a manobra. Em geral, as distâncias necessárias para completar as manobras com início atrasado tendem a ser superiores àquelas necessárias para as ultrapassagens rápidas. Alguns modelos de previsão de distâncias para ultrapassagem consideram manobras com início atrasado para o cálculo dos valores mínimos da DVU.

A manobra de ultrapassagem também pode contar com um veículo aproximando-se em sentido oposto. Em geral, esta situação obriga os motoristas dos veículos rápidos a serem mais eficientes para concluir a manobra, com necessidade de menores tempos de ocupação da faixa da esquerda. A presença do veículo aproximando-se em sentido oposto pode ocasionar a interrupção da manobra.

7.3.3 Critérios para a definição de valores mínimos para a DVU

Existem basicamente dois diferentes métodos para estabelecimento de valores mínimos de projeto para a DVU:

- Critério Geométrico: usado em projeto com a intenção de assegurar nível de serviço adequado a ser oferecido pela rodovia, de forma a garantir extensão suficiente de trechos para ultrapassagem visando a eficiência da operação; tal critério não é utilizado diretamente no projeto de demarcação de zonas com restrição à realização de manobras de ultrapassagem;



- Critério de Marcação da Sinalização Horizontal: usado para definir os segmentos da rodovia com ultrapassagem proibida e elaboração do projeto de sinalização horizontal.

A Tabela 7.5 apresenta os valores propostos para a DVU pela AASHTO em *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾ e pela FHWA no *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*⁽¹⁵⁾, ao qual é comum referir-se através da sigla MUTCD.

Tabela 7.5 - Valores Mínimos para a DVU de Acordo com os Critérios Geométrico e de Marcação da Sinalização Horizontal

Velocidade (km/h)	DVU (m)	
	AASHTO	FHWA
30	200	-
40	270	140
50	345	160
60	410	180
70	485	210
80	540	245
90	615	280
100	670	320
110	730	355
120	775	395
130	815	

Ambos os critérios são fundamentados em pesquisas realizadas há mais de 50 anos. Tais pesquisas consideraram apenas manobras de ultrapassagem envolvendo veículos de passeio.

Esclareça-se que o critério de sinalização não considera a eficiência da operação da rodovia, mas apenas a distância percorrida pelo veículo rápido enquanto este ocupa a faixa destinada ao fluxo de tráfego em sentido oposto, motivo da diferença de grandeza dos valores mínimos recomendados pelo critério geométrico.

O critério de sinalização é utilizado para a definição de segmentos com ultrapassagem proibida ao longo da rodovia, indicados por meio da demarcação de faixas amarelas duplas e contínuas sobre a superfície do pavimento e pela sinalização vertical através do sinal R7, de acordo com o Anexo 2 do Código de Trânsito Brasileiro, estabelecido pela Lei nº 9.503⁽¹²⁾.

7.3.4 Critério Geométrico – O Método Proposto pela AASHTO

O método proposto pela AASHTO é considerado em normas de diversos países, inclusive no Brasil, onde é diretamente citado no Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾ publicado em 1999 pelo extinto DNER, atual DNIT.

Neste método foram empregadas as equações do movimento uniforme da física elementar para a dedução dos valores mínimos para a DVU, considerando constante a taxa de aceleração para o veículo que realiza a ultrapassagem. As principais hipóteses consideradas no modelo proposto são as seguintes:



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	66 de 185

- o veículo a ser ultrapassado, designado por veículo lento, VL, tem velocidade constante, diferentemente do veículo que realiza a ultrapassagem, designado por veículo rápido, VR;
- a manobra de ultrapassagem tem início atrasado, ou seja, o motorista do veículo rápido reduz a velocidade ao alcançar o veículo lento, acompanhando-o até que surja oportunidade para a realização da manobra de ultrapassagem;
- no momento em que surge a oportunidade para a realização da manobra de ultrapassagem, o motorista do veículo rápido necessita de um intervalo de tempo para notá-la, denominado tempo de percepção e reação, e tomar as providências necessárias ao seu início;
- no momento em que o veículo que realiza a ultrapassagem passa a ocupar a faixa da esquerda o veículo que se aproxima em sentido oposto surge no campo de visão do motorista do veículo rápido;
- o veículo que se aproxima em sentido oposto tem a mesma velocidade do veículo rápido;
- a manobra de ultrapassagem pode ser interrompida logo após o início, devido à aproximação do veículo em sentido oposto e o veículo rápido pode retornar à faixa da direita atrás do veículo lento;
- caso o motorista do veículo rápido opte por continuar a manobra, este veículo sofre aceleração a uma taxa constante, e a sua velocidade média enquanto ocupa a faixa da esquerda é superior em 15 km/h à velocidade do veículo lento;
- o veículo rápido, ao retornar à faixa da direita à frente do veículo lento, guarda distância segura de separação em relação ao veículo que se aproxima em sentido oposto.

A Figura 7.2 ilustra as fases da manobra de ultrapassagem consideradas no modelo sugerido em *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾. O método preconiza o cálculo da DVU mínima por meio da soma de quatro parcelas, d_1 , d_2 , d_3 e d_4 , indicadas na figura a seguir:

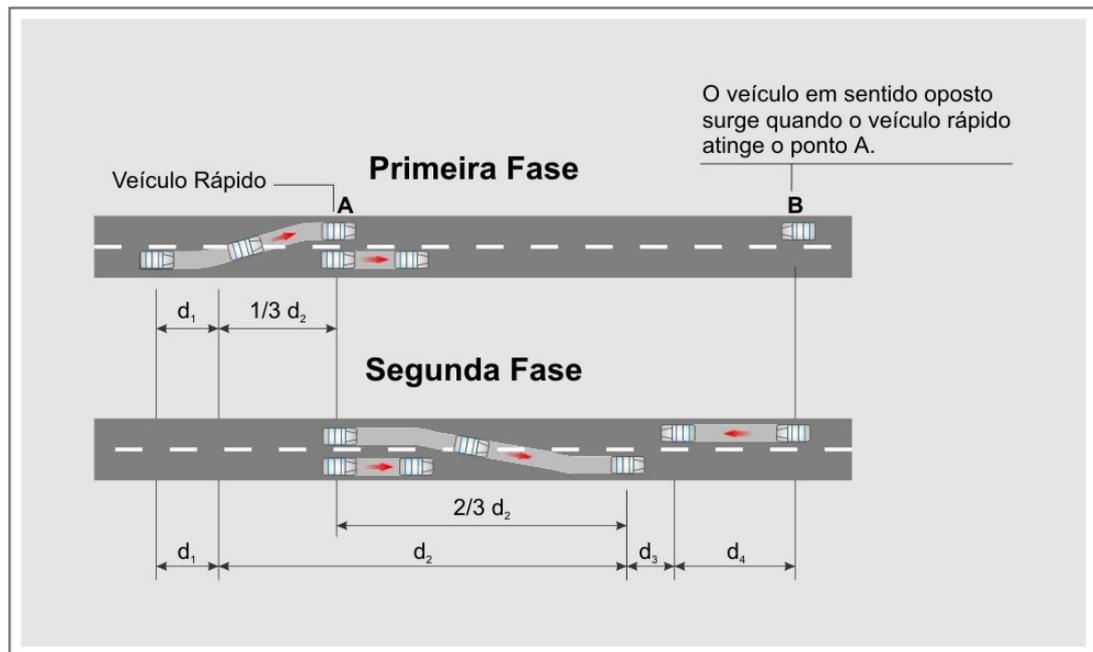


Figura 7.2 - Fases da Manobra de Ultrapassagem no Modelo Proposto pela AASHTO

As parcelas em questão correspondem a:

- d_1 : distância percorrida durante o tempo de percepção e reação, acrescida do tempo gasto para posicionamento do veículo que deseja ultrapassar na faixa da esquerda, distância inicial para a manobra;
- d_2 : distância percorrida pelo veículo rápido desde o instante em que deixa a faixa da direita até retornar à ela;
- d_3 : distância de separação ou segurança entre o veículo rápido e o veículo que se aproxima em sentido oposto ao final da manobra de ultrapassagem;
- d_4 : distância percorrida pelo veículo que se aproxima em sentido oposto durante o tempo que o veículo rápido ocupa a faixa da esquerda.

A parcela d_1 é calculada por meio da seguinte expressão:

$$d_1 = 0,278 t_1 \left(V - m + \frac{a t_1}{2} \right)$$

Onde:

V: velocidade média do veículo rápido na faixa da esquerda (km/h)

m: diferença de velocidades entre o veículo rápido e o veículo lento (km/h)

a: aceleração média do veículo rápido (km/h/s)

t_1 : tempo de percepção e reação (s).

Enquanto o veículo rápido (VR) ocupa a faixa da esquerda admite-se que sua velocidade é constante, resultando a seguinte equação para o cálculo de d_2 :



$$d_2 = 0,278 V t_2$$

Onde:

V: velocidade média do veículo rápido (VR) (km/h)

t₂: tempo que o veículo rápido (VR) permanece na faixa da esquerda durante a manobra de ultrapassagem (s).

Recomendam-se valores entre de 30 e 90 m para a d₃, a distância de separação entre o veículo rápido e o veículo que se aproxima em sentido oposto ao final da manobra de ultrapassagem.

O modelo assume que, no momento em que o veículo rápido se posiciona integralmente na faixa da esquerda, já percorreu 1/3 da distância total d₂, ainda sendo possível interromper a manobra de ultrapassagem. Quando o veículo rápido atinge tal ponto, o veículo em sentido oposto surge no campo de visão de seu motorista, de forma que:

$$d_4 = \frac{2}{3} d_2$$

A Tabela 7.6 apresenta os valores dos principais parâmetros considerados para o cálculo da DVU, ressaltando que o último grupo, com velocidades entre 96 e 110 km/h, foi obtido por extrapolação.

Tabela 7.6 - Parâmetros para Determinação da DVU de Acordo com o Modelo Proposto pela AASHTO

Componentes da Manobra de Ultrapassagem	Un.	Classes de velocidades (km/h)			
		50 - 65	66 - 80	81 - 95	96 - 110
		Velocidade média de ultrapassagem			
		56,2	70,0	84,5	99,8
Início da manobra					
a – aceleração média	km/h/s	2,25	2,3	2,37	2,41
t ₁ – tempo inicial	s	3,6	4	4,3	4,5
d ₁ – distância percorrida	m	45	66	89	113
Ocupação da faixa da esquerda					
t ₂ – tempo	s	9,3	10	10,7	11,3
d ₂ – Distância percorrida	m	145	195	251	314
Distância de separação					
d ₃ – Distância percorrida	m	30	55	75	90
Veículo em sentido oposto					
d ₄ – distância percorrida	m	97	130	168	209
Distância total (d ₁ +d ₂ +d ₃ +d ₄)	m	317	446	583	726

A Tabela 7.7 apresenta o cálculo das parcelas constituintes da DVU, de acordo com a metodologia proposta pela AASHTO, e as velocidades consideradas para os veículos rápido e



lento. É importante observar nesta tabela que, para velocidades de projeto inferiores a 80 km/h, a velocidade considerada para o veículo rápido é maior que a de projeto. Para velocidades de projeto superiores a 80 km/h, a velocidade do veículo rápido foi considerada como inferior à de projeto.

Tabela 7.7 - Cálculo das Parcelas da DVU e Velocidades Consideradas no Modelo Adotado pela AASHTO

Velocidade de projeto	km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Velocidade de VR	km/h	44	51	59	66	74	80	88	94	100	105	109
Velocidade de VL	km/h	29	36	44	51	59	65	73	79	85	90	94
a	km/h/s	2,21	2,23	2,26	2,29	2,32	2,35	2,38	2,39	2,41	2,42	2,43
t ₁	s	3,25	3,45	3,68	3,88	4,08	4,21	4,35	4,42	4,50	4,57	4,62
d ₁	m	29	38	49	60	72	82	94	104	113	121	128
tT ₂	s	8,68	9,04	9,44	9,80	10,19	10,48	10,84	11,07	11,31	11,50	11,66
d ₂	m	106	128	155	180	210	233	265	289	314	336	353
d ₃	m	8	21	35	48	61	69	78	84	90	95	99
d ₄	m	71	85	103	120	140	155	177	193	209	224	235
DVU calculada	m	214	272	342	408	483	539	614	670	726	776	815
DVU adotada	m	200	270	345	410	485	540	615	670	730	775	815

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

7.3.5 Valores de Projeto de DVU Fixados no Manual do DNER

Conforme mencionado anteriormente, o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾ do DNER estabelece valores mínimos de projeto recomendados para a DVU segundo o mesmo critério geométrico definido pela AASHTO.

A Tabela 7.8 a seguir apresenta tais valores de projeto, podendo-se verificar que os mesmos são bastante próximos daqueles estabelecidos pela AASHTO.

Tabela 7.8 – Valores de Projeto Estabelecidos pelo DNER para as Distâncias de Visibilidade de Ultrapassagem

Velocidade Diretriz (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Dist. Visibilidade de Ultrapassagem (em metros)	180	270	350	420	490	560	620	680	730	800

7.3.6 Resumo das Hipóteses Adotadas no MUTCD para Fixação dos Valores de Projeto de DVU

Apenas para fins de comparação entre o modelo adotado no critério de marcação da sinalização horizontal e aquele adotado segundo o critério geométrico, apresenta-se na seqüência um resumo das hipóteses assumidas no MUTCD para determinação dos valores de projeto de DVU.



- o modelo estabelecido no MUTCD considera a velocidade de operação (V_{85});
- o modelo estabelece as condições para a definição de zonas com restrição à realização de ultrapassagens, de forma que as zonas com ultrapassagem permitida resultam localizadas fora das zonas com ultrapassagem proibida;
- a distância mínima de separação entre duas zonas contíguas com restrições à realização de ultrapassagens é fixada em 120 m;
- o diferencial entre a velocidade do veículo rápido e a do lento é variável e igual a cerca de 30 a 35% do valor da velocidade do veículo rápido;
- a velocidade do veículo do fluxo de sentido oposto é superior à do veículo lento mas cerca de 20% inferior à do veículo rápido;
- o modelo pressupõe ultrapassagens rápidas e retardadas, deixando de representar uma situação genérica de ultrapassagem;
- os valores mínimos de projeto de DVU recomendados no MUTCD correspondem, de maneira aproximada, à média das distâncias necessárias para as manobras de ultrapassagem rápidas e com início atrasado.

7.3.7 Valores Mínimos de Projeto de DVU a Serem Adotados em Projetos de Rodovias sob Jurisdição do DER/SP

Nos projetos a serem desenvolvidos para rodovias sob jurisdição do DER/SP deverão ser adotados os valores mínimos estabelecidos para a DVU no Manual da AASHTO, indicados na Tabela 7.5 e na última linha da Tabela 7.7.

7.4 Distância de Visibilidade para Tomada de Decisão (DVTD)

A distância de visibilidade de parada (DVP), em geral, é suficiente para que motoristas atentos e com habilidades medianas de direção tenham condições de parar o veículo em situações comuns. Em geral a DVP é insuficiente quando houver necessidade de tomada de decisões complexas e imediatas, no caso de dificuldade de percepção das informações e em casos de necessidade de realização de manobras inesperadas ou não habituais. Nestes casos o motorista necessita, em geral, de um tempo de percepção e reação superior àquele adotado para fixação dos valores de projeto da DVP, tempo este função do grau de complexidade da situação com a qual o motorista se depara.

A limitação da distância de visibilidade, nessas situações, poderia não permitir que os motoristas fizessem manobras evasivas que, na maioria das vezes, envolvem menor risco e são preferíveis em relação à parada do veículo. Mesmo com a implantação de dispositivos de controle de tráfego, a DVP pode não fornecer distâncias de visibilidade suficientes para alertar aos motoristas, induzindo-os à realização da manobra mais adequada. Enfim, há determinados tipos de locais nos quais é interessante prover maiores valores de distância de visibilidade. Para tais situações, define-se a Distância de Visibilidade para Tomada de Decisão (DVTD).

A DVTD pode ser definida como a distância necessária para que o motorista consiga: detectar uma situação inesperada; captar informações de difícil percepção ou então de condições que ocultem ou venham a encobrir sua visão da rodovia bem como a condição de reconhecimento de eventual condição de perigo e risco potencial; selecionar trajetória e



velocidade adequadas e completar a manobra de maneira eficiente e segura.

Como a DVTD oferece aos motoristas determinada margem de segurança para falhas, permitindo comprimento suficiente para manutenção da velocidade de projeto ou então velocidades reduzidas ao invés de simplesmente parar o veículo, os seus valores de projeto são superiores aos estabelecidos para a DVP.

A DVTD deve estar disponível sempre que houver possibilidade de dúvidas quando o motorista, ao captar as informações acerca das condições gerais da via e de seu entorno, incluindo as condições do tráfego, possa tomar a decisão a mais adequada em situações incomuns ou mesmo para continuar tendo o controle de suas ações.

A disponibilidade da DVTD é desejável em segmentos de transição da seção transversal da rodovia, como:

- praças de pedágio e locais com ocorrência de variação do número de faixas de rolamento;
- áreas com demanda concentrada com eventual interferência visual entre várias fontes de informações, como dispositivos de controle de tráfego e sinalização de advertência.

A Tabela 7.9 a seguir, extraída do manual da AASHTO⁽⁴⁾, apresenta valores de distância de visibilidade de decisão para algumas manobras específicas com seus respectivos tempos de percepção e reação, e pode ser considerada uma referência básica para a avaliação deste parâmetro.

Tabela 7.9 – Distâncias de Visibilidade de Decisão (m)

Velocidade de projeto (km/h)	Tipo de manobra				
	A	B	C	D	E
50	70	155	145	170	195
60	95	195	170	205	235
70	115	235	200	235	275
80	140	280	230	270	315
90	170	325	270	315	360
100	200	370	315	355	400
110	235	420	330	380	430
120	265	470	360	415	470
130*	305	525	390	450	510

(*) valor excepcional aceitável para condições de relevo extremamente favoráveis

Nota: Manobra A – Parada em via rural (t = 3,0 s)

Manobra B – Parada em via urbana (t = 9,1 s)

Manobra C – Mudança de velocidade/trajetória/direção em via rural (t varia entre 10,2 s e 11,2 s)

Manobra D – Mudança de velocidade/trajetória/direção em via suburbana (t varia entre 12,1 s e 12,9 s)

Manobra E – Mudança de velocidade/trajetória/direção em via urbana (t varia entre 14,0 s e 14,5 s)

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

7.5 Verificação da Distância de Visibilidade Disponível ao Longo da Rodovia

A distância de visibilidade disponível deve ser verificada por meio da análise tanto em planta como ao longo do perfil longitudinal da rodovia, levando em conta a necessidade de continuidade da visibilidade.

Em curvas horizontais e verticais, os limites de proibição de ultrapassagem são função da distância de visibilidade disponível, excetuando-se as aproximações de locais com restrições de largura de pista e regiões com possibilidade de conflito entre fluxos distintos de tráfego.

Para um trecho de rodovia em tangente horizontal, considerando a iluminação solar, o obstáculo possível para a visibilidade é a curva vertical convexa. Para as curvas horizontais, a interrupção na linha de visibilidade do motorista pode ser causada por uma curva vertical convexa ou por algum tipo de obstrução lateral posicionada nas proximidades da rodovia, como barreiras longitudinais, árvores, vegetação ou taludes de corte.

A Figura 7.3 apresenta a metodologia recomendada pelo Manual de Sinalização Rodoviária⁽¹⁶⁾ publicado em 1999 pelo extinto DNER para identificação de segmentos de rodovia com ultrapassagem proibida.

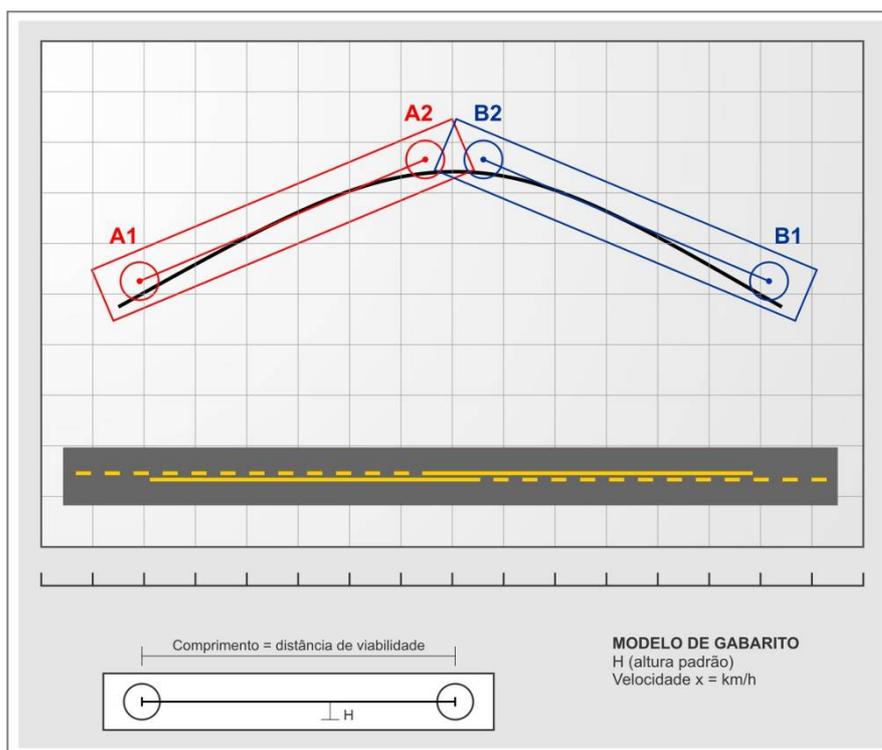


Figura 7.3 – Verificação da Visibilidade Disponível em Perfil

Para a verificação em perfil, deve-se considerar duas circunferências de raio H , correspondente à altura de visada do motorista do veículo, nos pontos A e B, unidas a partir de seus centros por uma reta com comprimento igual à distância de visibilidade mínima indicada, conforme Figura 7.4.

O gabarito deve percorrer a linha de perfil como se fosse um veículo. Quando a reta, que tem

o comprimento mínimo da distância de visibilidade, passar a tangenciar, e em seguida cruzar o greide de projeto, a distância mínima de visibilidade passa a não estar mais disponível, impossibilitando a realização de manobras de ultrapassagem.

A consideração de que os olhos do motorista e o objeto, que nesse caso é o veículo que se aproxima em sentido oposto, têm alturas iguais consta do Manual de Sinalização Rodoviária do DNER⁽¹⁶⁾. O Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾ recomenda a consideração de 1,10 m de altura para os olhos do motorista e de 1,37 m de altura para o objeto, enquanto a AASHTO considera o valor de 1,08 m para o primeiro parâmetro. O DER/SP recomenda a utilização do valor de 1,08 m para a altura dos olhos do motorista na elaboração de projetos de rodovias sob sua jurisdição.

Para a análise da visibilidade em planta, o eixo da via deve ser considerado como referência para o posicionamento da linha de visibilidade do motorista do veículo rápido. A visibilidade mínima admissível para a definição de segmentos com restrição é a DVU mínima, conforme representado na Figura 7.4.

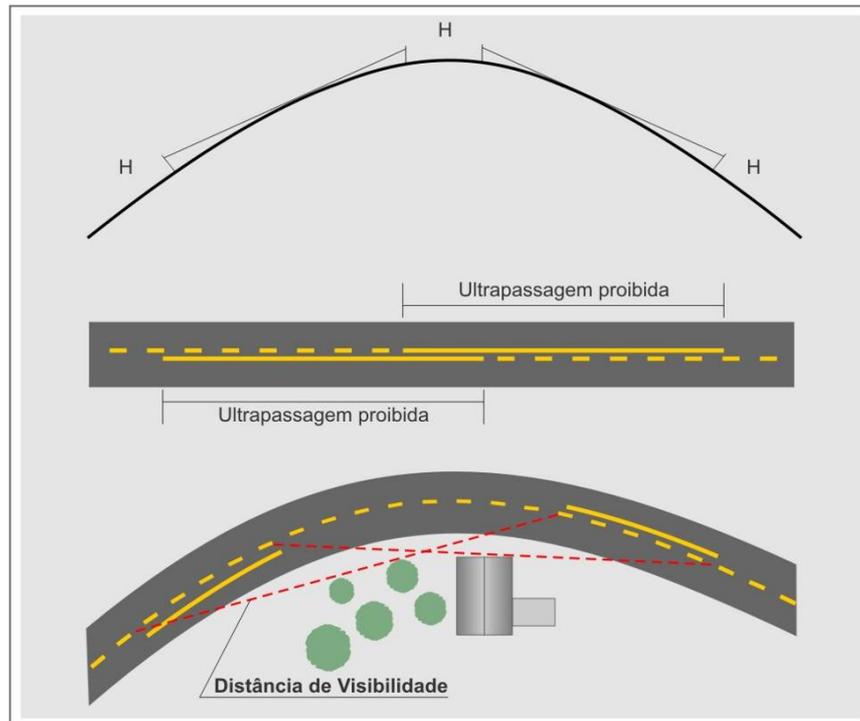


Figura 7.4 – Verificação da Visibilidade Disponível em Planta e Perfil

A visibilidade passa a ser comprometida quando as linhas tracejadas, indicadas na Figura 7.4 e que percorrem a linha do eixo da via, passam a tangenciar um obstáculo lateral com altura superior a H , como taludes de corte, edificações, vegetação, entre outros. Com relação ao esquema de verificação da visibilidade em perfil, valem os mesmos comentários referentes à altura dos olhos do motorista e do objeto elaborados para a Figura 7.3.

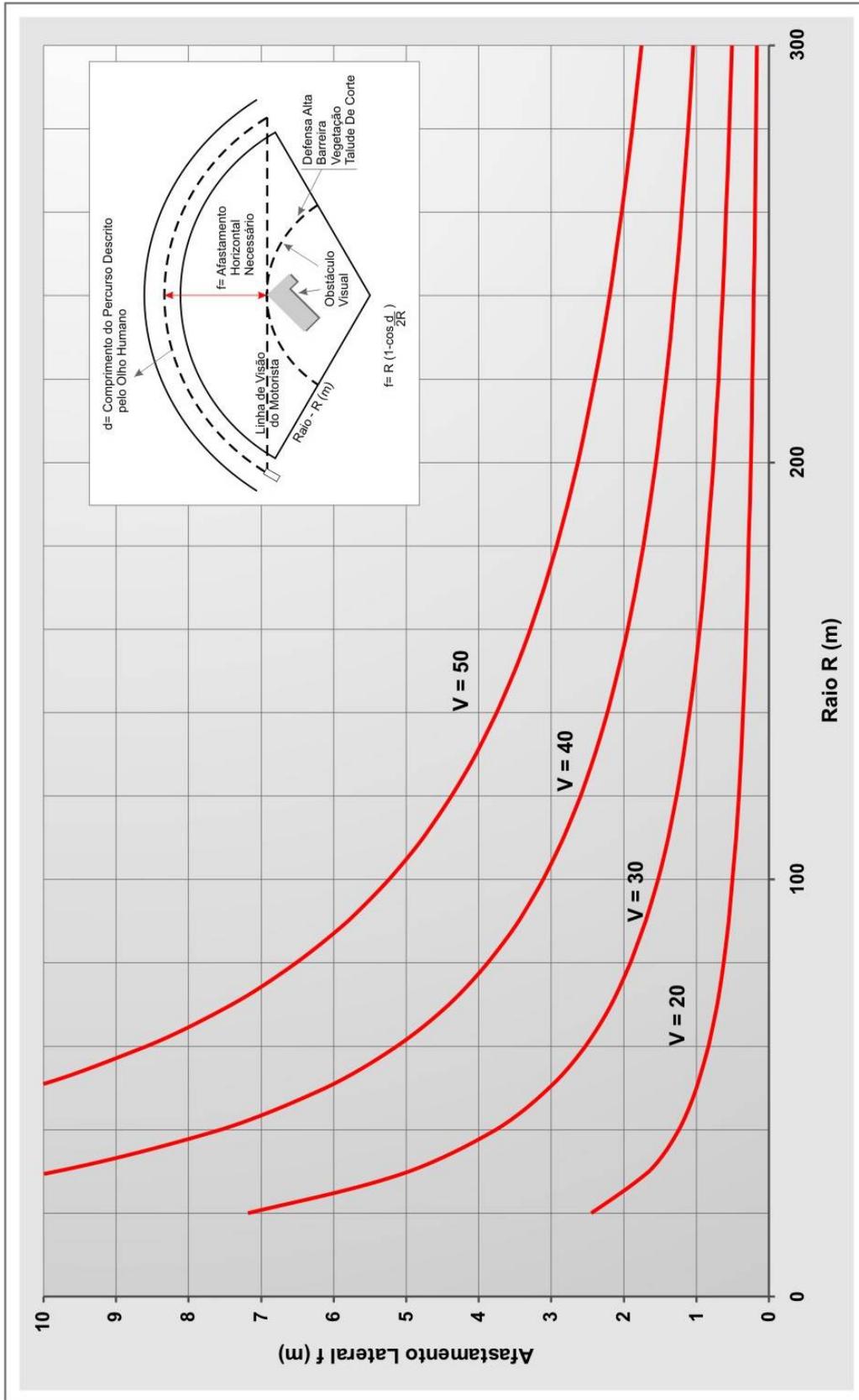
Nota-se assim que, nos trechos em curva, a definição dos gabaritos horizontais depende inicialmente da decisão acerca de permitir ou não a realização de manobras de ultrapassagem nestes segmentos da rodovia.



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	74 de 185

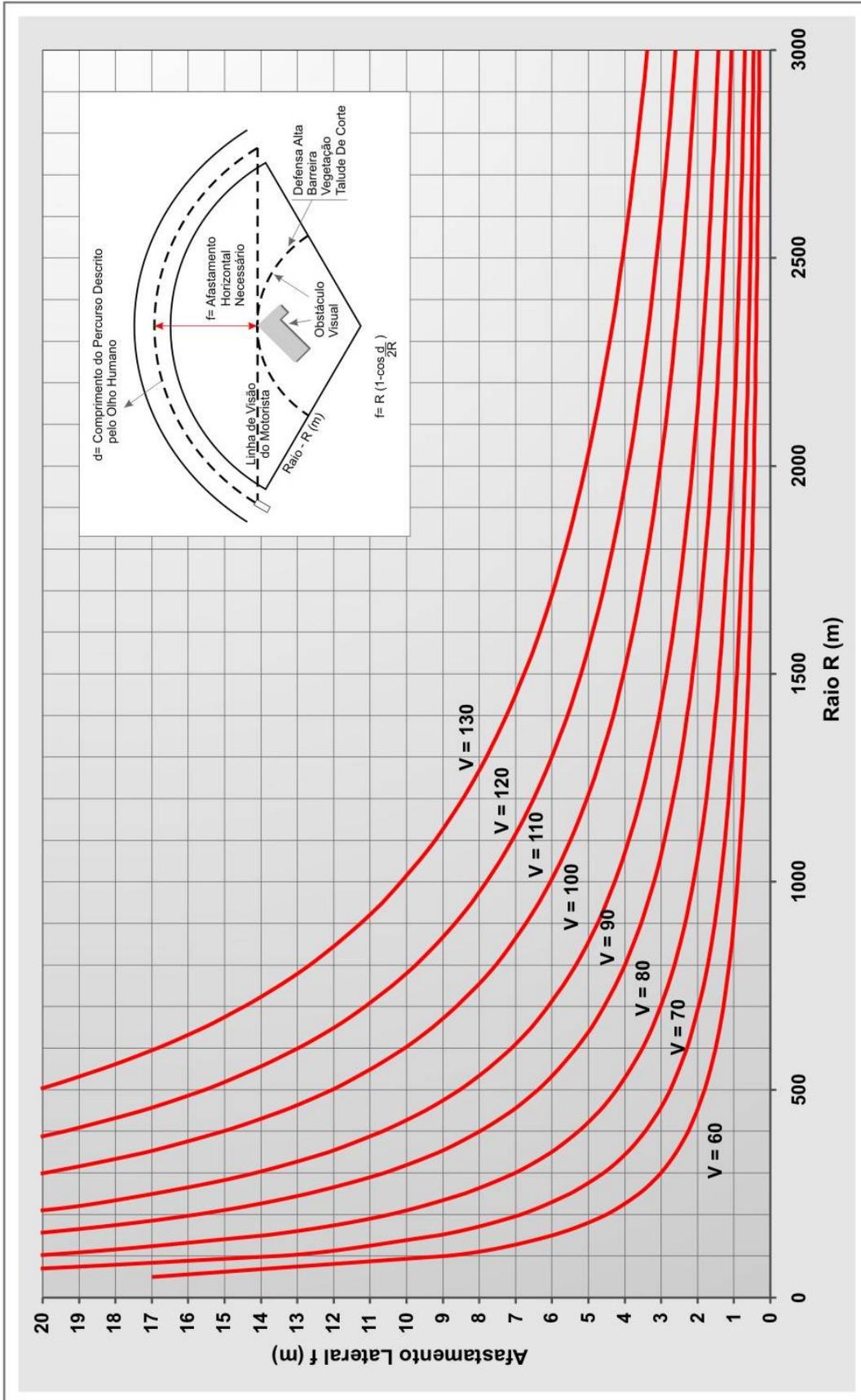
Caso defina-se que não será permitida a ultrapassagem no trecho em questão, o critério essencial a ser considerado é a distância de visibilidade de parada. Este aspecto específico foi reformulado recentemente pela AASHTO, que eliminou a distinção anteriormente proposta entre distâncias de visibilidade mínimas e desejáveis, conforme mencionado anteriormente. Em função disso, os gabaritos horizontais atuais a serem utilizados em projetos de rodovias sob jurisdição do DER/SP, apresentados a seguir nas Figuras 7.5 e 7.6, são diferentes daqueles adotados no manual do DNER ⁽¹⁾.

No caso específico em que se permita a realização de ultrapassagens, é necessário considerar a distância de visibilidade correspondente. Para esta situação, devem ser utilizados nos projetos a serem desenvolvidos para o DER/SP os ábacos da AASHTO⁽⁴⁾, a seguir incluídos nas Figuras 7.7 e 7.8.



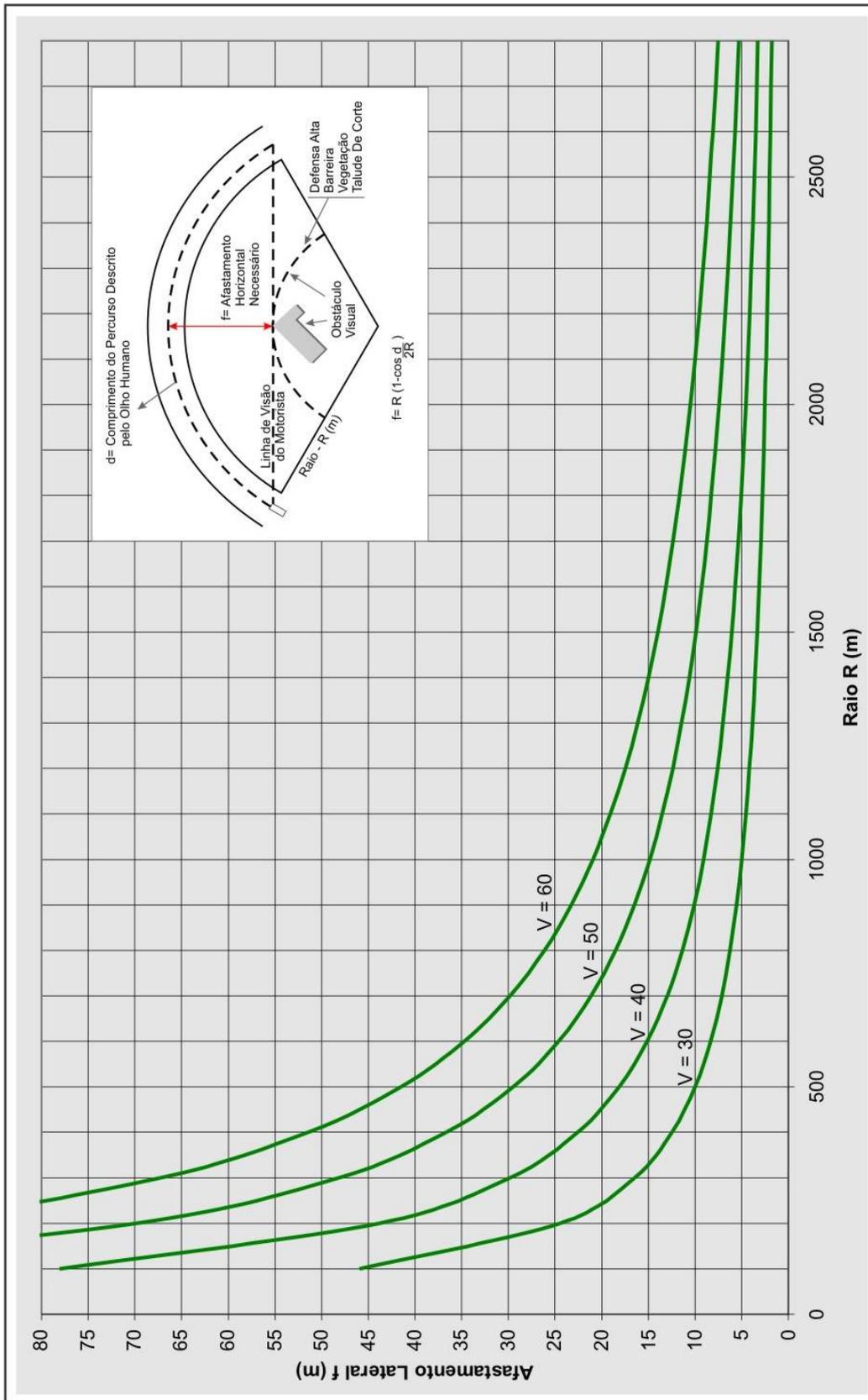
Fonte: baseada nos valores de distância de visibilidade de A Policy on Geometric Design of Highways and Streets⁽⁴⁾

Figura 7.5 – Afastamento Lateral de Obstáculos Fixos em Curvas (Distâncias de Visibilidade de Parada - Velocidades de Projeto de 20 a 50 km/h)



Fonte: baseada nos valores de distância de visibilidade de A Policy on Geometric Design of Highways and Streets⁽⁴⁾

Figura 7.6 – Afastamento Lateral de Obstáculos Fixos em Curvas (distâncias de visibilidade de parada - velocidades de projeto de 60 a 130 km/h)



Fonte: baseado em *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

Figura 7.7 – Afastamento Lateral de Obstáculos Fixos em Curvas (distâncias de visibilidade de ultrapassagem - velocidades de projeto de 20 a 60 km/h)



Cabe por fim ressaltar que, para o projeto da demarcação da sinalização horizontal, deve-se considerar simultaneamente as restrições em planta e perfil para determinação dos segmentos com proibição de realização de manobras de ultrapassagem. A verificação deverá ser realizada para os dois sentidos de circulação do tráfego.

8 RAIOS MÍNIMOS DE CURVATURA HORIZONTAL

8.1 Considerações Gerais

O raio mínimo de curvatura horizontal é o menor raio de uma curva que, apresentando a taxa máxima de superelevação, pode ser percorrida na velocidade de projeto sob condições favoráveis em termos de segurança e conforto.

Para seleção dos parâmetros de projeto relacionados às forças atuantes no veículo percorrendo a curva circular são feitas as seguintes simplificações básicas relevantes:

- o veículo é um corpo rígido;
- as forças resultantes atuam apenas no centro de gravidade do veículo;
- o veículo é idealizado através de um modelo ponto-massa;
- não se considera a distribuição real de forças, como, por exemplo, as forças individuais nas rodas do veículo.

Quando se considera um veículo percorrendo uma trajetória circular a uma velocidade constante, tem-se que, para um observador inercial situado fora do veículo, as forças que atuam no veículo – a força peso (P), a força normal de reação à componente da força peso (N) e a força de atrito lateral pneu-pavimento (F_a) – garantem a força resultante centrípeta que altera a direção da velocidade.

Para um observador não inercial situado dentro do veículo, pode-se considerar a condição em que os ocupantes do veículo sentem que existe uma força que tende a arrastar o veículo para fora da pista. Com base em tal condição define-se uma força radial centrífuga (F) que resulta do produto da massa do veículo pela sua aceleração radial, ou seja:

$$F = \frac{m \times V^2}{R}$$

onde:

- m: massa do veículo (kg)
- V: velocidade do veículo (m/s)
- R: raio da curva circular (m)

Esta situação é representada esquematicamente na Figura 8.1 a seguir.

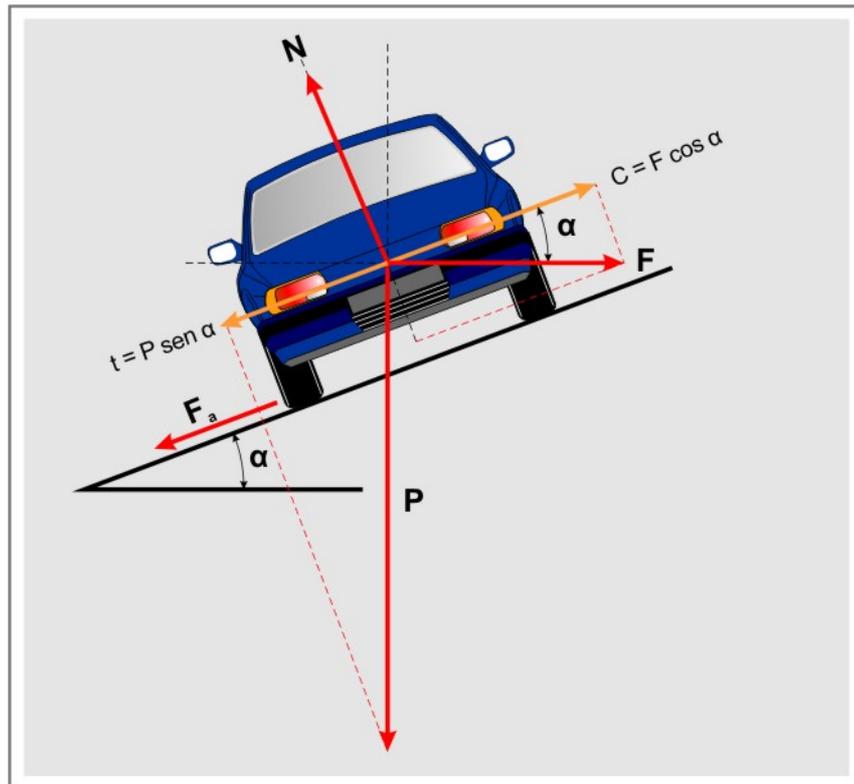


Figura 8.1 – Forças que Atuam sobre o Veículo em Curva Circular

A força que tende a arrastar o veículo para fora da pista resulta da diferença entre a componente da força radial (C) e a componente da força peso (t), ambas paralelas à pista. Para garantir a estabilidade dinâmica do veículo percorrendo a curva, a força de atrito (F_a) deve ser sempre maior que a força imaginária que tende a arrastar o veículo para fora da pista.

Com base em tal premissa, pode-se deduzir a expressão de determinação do valor do raio que garante a estabilidade dinâmica do veículo percorrendo a curva a uma velocidade constante, a qual resulta:

$$R \geq \frac{V^2}{g \times (f + e)}$$

onde:

R: raio da curva circular (m)

V: velocidade do veículo (m/s)

g: aceleração da gravidade (m/s^2)

f: fator de atrito lateral entre o pneu e o pavimento (adimensional)

e: superelevação (adimensional, expressa em %), dada por $e = tg \alpha$

Considerando $g = 9,8 m/s^2$ e a velocidade em km/h, bem como os valores máximos admissíveis para o fator de atrito lateral pneu-pavimento e para a superelevação, esta última



equação pode ser reescrita, assumindo sua forma mais conhecida:

$$R_{\min} = \frac{V^2}{127 \times (e_{\max} + f_{\max})}$$

onde:

R_{\min} : raio mínimo da curva circular (m);

V: velocidade de projeto (km/h);

e_{\max} : superelevação máxima admissível (%);

f_{\max} : fator de atrito lateral entre o pneu e o pavimento (adimensional).

Observa-se nesta formulação, portanto, que os raios mínimos estão sempre associados a uma superelevação máxima admissível e a valores máximos admissíveis de fatores de atrito lateral entre pneu e pavimento.

8.2 Considerações sobre os Valores Adotados para os Parâmetros de Determinação do Raio Mínimo de Curvatura Horizontal

8.2.1 Valores Máximos Admissíveis para a Superelevação

A seleção da velocidade de projeto foi comentada no item 4 do presente volume, enquanto a seleção do valor máximo de superelevação foi comentada na própria Instrução para Elaboração de Projeto Geométrico (IP-DE-F00/001). Das considerações efetuadas nessa IP pode-se destacar as seguintes recomendações para os valores máximos admissíveis de superelevação a serem adotados:

- $e_{\max} = 8\%$ em rodovias de padrão intermediário ou elevado; de acordo com diversos órgãos rodoviários, este é o valor máximo para a taxa de superelevação, pois tal limite tende a reduzir a probabilidade de que condutores mais lentos sejam submetidos, por efeito da força peso, a deslocamentos transversais em direção à parte interna da curva, os quais podem exigir esforços excessivos e afetar a dirigibilidade;
- $e_{\max} = 6\%$ em projetos condicionados por urbanização adjacente e frequentes interseções, que provoquem redução da velocidade média;
- $e_{\max} = 4\%$ em situações extremas, com intensa ocupação do solo adjacente e reduzida possibilidade para variar as declividades transversais da pista, sem vias marginais.

Ainda são admissíveis, embora não recomendadas, taxas máximas de superelevação de 10% e, em casos excepcionais, 12%. Valores superiores a este limite são inadequados, devido a dificuldades construtivas, de manutenção e operação de veículos lentos.

A Tabela 8.1 a seguir apresenta taxas máximas de superelevação adotadas em normas de diversos países para rodovias rurais de alta velocidade.



Tabela 8.1 – Taxas Máximas de Superelevação em Diversos Países

País	Taxa Máxima de Superelevação (%)
Austrália	Terreno plano: 6-7 Máximo geral: 10 Terreno montanhoso: 12
Áustria	6-7
Bélgica	5-6
Canadá	6-8
Dinamarca	6
França	Máximo geral: 7 Terreno montanhoso: 6
Alemanha	7
Grécia	Topografia plana: 8 Topografia plana sem gelo ou neve: 9 Topografia ondulada / montanhosa: 7
Irlanda	7
Itália	7
Japão	10
Luxemburgo	5-6,5
Portugal	6(8)
África do Sul	7
Espanha	7(10)
Suécia	5,5
Suíça	7
Holanda	5(7)
Reino Unido	Máximo desejável: 5 Máximo absoluto: 7
Estados Unidos	Máximo geral em áreas: - Com gelo e neve: 8 - Sem gelo e neve: 10 - Em casos excepcionais: 12

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾

8.2.2 Considerações para Estabelecimento dos Valores Máximos Admissíveis para o Fator de Atrito Lateral Pneu-Pavimento

Na avaliação da resistência à derrapagem que um veículo pode ter ao percorrer uma trajetória curva é importante levar em conta a aderência pneu-pavimento, a qual pode variar consideravelmente em função de:

- características dos pneus: pressão; composição da borracha; padrão, espessura e desgaste da banda de rodagem
- características da pista e seu estado: tipo e condição da superfície do pavimento, incluindo propriedades como macro e micro textura, presença e magnitude ou ausência de filme d'água em condições de chuva, água em estado de condensação, lama, neve ou gelo;
- aspectos relacionados ao movimento do veículo: magnitude da aceleração, frenagem e



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	83 de 185

forças radiais máximas transmitidas pelo pneu ao pavimento.

O atrito desenvolvido entre os pneus do veículo e o pavimento é considerado o parâmetro mais fortemente associado a aspectos da condução dinâmica de um veículo. Neste sentido, é importante destacar algumas considerações básicas acerca do coeficiente que caracteriza tal atrito:

- o termo coeficiente de atrito é usado no sentido mecânico como a razão entre a resistência de fricção ou atrito ao movimento no plano de interface entre dois corpos e a carga normal a este plano.
- quando um pneu rola, desliza ou derrapa no pavimento, várias condições influenciam a quantidade de atrito desenvolvido:
 - a maior parte do atrito desenvolvido é difícil de descrever ou medir;
 - isto é particularmente verdadeiro quando há presença de água na interface do pneu com o pavimento.
- por esta razão, neste caso, ao invés do termo coeficiente de atrito usa-se preferencialmente o termo “fator de atrito”, que também é chamado de fator tangencial de atrito pneu-pavimento no estudo da distância de frenagem de um veículo e de fator de atrito lateral pneu-pavimento no estudo de determinação do raio mínimo de uma curva circular nas condições já mencionadas anteriormente.

O limite superior do valor que pode ter o fator de atrito lateral pneu-pavimento corresponde à condição em que a derrapagem é iminente e a partir da qual um ou mais pneus passam a deslizar, acarretando sensível redução da aderência entre estes e a superfície do pavimento. Como as curvas de uma rodovia devem ser projetadas para evitar a condição de derrapagem com certa margem de segurança, os valores máximos de fator de atrito lateral a serem usados para fins de projeto devem ser substancialmente menores que o valor-limite superior que corresponde à iminência de derrapagem.

O fator de atrito lateral que caracteriza a aderência entre os pneus e o pavimento na iminência da derrapagem depende de uma série de fatores, conforme mencionado anteriormente, dentre os quais os mais importantes são a velocidade do veículo, o tipo e as condições do pavimento, as condições dos pneus do veículo e seus tipos.

Várias pesquisas determinaram diferentes valores máximos de fator de atrito lateral para veículos circulando à mesma velocidade em pavimentos de composição similar; estas diferenças são devidas à variabilidade da textura dos pavimentos, das condições meteorológicas e das condições dos pneus. De forma geral, os estudos mostram que os fatores máximos absolutos de atrito lateral desenvolvidos entre pneus novos e pavimentos rígidos molhados variam de cerca de 0,5 à velocidade de 30 km/h a aproximadamente 0,35 à velocidade de 100 km/h. Em todos os casos pesquisados, os estudos mostram decréscimo no valor do fator de atrito lateral à medida em que as velocidades dos veículos aumentam.

O máximo fator de atrito lateral a ser usado em projeto deve corresponder a uma fração dos valores máximos absolutos determinados que possa ser usada com conforto e segurança pela



grande maioria dos motoristas. Por outro lado, valores de fator de atrito lateral de pavimentos que tem suas características básicas degradadas quanto à macro e à micro textura de sua superfície, ou que tenham sua propriedade básica de resistência à derrapagem dos pneus alterada pela presença de gelo, lama etc. não devem se constituir em fator de controle do projeto, seja porque tais valores estão associados a condições que são evitáveis, seja porque os parâmetros do projeto geométrico devem estar baseados em condições aceitáveis para a superfície do pavimento obtidas a um custo razoável.

O nível da aceleração lateral, que causa aos motoristas a sensação de desconforto e que os leva a reagir instintivamente buscando evitar velocidades mais elevadas, é uma variável fundamental na fixação dos valores máximos admissíveis para o fator de atrito lateral. Assim, a velocidade do veículo em trajetória curva que provoca esta sensação nos motoristas tem sido considerada como elemento de controle de projeto para a determinação do fator de atrito lateral máximo em rodovias e vias urbanas de alta velocidade. Por outro lado, em velocidades reduzidas os motoristas são naturalmente mais tolerantes ao desconforto, o que permite a utilização de uma parcela bem maior do máximo fator absoluto de atrito lateral para fins de projeto das curvas horizontais.

Com base em vários testes, pesquisas e estudos realizados nos Estados Unidos, a AASHTO passou a adotar a partir de 2004 os valores de projeto do fator de atrito lateral caracterizados na Figura 8.2 a seguir, valores estes que são tipicamente baixos para vias de alta velocidade e elevados para vias de velocidade reduzida. A análise dos valores recomendados a partir de tal gráfico evidencia a maior tolerância dos motoristas ao desconforto devido à aceleração lateral quando o veículo percorre trajetória curva em velocidades reduzidas: o fator de atrito lateral varia de 0,40 para velocidade de 15 km/h a 0,15 para velocidade de 70 km/h.

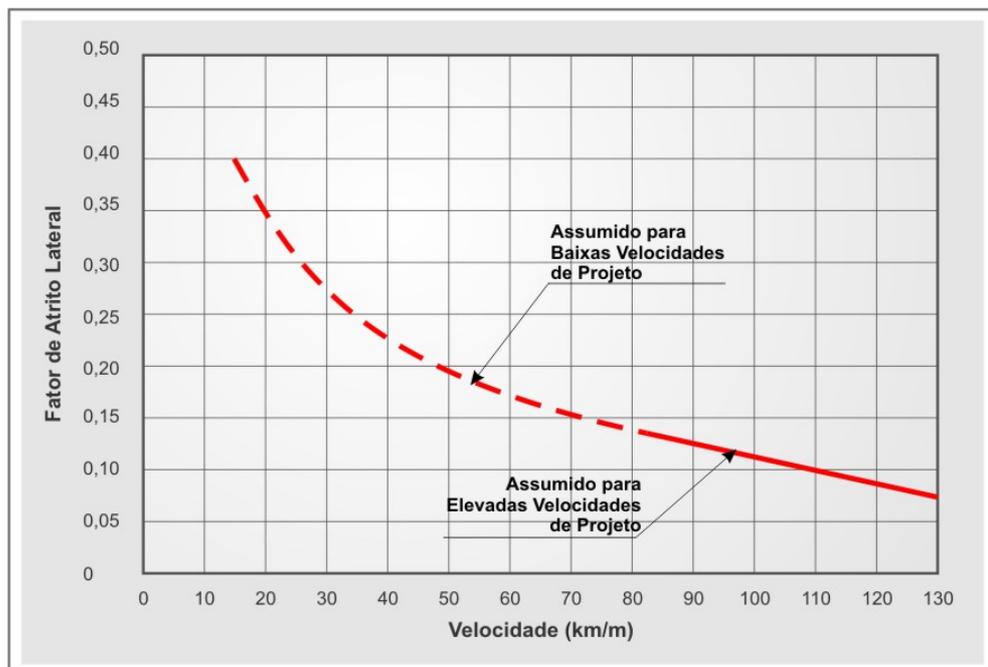


Figura 8.2 – Fatores de Atrito Lateral Assumidos para Projeto

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾



Por sua vez, o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾ considera valores de fator de atrito lateral mais conservadores para velocidades reduzidas, com base em valores que eram recomendados em versões mais antigas dos manuais de projeto geométrico da AASHTO. Na Tabela 8.2 a seguir estão indicados os valores de projeto do fator de atrito lateral adotados pelo extinto DNER, atual DNIT, para a determinação dos raios mínimos de curvatura horizontal.

Tabela 8.2 – Valores Máximos Admissíveis de Coeficientes de Atrito Lateral

Parâmetros	Valores de f_{max} em Função da Velocidade de Projeto									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Velocidade de projeto (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Fator de atrito lateral f_{max}	0,20	0,18	0,16	0,15	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,11

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾

É interessante também destacar alguns aspectos básicos da metodologia de estabelecimento de valores admissíveis de projeto do fator de atrito lateral utilizada em países como a Alemanha, a qual se baseia fundamentalmente na relação entre o atrito lateral e o atrito longitudinal pneu-pavimento.

Não sendo possível medir diretamente o máximo fator de atrito pneu-pavimento na direção radial da curva no instante em que a derrapagem é iminente, este é estabelecido a partir de sua relação com o fator de atrito da direção tangencial, procurando levar em conta ainda as influências geradas pelas características específicas dos pneus.

Considera-se, no caso, a relação entre os fatores de atrito disponíveis nas direções radial e tangencial ao longo da curva; os fatores de atrito máximos nestas duas direções são dados pela seguinte expressão estabelecida por Krempel na Alemanha:

$$\left(\frac{f_R}{f_{Rmax}}\right)^2 + \left(\frac{f_T}{f_{Tmax}}\right)^2 \leq 1$$

Onde:

f_R : fator de atrito disponível na direção radial

f_T : fator de atrito disponível na direção tangencial

f_{Rmax} : máximo fator de atrito na direção radial

f_{Tmax} : máximo fator de atrito na direção tangencial

Os valores da distribuição dos fatores de atrito nas duas direções dados pela expressão acima são apresentados na Tabela 8.3 a seguir, podendo-se determinar o fator de atrito disponível na direção radial para um dado fator de atrito disponível na direção tangencial e vice-versa.



Tabela 8.3 – Distribuição das Taxas de Atrito Utilizadas nas Direções Radial e Tangencial

Direção Radial $n = \frac{f_R}{f_{R\max}} \times 100[\%]$	Direção Tangencial $\frac{f_T}{f_{T\max}} \times 100[\%]$
0,0	100,0
10,0	99,5
20,0	98,0
30,0	95,4
40,0	91,7
50,0	86,6
60,0	80,0
70,0	71,4
80,0	60,0
90,0	43,6
100,0	0,0

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾

Assim, por exemplo, se for possível uma taxa de cerca de 90% de atrito na direção tangencial, garante-se uma considerável reserva de segurança dinâmica para o veículo percorrer a curva, pois haverá cerca de 40% de atrito na direção radial.

O máximo fator de atrito admissível (f_{Radm}) é estabelecido de forma que as reservas de atrito nas direções radial e tangencial sejam as máximas possíveis.

A questão básica passa a ser, então, o estabelecimento da máxima taxa de utilização do máximo fator admissível de atrito tangencial. De acordo com Lamm⁽¹⁰⁾, a equação para determinação do máximo fator de atrito lateral admissível é:

$$f_{Radm} = n \times 0,925 \times f_{Tadm}$$

Onde:

n: máxima taxa de utilização

0,925: fator que procura considerar as influências específicas dos pneus

Na Alemanha, para a seleção do valor de “n” são levados em conta:

- as classes das vias;
- as classes de relevo, que pode ser plano ou ondulado;
- as taxas máxima e mínima de superelevação;



O valor de “n” deve ser de cerca de 45% para rodovias rurais com relevo plano e superelevação máxima de 8 a 9%, de cerca de 40% para rodovias rurais com relevo ondulado e montanhoso com superelevação máxima de 7%, podendo chegar até 60% em rodovias suburbanas com máxima superelevação de 6%.

Os máximos valores admissíveis de fator de atrito lateral adotados em vários países em função da velocidade de projeto são apresentados na Tabela 8.4 a seguir.

Tabela 8.4 – Fatores de Atrito Máximos Admissíveis em Diversos Países

Velocidade de Projeto (km/h)	Fatores de Atrito Máximos Admissíveis										
	Austrália	Áustria	Bélgica	Canadá	França	Alemanha	Irlanda	Itália	Japão	Luxemburgo	
50	0,35			0,16					0,10		
60	0,33	0,16	0,16	0,15	0,16	0,14	0,15	0,17	0,09	0,16	
70	0,31	0,15		0,15		0,12				0,15	
80	0,26	0,14	0,13	0,14	0,13	0,11	0,14	0,13	0,08	0,14	
85											
90	0,18	0,13	0,11	0,13		0,10				0,13	
100	0,12	0,11		0,12	0,11	0,09	0,13	0,11	0,07	0,12	
110	0,12			0,1						0,11	
120	0,11	0,10	0,10	0,09	0,10	0,07	0,12	0,10	0,06	0,10	
Velocidade de Projeto (km/h)	Holanda	Portugal	África do Sul	Espanha	Suécia	Suíça	Reino Unido	Estados Unidos		Grécia*	Grécia**
								2001	2004		
50			0,16		0,18	0,19	0,10	0,16	0,19	0,164	0,145
60	0,17	0,16	0,15	0,16		0,16	0,10	0,15	0,17	0,150	0,133
70	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,10	0,14	0,15	0,138	0,122
80		0,14	0,14	0,14		0,14		0,14	0,14	0,127	0,113
85							0,10			0,122	0,108
90			0,13	0,14	0,12	0,13		0,13	0,13	0,117	0,104
100	0,12	0,12	0,13	0,13		0,12	0,10	0,12	0,12	0,109	0,097
110			0,12		0,10	0,11		0,11	0,11	0,102	0,091
120	0,08	0,10	0,11	0,10		0,10	0,10	0,09	0,09	0,096	0,086

* Topografia plana

** Topografia ondulada ou montanhosa

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾, complementado com dados de *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

8.2.3 Valores de R_{\min} em Função dos Valores Máximos Admissíveis de “f” e “e”

A partir da expressão, anteriormente apresentada, podem ser calculados, para diferentes velocidades de projeto, os raios mínimos de curvas horizontais considerando os valores máximos admissíveis de fator de atrito lateral pneu-pavimento e de superelevação.

A AASHTO estabelece os valores de projeto do raio mínimo de curvas horizontais considerando os fatores de atrito lateral indicados na Tabela 8.3 e o DNER os fatores de atrito indicados na Tabela 8.2, onde ambos consideram valores máximos admissíveis de superelevação iguais a 4, 6, 8, 10 e 12%.

As Tabelas 8.5 e 8.6 a seguir apresentam os valores estabelecidos respectivamente pela AASHTO⁽⁴⁾ e pelo DNER⁽¹⁾ para o raio mínimo de curva horizontal.



Tabela 8.5 – Raios Mínimos de Curvatura Horizontal Estabelecidos pela AASHTO para Valores Máximos de Superelevação e Fator de Atrito

Velocidade de projeto (km/h)	Superelevação máxima e (%)	Fator de atrito máximo f	Total (e/100 + f)	Raio mínimo calculado (m)	Raio mínimo adotado (m)
15	4.0	0.40	0.44	4.0	4
20	4.0	0.35	0.39	8.1	8
30	4.0	0.28	0.32	22.1	22
40	4.0	0.23	0.27	46.7	47
50	4.0	0.19	0.23	85.6	86
60	4.0	0.17	0.21	135.0	135
70	4.0	0.15	0.19	203.1	203
80	4.0	0.14	0.18	280.0	280
90	4.0	0.13	0.17	375.2	375
100	4.0	0.12	0.16	492.1	492
15	6.0	0.40	0.46	3.9	4
20	6.0	0.35	0.41	7.7	8
30	6.0	0.28	0.34	20.8	21
40	6.0	0.23	0.29	43.4	43
50	6.0	0.19	0.25	78.7	79
60	6.0	0.17	0.23	123.2	123
70	6.0	0.15	0.21	183.7	184
80	6.0	0.14	0.20	252.0	252
90	6.0	0.13	0.18	335.7	336
100	6.0	0.12	0.18	437.4	437
110	6.0	0.11	0.17	560.4	560
120	6.0	0.09	0.15	755.9	756
130	6.0	0.08	0.14	950.5	951
15	8.0	0.40	0.48	3.7	4
20	8.0	0.35	0.43	7.3	7
30	8.0	0.28	0.36	19.7	20
40	8.0	0.23	0.31	40.6	41
50	8.0	0.19	0.27	72.9	73
60	8.0	0.17	0.25	113.4	113
70	8.0	0.15	0.23	167.8	168
80	8.0	0.14	0.22	229.1	229
90	8.0	0.13	0.21	303.7	304
100	8.0	0.12	0.20	393.7	394
110	8.0	0.11	0.19	501.5	501
120	8.0	0.09	0.17	667.0	667
130	8.0	0.08	0.16	831.7	832
15	10.0	0.40	0.50	3.5	4
20	10.0	0.35	0.45	7.0	7
30	10.0	0.28	0.38	18.6	19
40	10.0	0.23	0.33	38.2	38
50	10.0	0.19	0.29	67.9	68
60	10.0	0.17	0.27	105.0	105
70	10.0	0.15	0.25	154.3	154

/continua



/ conclusão

Velocidade de projeto (km/h)	Superelevação máxima e (%)	Fator de atrito máximo f	Total (e/100 + f)	Raio mínimo calculado (m)	Raio mínimo adotado (m)
80	10.0	0.14	0.24	210.0	210
90	10.0	0.13	0.23	277.3	277
100	10.0	0.12	0.22	357.9	358
110	10.0	0.11	0.21	453.7	454
120	10.0	0.09	0.19	596.8	597
130	10.0	0.08	0.18	739.3	739
15	12.0	0.40	0.52	3.4	3
20	12.0	0.35	0.47	6.7	7
30	12.0	0.28	0.40	17.7	18
40	12.0	0.23	0.35	36.0	36
50	12.0	0.19	0.31	63.5	64
60	12.0	0.17	0.29	97.7	98
70	12.0	0.15	0.27	142.9	143
80	12.0	0.14	0.26	193.8	194
90	12.0	0.13	0.25	255.1	255
100	12.0	0.12	0.24	328.1	328
110	12.0	0.11	0.23	414.2	414
120	12.0	0.09	0.21	539.9	540
130	12.0	0.08	0.20	665.4	665

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

Tabela 8.6 – Valores de Raio Mínimo Estabelecidos pelo DNIT em Função da Taxa de Superelevação Máxima e da Velocidade de Projeto

Velocidade de Projeto (km/h)		Valores de Raio Mínimo (m)									
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Superelevação Máxima (%)	4	30	60	100	150	205	280	355	465	595	755
	6	25	55	90	135	185	250	320	415	530	665
	8	25	50	80	125	170	230	290	375	475	595
	10	25	45	75	115	155	210	265	345	435	540
	12	20	45	70	105	145	195	245	315	400	490

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾

A Tabela 8.7 apresenta valores de raio mínimo de curvas horizontais de rodovias rurais em função da velocidade, estabelecidos em normas de vários países. Os valores indicados nessa tabela consideram as máximas taxas admissíveis de superelevação adotadas nos países selecionados para rodovias de velocidade elevada, indicados na Tabela 8.1, assim como os máximos valores admissíveis de fator de atrito apresentados na Tabela 8.4.



Tabela 8.7 – Valores de Raio Mínimo Estabelecidos em Países Selecionados em Função da Taxa de Superelevação Máxima e da Velocidade de Projeto

País	Velocidade de Projeto									
	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
Austrália (plano)	-	-	105	160	270	440	530	670	785	-
Austrália	45	65	90	135	215	-	-	-	-	-
Áustria	80	125	180	250	-	450	-	700	-	1000
Bélgica	-	120	-	240	-	425	-	650	-	100
Canadá	80	120	170	230	300	390	530	670	950	-
Dinamarca	-	120	200	280	380	500	-	800	-	-
França	-	120	-	240	-	425	-	665	-	-
Alemanha	80	120	180	250	340	450	-	720	-	-
Grécia	127	180	255	325	410	510	-	720	-	-
Irlanda	-	130	-	240	-	400	-	600	-	-
Itália	-	120	-	260	-	100	-	650	-	1000
Japão	100	150	-	280	-	430	-	610	-	-
Luxemburgo	-	120	175	215	320	370	525	600	-	-
Portugal	-	130	-	260	-	450	-	750	-	-
África do Sul	-	120	180	250	-	450	-	700	-	-
Espanha	80	125	180	250	335	440	560	710	-	-
Suécia	-	120	180	250	-	450	-	650	-	-
Suíça	160	-	350	-	500	-	625	-	-	-
Holanda	75	120	175	240	320	420	525	650	-	-
Reino Unido	80	125	175	230	305	395	500	665	-	-
Estados Unidos	85	125	180	250	330	425	530	650	790	-

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾

8.2.4 Valores de R_{\min} a Serem Adotados em Projetos para o DER/SP

Em projetos de rodovias sob jurisdição do DER/SP deverão ser adotados os mesmos valores de raio mínimo de curvas horizontais estabelecidos em *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾ e transcritos na Tabela 8.5.

9 CURVAS DE TRANSIÇÃO

9.1 Conceituação Básica

Ao entrar ou sair de uma curva circular horizontal, todo veículo sobre pneus segue uma trajetória de transição, uma vez que seu condutor não consegue girar o volante de forma que o veículo passe instantaneamente da trajetória retilínea para uma trajetória circular. Em consequência, o veículo não pode ganhar ou perder instantaneamente aceleração radial ao passar pelo ponto de concordância da tangente com a curva circular.

Por essa razão é usual a inserção de curvas horizontais de transição entre as tangentes e as curvas circulares, de forma a proporcionar uma trajetória mais natural para ser seguida pelos motoristas e de maneira que a aceleração radial a que fica submetido o veículo aumente ou



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	91 de 185

diminua gradativamente, à medida que este entre ou saia da curva horizontal circular.

As vantagens de utilização de curvas horizontais de transição em traçados rodoviários são:

- As curvas de transição proporcionam aumento ou diminuição gradual na aceleração centrífuga à medida que o veículo entra ou sai da curva circular horizontal e, em conseqüência, diminuem sua tendência de invadir a faixa de tráfego adjacente, especialmente em curvas de raios pequenos, além de contribuir para promover uniformidade na velocidade do veículo.
- As curvas de transição proporcionam a criação de trecho conveniente para transição da superelevação da pista entre a situação normal em tangente e a situação de giro específico da curva. Em casos de curvas circulares simples, sem a inserção de uma curva de transição, normalmente parte da transição da superelevação é realizada na tangente e parte na curva circular. Nesta situação, ao longo do segmento de tangente em que ocorre a mudança da superelevação, o motorista pode ter que girar o volante em direção oposta à da curva que se aproxima, de forma a manter seu veículo dentro da faixa de tráfego.
- As curvas de transição facilitam a transição de uma situação de largura normal para uma eventual situação de superlargura nas curvas circulares, aplicável em casos de raios de curvatura pequenos.
- Em função da alteração gradual de sua curvatura, as curvas de transição contribuem para um traçado consistente da via e, em conseqüência, para que a velocidade operacional se mantenha consistente de um elemento geométrico para o seguinte.
- As curvas de transição criam um aspecto visualmente satisfatório para o traçado. O seu uso evita quebras no início e no final das curvas circulares, que tenderiam a apresentar aspecto distorcido pela transição da superelevação.

9.2 Características Geométricas Adequadas para as Curvas de Transição

Conforme mencionado no breve histórico no início deste documento, as curvas de transição foram pioneiramente usadas em ferrovias, inicialmente concebidas como uma sucessão de duas ou três curvas circulares com raios crescentes ou decrescentes, e posteriormente com a utilização da parábola cúbica e da espiral de Euler, também denominada clotóide ou espiral de transição.

A parábola cúbica, utilizada em ferrovias pela primeira vez em 1871, atende a boa parte dos requisitos da transição nos casos de grandes raios de curvatura e comprimentos longos de curva de transição. No entanto, para raios de curvatura reduzidos, frequentemente adotados em rodovias, a aparência da curva com parábola cúbica é afetada pela ocorrência de excentricidade na passagem para a curva circular. Por esta razão, a parábola cúbica teve seu uso mais difundido nos projetos ferroviários, onde usualmente não são utilizadas curvas circulares com raios reduzidos.

No meio rodoviário, a clotóide se consagrou como a curva mais adequada para que o aumento da aceleração radial de um veículo ocorra gradualmente e de forma que o raio de



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	92 de 185

curvatura da curva de transição varie de um valor infinito, no fim da tangente, até um valor igual ao raio da curva circular no final da curva de transição. No caso de uma curva de transição que conecta duas curvas circulares de raios diferentes, a variação do raio de curvatura é similar, embora não a partir de um valor infinito, mas sim de um valor igual ao maior raio de curvatura dentre as duas curvas circulares.

Uma das principais vantagens da adoção da clotóide como curva de transição é que esta corresponde à trajetória descrita pelo veículo sobre pneus, deslocando-se em velocidade constante, quando o volante é girado com velocidade angular constante.

Por definição, o raio de curvatura em qualquer ponto da clotóide varia inversamente com a distância medida ao longo da espiral, ou seja, a curvatura varia linearmente com a extensão do arco de espiral.

A expressão que caracteriza tal relação é:

$$A^2 = R \times L$$

Onde:

A: parâmetro da clotóide (m)

R: raio de curvatura no final da clotóide = raio da curva circular (m)

L: comprimento da clotóide até ser atingido o raio de curvatura R (m)

O parâmetro “A” expressa a taxa de mudança da curvatura ao longo da clotóide. Valores elevados de “A” representam taxas suaves de mudança da curvatura, enquanto valores pequenos representam taxas acentuadas de mudança da curvatura.

Nas ilustrações da Figura 9.1 está caracterizada a relação entre o raio de curvatura e o comprimento da clotóide, assim como a variação da curvatura da espiral ao longo do desenvolvimento de sua extensão.

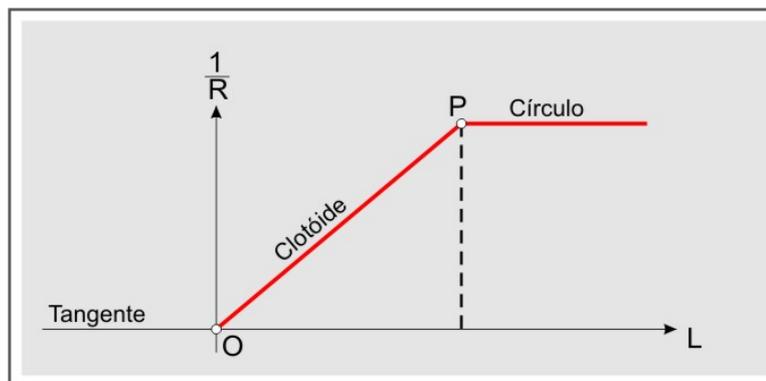
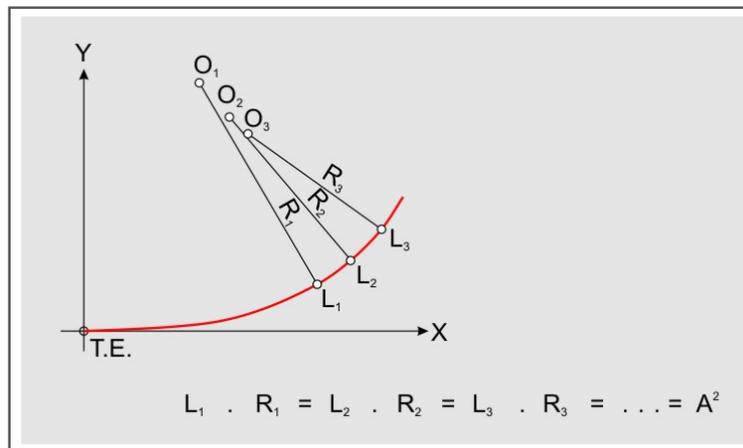
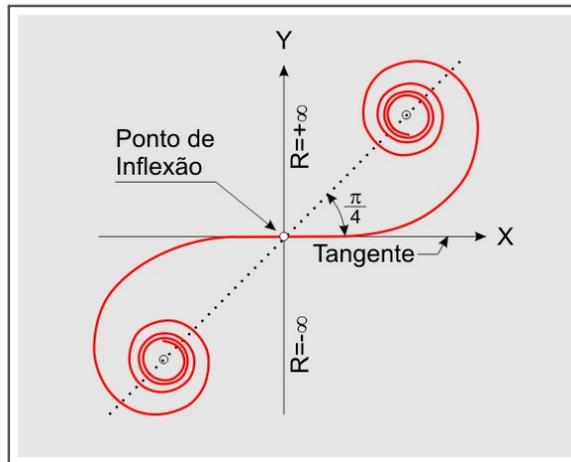


Figura 9.1 - Relação entre o Raio de Curvatura e o Comprimento da Clotóide

O comprimento da espiral de transição é definido segundo critérios de controle que levam em conta aspectos relacionados à percepção visual do motorista e a condições de conforto e segurança, bem como a aspectos de natureza estética. Um outro critério de controle mais prático para o comprimento da clotóide consiste em fixar tal comprimento em valor igual à extensão necessária para a realização da transição da superelevação. Estes critérios de controle são abordados nos subitens 9.5 a 9.8.

9.3 Elementos Principais e Equações de Cálculo das Curvas de Transição

A Figura 9.2 ilustra os principais elementos da clotóide e sua posição em relação à tangente e à curva circular.

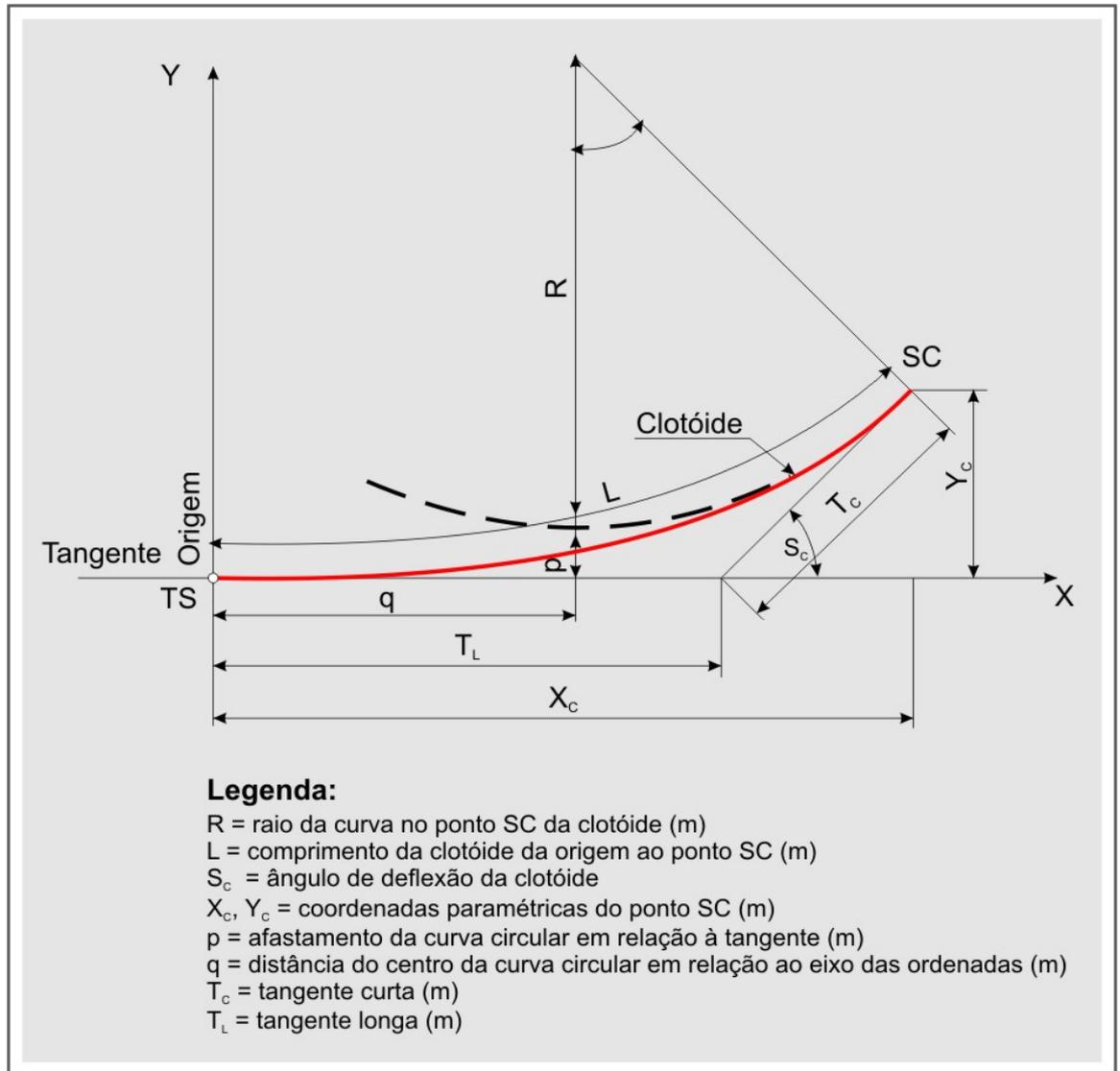


Figura 9.2 - Principais Elementos das Curvas de Transição

Considerando a nomenclatura indicada nesta figura, calcula-se o ângulo de deflexão através da seguinte expressão:

$$S_C = \frac{L^2}{2 \times A^2} = \frac{L}{2 \times R}$$

Onde:

A: valor do parâmetro da clotóide

L: comprimento da clotóide da origem ao ponto SC



A coordenada paramétrica X em um ponto qualquer da clotóide resulta da integral da seguinte função:

$$X = \int_0^l \cos\left(\frac{l^2}{2 \times A^2}\right) dl$$

Onde:

l: comprimento desde a origem até um ponto qualquer da clotóide

Como esta função não é integrável, é necessário recorrer ao seu desenvolvimento em série atingindo a precisão requerida, para depois efetuar a sua integração. Com isso, obtém-se para o ponto SC:

$$X_C = L - \frac{L^5}{40 \times A^4} + \frac{L^9}{3456 \times A^8} - \frac{L^{13}}{599040 \times A^{12}} + \dots = L \left(1 - \frac{S_C^2}{10} + \frac{S_C^4}{216} + \dots \right)$$

Analogamente, a coordenada paramétrica Y em um ponto qualquer da clotóide é dada por:

$$Y = \int_0^l \text{sen}\left(\frac{l^2}{2 \times A^2}\right) dl$$

A função em questão também não é integrável. Seguindo o mesmo método, obtém-se para o ponto SC:

$$Y_C = \frac{L^3}{6 \times A^2} - \frac{L^7}{336 \times A^6} + \frac{L^{11}}{42240 \times A^{10}} - \frac{L^{15}}{9676800 \times A^{14}} + \dots = \frac{L \times S_C}{3} \left(1 - \frac{S_C^2}{14} + \frac{S_C^4}{440} + \dots \right)$$

Outros parâmetros de cálculo correspondem ao afastamento da curva circular em relação à tangente (p) e à distância do centro da curva circular em relação ao eixo das ordenadas (q), obtidos através das expressões:

$$p = Y_C - R(1 - \cos S_C)$$

$$q = X_C - R \times \text{sen} S_C$$

Onde:

X_C, Y_C : coordenadas paramétricas do ponto SC;

S_C : ângulo de deflexão da clotóide

O parâmetro “p” pode também ser calculado aproximadamente pela expressão a seguir:

$$p \approx \frac{L^2}{24 \times R}$$

No caso de uma concordância entre duas tangentes com a utilização de um arco de circular e duas espirais de transição de igual comprimento, conforme ilustrado na Figura 9.3, outros parâmetros de cálculo são o ângulo central da curva circular e a tangente total da curva.

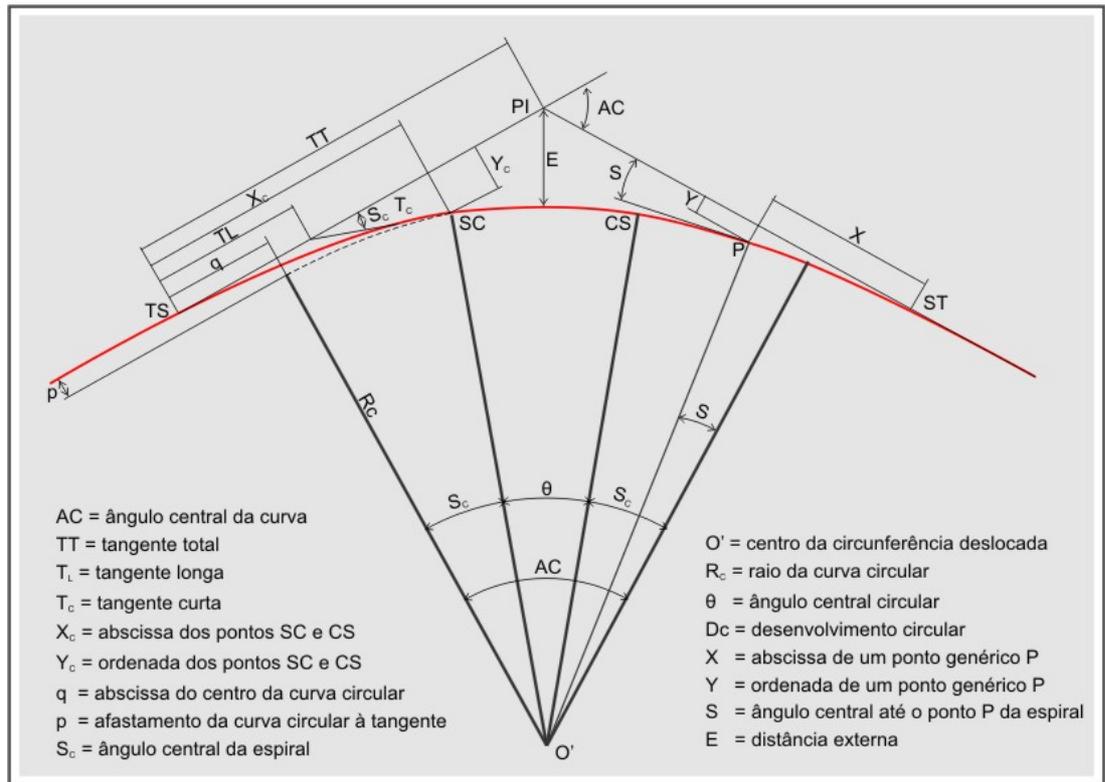


Figura 9.3 - Elementos Adicionais de Curvas de Transição

Estes parâmetros são dados respectivamente pelas expressões a seguir:

$$\theta = AC - 2 \times S_c$$

Onde:

θ: ângulo central da curva circular

AC: ângulo central total da curva ou deflexão entre as tangentes

S_c: ângulo central de cada clotóide

$$TT = q + (R + p) \times \operatorname{tg} \frac{AC}{2}$$

Onde:

TT: tangente total da curva, correspondente à distância do ponto TS ou ST ao ponto PI

AC: ângulo central total da curva ou deflexão entre as tangentes

No caso de curva com espirais de transição de comprimentos diferentes, as tangentes resultam com valores diferentes, conforme ilustrado na Figura 9.4 a seguir.

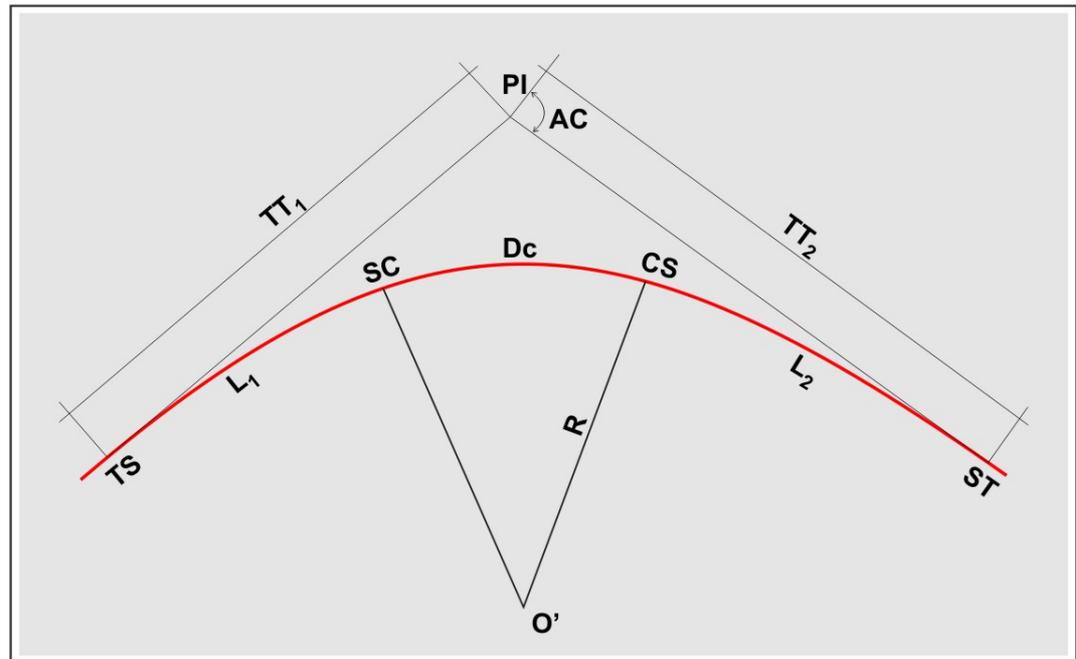


Figura 9.4 – Curva com Espirais de Transição com Comprimentos Diferentes

Neste caso, as equações envolvidas passam a ser escritas como:

$$TT_1 = q_1 + \frac{(R + p_2) - (R + p_1) \times \cos AC}{\text{sen}AC}$$

$$TT_2 = q_2 + \frac{(R + p_1) - (R + p_2) \times \cos AC}{\text{sen}AC}$$

$$DC = (AC - S_{C1} - S_{C2}) \times R \times \frac{\pi}{180}$$

Onde:

TT₁: tangente total da curva 1, correspondente à distância do ponto TS ao ponto PI

TT₂: tangente total da curva 2, correspondente à distância do ponto PI ao ponto ST

AC: ângulo central total da curva ou deflexão entre as tangentes (graus)

S_{C1}: ângulo de deflexão da clotóide 1 (graus)

S_{C2}: ângulo de deflexão da clotóide 2 (graus)

DC: desenvolvimento do arco de círculo intermediário da curva de concordância (m)

As Figuras 9.5, 9.6 e 9.7 caracterizam esquematicamente o emprego das clotóides na transição de uma curva circular simples, na transição entre duas curvas circulares de mesmo sentido e na transição entre duas curvas circulares reversas, respectivamente.

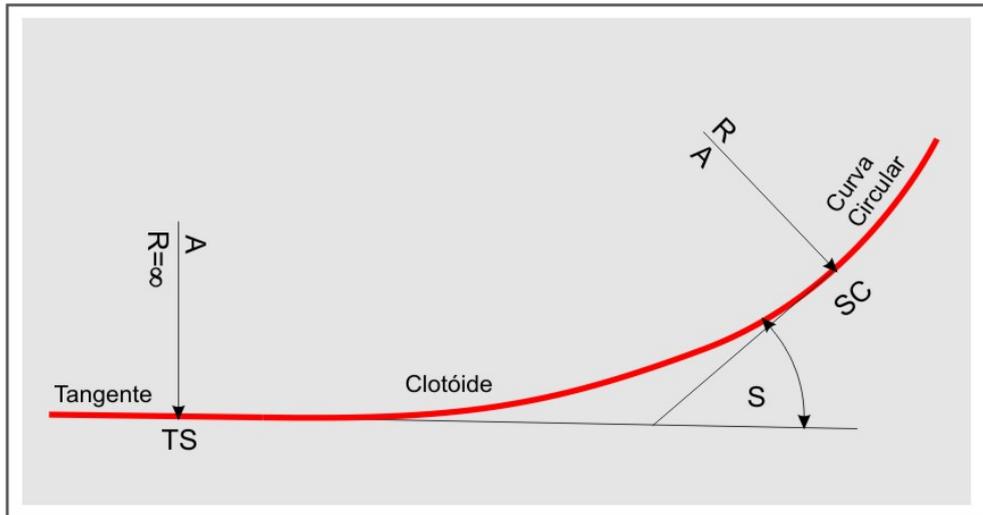


Figura 9.5 – Clotoide entre Tangente e Curva Circular Simples

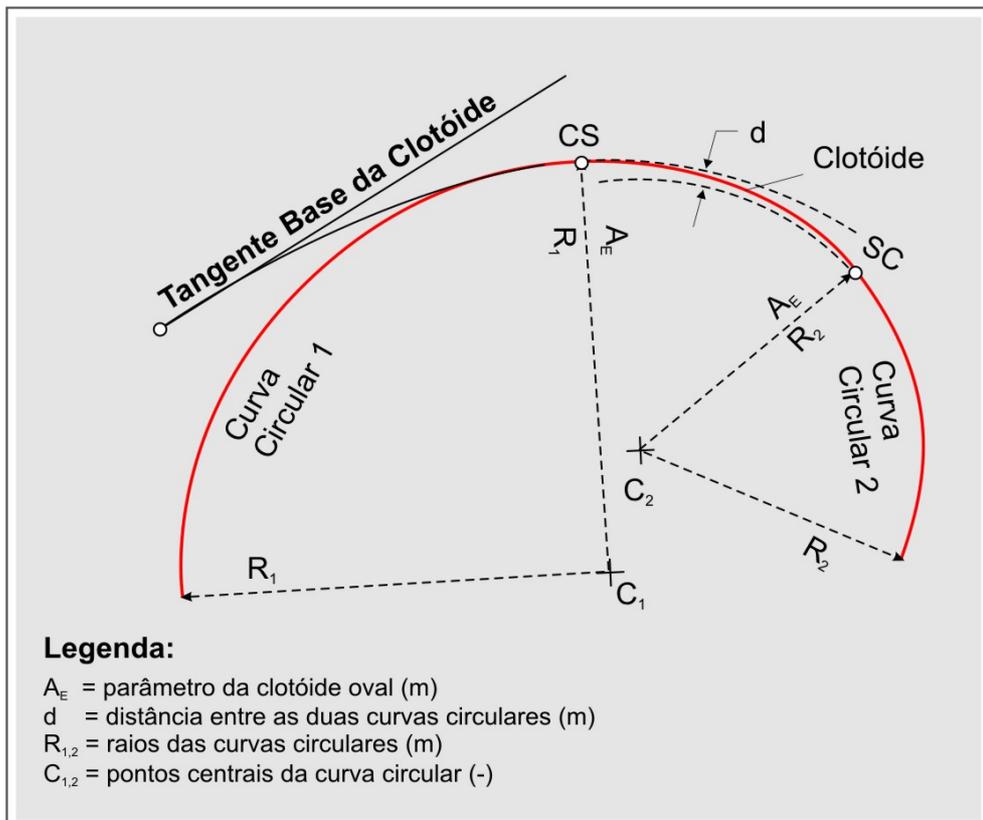


Figura 9.6 – Clotoide Oval entre Curvas Circulares de Mesmo Sentido

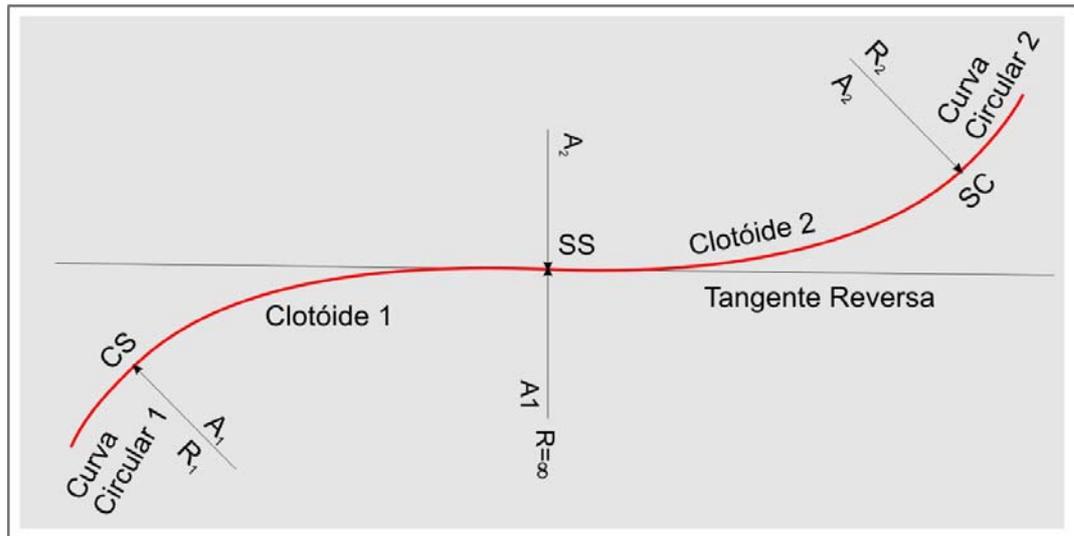


Figura 9.7 – Clotóides entre Curvas Circulares Reversas

Embora a formulação anteriormente apresentada seja aplicável aos diversos casos ilustrados, cabem as seguintes observações e considerações complementares:

- Quando as clotoídes usadas entre duas curvas circulares reversas, conforme situação ilustrada na Figura 9.6, possuírem parâmetros diferentes, deve-se observar a seguinte relação entre tais parâmetros:

$$A_1 \leq 1,5 \times A_2$$

Onde:

A_1 : parâmetro maior correspondente à clotoíde 1

A_2 : parâmetro menor correspondente à clotoíde 2

- No caso de clotoídes simétricas usadas entre duas curvas circulares reversas, o parâmetro comum de ambas pode ser aproximadamente obtido a partir da seguinte expressão:

$$A_R = \sqrt[4]{24 \times d \times R_R^3}$$

$$d = C_1 C_2 - R_1 - R_2$$

$$R_R = \frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2}$$

Onde:

d: menor distância entre as duas curvas circulares

$C_1 C_2$: distância entre os centros das duas curvas circulares

R_1 : raio da curva circular 1

R_2 : raio da curva circular 2



- No caso da clotóide oval é aplicável o mesmo critério que procura garantir que a curva de transição seja opticamente perceptível ao motorista, sendo necessário, portanto, que esta apresente um ângulo de deflexão mínimo de cerca de 30 a partir de sua origem na curva circular de raio maior. A curva circular de menor raio deve estar localizada no interior da curva circular de raio maior, ou seja, não deve ocorrer a interseção entre elas ou ainda uma situação em que ambas tenham o mesmo centro. O parâmetro da clotóide oval pode ser calculado aproximadamente pela seguinte expressão:

$$A_E = \sqrt[4]{24 \times d \times R_E^3}$$

$$d = R_1 - R_2 - C_1 C_2 \text{ para } R_1 > R_2$$

$$R_E = \frac{R_1 R_2}{R_1 - R_2} \text{ para } R_1 > R_2$$

Onde:

d: distância entre as duas curvas circulares

R₁: raio da curva circular 1

R₂: raio da curva circular 2

C₁C₂: distância entre os centros das duas curvas circulares

9.4 Máximos Raios de Curvatura para Utilização da Curva de Transição

Na literatura internacional há certa divergência quanto ao valor máximo de raio de curva circular abaixo do qual seria recomendada a utilização de curva de transição. Em geral, os manuais e instruções de projeto estabelecem o valor máximo de forma que apenas as curvas circulares com raios menores necessitem efetivamente tirar proveito das vantagens e benefícios proporcionados pelas curvas de transição.

De fato, o uso da clotóide torna-se desnecessário nos casos em que a variação da aceleração centrífuga, da tangente para a curva circular, ou vice-versa, é pequena, uma vez que nessa condição o motorista não teria dificuldades em acomodar a trajetória de transição de seu veículo dentro da faixa de tráfego em que se encontra. Além disso, nessa situação o comprimento da espiral de transição resulta muito pequeno e praticamente se confunde com a tangente, tornando-a opticamente imperceptível para o motorista.

Assim, a fixação do raio máximo, para utilização das curvas de transição, é baseada em valor mínimo para a taxa de aceleração radial a que ficam submetidos os passageiros de um veículo percorrendo a curva circular. Esse valor mínimo varia, normalmente, de 0,4 a 1,3 m/s², conforme diferentes manuais e instruções de projeto.

A AASHTO⁽⁴⁾, por exemplo, sugere que o limite superior dessa faixa de variação corresponda ao máximo raio de curva para o qual se verifique redução no potencial de ocorrência de acidentes. Por essa razão, recomenda adotar o valor máximo de raio de curvatura para uso da espiral de transição com base na taxa mínima de aceleração radial de 1,3 m/s². O DNER⁽¹⁾, por sua vez, dispensa o uso da clotóide quando a aceleração centrífuga a que o veículo é submetido na curva circular for inferior a 0,4 m/s².



Na Tabela 9.1 são indicados os valores de raios acima dos quais pode ser dispensado o uso das curvas de transição, de acordo com o DNER e a AASHTO.

Tabela 9.1 – Valores de Raios Acima dos Quais É Dispensável o Uso das Curvas de Transição

V (km/h)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
R (m) DNER	24	170	300	500	700	950	1200	1550	1900	2300	2800	3250
R (m) AASHTO	24	54	95	148	213	290	379	480	592	716	852	1000

Fonte: DNER⁽¹⁾ e AASHTO⁽⁴⁾

Lamm⁽¹⁰⁾, tomando por base critérios de segurança e estudos de consistência do traçado, considera que o uso da curva de transição é dispensável em uma seqüência “tangente independente – curva circular” para as velocidades operacionais e raios de curvatura indicados na Tabela 9.2. Embora para raios superiores a estes a utilização da clotóide não seja usualmente necessária, Lamm deixa a critério do engenheiro projetista a decisão sobre o seu uso. Lamm também considera dispensável o uso da clotóide em curva com ângulo total de deflexão inferior a 9°, caso em que o mínimo comprimento da curva circular deve, em termos práticos, ser igual à velocidade de projeto.

Tabela 9.2 – Mínimos Raios de Curvatura para a Seqüência “Tangente Independente – Curva Circular” Acima dos Quais Pode ser Dispensado o Uso de Curvas de Transição

Velocidade de Operação na Tangente	R _{min} da Curva Circular
V _{85T} < 105 km/h	R _{min} ≥ 800 m
V _{85T} ≥ 105 km/h	R _{min} ≥ 1000 m

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾

Nos projetos de rodovias sob jurisdição do DER/SP deve-se adotar, preferencialmente, os valores de raios recomendados pela AASHTO que se encontram indicados na Tabela 9.1.

9.5 Valores-limite para o Parâmetro e o Comprimento da Clotóide com Base em Aspectos Relacionados à Percepção Ótica do Motorista e de Natureza Estética

É importante que sejam estabelecidos valores-limite aceitáveis para a utilização da clotóide como curva de transição, de forma a serem observados critérios relacionados com a percepção visual do motorista e, ao mesmo tempo, atender aspectos de natureza estética e de segurança.

9.5.1 Valores mínimos admissíveis para o parâmetro e o comprimento da clotóide

Publicações como o *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾ consideram que, para que a clotóide seja visualmente perceptível, e também por razões de ordem estética, é necessário que a mesma apresente um ângulo de deflexão mínimo de cerca de 3° a partir de sua origem, ou seja, do fim da tangente até o início da curva circular. Desta



consideração resulta que o mínimo parâmetro da clotóide deve ser igual a:

$$A_{\min} = \frac{R}{3}$$

Onde:

A_{\min} : valor mínimo admissível para o parâmetro da clotóide (m)

R: raio de curvatura no fim da clotóide (m)

Tal relação é equivalente à fixação do seguinte comprimento mínimo para a clotóide:

$$L_{\min} = \frac{R}{9}$$

Onde:

L_{\min} : comprimento mínimo da espiral de transição (m)

R: raio de curvatura no fim da clotóide (m)

Outras publicações consideram que, para que o motorista perceba a existência da espiral de transição, o comprimento desta deve ser consistente com o mínimo afastamento lateral que a curva circular deve ter em relação à tangente, afastamento este caracterizado pelo parâmetro “p”. A AASHTO⁽⁴⁾ recomenda que o menor valor para o parâmetro “p” seja 0,20 m, enquanto a publicação *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook* ⁽¹⁰⁾ recomenda o valor mínimo de 0,25m e o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾ o valor mínimo de 0,30 m.

Utilizando-se a expressão de cálculo do parâmetro “p”, o atendimento do critério estabelecido pela AASHTO resulta a seguinte expressão para determinação do comprimento mínimo da clotóide:

$$L_{\min} = \sqrt{24 \times p_{\min} \times R}$$

Onde:

L_{\min} : comprimento mínimo da espiral de transição (m)

p_{\min} : mínimo afastamento lateral da curva circular em relação à tangente = 0,2 m

R: raio da curva circular (m)

O mínimo comprimento admissível da espiral de transição, segundo o critério de percepção visual do motorista e de consideração de aspectos estéticos, deve ser adotado como igual ao maior valor dentre os dois calculados pelas equações anteriormente apresentadas.

9.5.2 Valores máximos admissíveis para o parâmetro e o comprimento da clotóide

A experiência internacional indica que, por razões de segurança, é conveniente limitar o comprimento das curvas de transição. Problemas de segurança ocorrem quando a curva de transição é muito longa em relação ao comprimento da curva circular, pela dificuldade que



certos motoristas têm em avaliar o grau de curvatura do trecho curvo que se aproxima. A AASHTO⁽⁴⁾ estabelece um valor limite para o parâmetro “p” da clotóide, consistente com o máximo deslocamento lateral que resulta do comportamento natural de grande parte dos motoristas ao girar o volante de seus veículos ao longo da curva de transição. Neste caso, o valor para o parâmetro “p” fixado pela AASHTO é de 1,0m.

O atendimento a este critério resulta na seguinte expressão para determinação do comprimento máximo da clotóide:

$$L_{\max} = \sqrt{24 \times p_{\max} \times R}$$

Onde:

L_{\max} : comprimento máximo da espiral de transição (m)

p_{\max} : máximo afastamento lateral da curva circular em relação à tangente = 1,0 m

R: raio da curva circular (m)

Outro critério também estabelecido para a fixação de comprimentos máximos da espiral de transição, tanto por razões de segurança como, também, para que a curva circular seja visualmente perceptível, é que a clotóide não deva ter um ângulo central maior que cerca de 29°. Essa consideração faz com que o máximo valor admissível - tanto para o parâmetro “A” como para o comprimento da espiral de transição - resulte igual ao raio da curva circular (R). Este critério conduz a valores que, para raios de curvatura mais elevados, podem superar em muito os comprimentos considerados desejáveis para a transição. De qualquer forma, como estes valores correspondem a uma limitação superior do comprimento da curva de transição, a sua aplicação pode, eventualmente, ocorrer nos casos em que a clotóide tenha seu comprimento dimensionado em função da transição da superelevação.

9.6 Fixação de Valores Mínimos Admissíveis para o Comprimento da Clotóide com Base no Critério de Conforto

O critério de conforto, também conhecido como critério da taxa máxima de variação da aceleração centrífuga, procura estabelecer um comprimento mínimo para a clotóide que garanta que o incremento na aceleração lateral a que fica submetido o veículo, ao percorrer a trajetória de transição, não cause desconforto ao seu motorista e demais passageiros.

Quando se considera um veículo percorrendo a curva de transição com velocidade constante, sua aceleração lateral varia de zero ao deixar a tangente até um determinado valor no ponto de início da curva circular. Designando por “C” a máxima taxa admissível de variação da aceleração lateral e considerando que o intervalo de tempo que o veículo leva para percorrer o comprimento total “L” da clotóide é igual a “L/V”, tem-se que o valor mínimo deste comprimento deve ser igual a:

$$L_{\min} = \frac{V^3}{C \times R}$$

Onde:

L_{\min} : comprimento mínimo da espiral de transição (m)



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	104 de 185

V: Velocidade (m/s)

C: taxa máxima admissível de aceleração lateral (m/s²)

R: raio da curva circular (m)

Para a velocidade do veículo dada em km/h com o comprimento mínimo resultando em metros, a expressão acima passa a ser a seguinte:

$$L_{\min} = 0,0214 \times \frac{V^3}{C \times R}$$

Onde:

L_{min}: comprimento mínimo da espiral de transição (m)

V: velocidade (km/h)

C: taxa máxima admissível de aceleração lateral (m/s²)

R: raio da curva circular (m)

Esta equação poderia ser modificada para levar em conta o efeito da superelevação, o qual faz resultar comprimentos ligeiramente menores para a curva de transição. No entanto, como a diferença causada pelo efeito da superelevação é praticamente desprezível, este efeito não é considerado na maioria dos manuais e instruções de projeto para fins de cálculo do comprimento da curva de transição segundo o critério do conforto.

A AASHTO⁽⁴⁾ recomenda o valor de 1,2 m/s³ para o parâmetro “C”, salientando que, embora valores menores possam conduzir a comprimentos maiores e trajetórias mais suaves para a transição, estes não representam o mínimo comprimento consistente com o conforto do motorista. Em *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾ a máxima taxa de variação da aceleração radial considerada, para fins de aplicação no critério de conforto, é igual a 0,5 m/s³, valor este razoavelmente inferior ao adotado pela AASHTO.

No Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾ o parâmetro “C” é estabelecido como uma função da velocidade constante do veículo percorrendo a curva de transição, através da expressão:

$$C = 1,5 - 0,009 \times V$$

Onde:

C: taxa máxima admissível de aceleração lateral (m/s³)

V: velocidade (km/h)

Assim, o DNIT estabelece a máxima taxa de variação da aceleração radial em valores mais elevados para baixas velocidades de projeto e em valores mais reduzidos para velocidades de projeto mais altas. Desta forma, para a velocidade de 120 km/h, por exemplo, o valor do parâmetro “C” resulta igual a 0,42 m/s³ e para a velocidade de 40 km/h igual a 1,14 m/s³.

Nos projetos de rodovias sob jurisdição do DER/SP, para fins de cálculo do comprimento mínimo da espiral de transição, segundo o critério de conforto, deve-se adotar para o parâmetro “C” o valor recomendado pela AASHTO (1,2 m/s³). O comprimento mínimo calculado pelo critério de conforto deve então ser comparado com o determinado pelo critério



estabelecido no sub-item 9.5.1, prevalecendo como o mínimo valor admissível, para o comprimento da espiral de transição, o maior valor entre ambos.

9.7 Comprimento Desejável para a Curva de Transição

Levando em conta estudos recentes que concluíram que o comprimento da espiral de transição é um importante elemento de controle de projeto, a AASHTO⁽⁴⁾ estabeleceu na última versão de seu manual a conceituação do comprimento desejável para este tipo de curva. Mais especificamente, estes estudos constataram que as condições de operação mais satisfatórias estavam associadas à situação em que o comprimento da espiral de transição é aproximadamente igual ao comprimento da trajetória natural de transição adotada pelos motoristas.

Quando as diferenças entre os dois comprimentos são mais pronunciadas, verificam-se problemas operacionais associados a velocidades laterais elevadas e deslocamentos na posição lateral do veículo no final da curva de transição. No caso de ocorrência de velocidade lateral elevada, em direção à parte externa da curva, o motorista necessita fazer uma manobra corretiva, aplicando um giro de correção no volante do veículo, que resulta em uma trajetória com curvatura mais acentuada que a da curva circular e que produz um indesejável aumento na demanda de atrito lateral pneu-pavimento. Evidentemente também são indesejáveis, sob o ponto de vista de segurança, os casos em que o motorista não efetue a manobra de correção de sua trajetória e, com isso, o veículo desloque-se lateralmente para uma faixa de tráfego adjacente.

Com base nestas considerações, a AASHTO recomenda valores desejáveis para os comprimentos das espirais de transição que estão associados a um tempo de percurso de 2,0 s ao longo da via à velocidade de projeto. Estudos recentemente desenvolvidos indicam que este tempo de percurso é representativo da trajetória natural de transição realizada pela maioria dos motoristas.

Estes valores desejáveis de comprimento da curva de transição, indicados na Tabela 9.3, são recomendados pela AASHTO tanto para projetos de rodovias como de vias urbanas. Considerações de ordem teórica sugerem que espirais com comprimentos muito diferentes dos recomendados na Tabela 9.3 tendem a aumentar o deslocamento lateral dos veículos, com possibilidade de ocorrência de acidentes na faixa de tráfego adjacente ou no acostamento. De qualquer forma, a AASHTO considera que o uso de comprimentos maiores que os recomendados é aceitável, desde que estes comprimentos sejam inferiores ao máximo admissível para as curvas de transição e desde que seja analisada a possibilidade de adoção de aumento da largura da pista no trecho em curva, a fim de minimizar o potencial de acidentes na faixa adjacente.

Tabela 9.3 – Comprimento desejável da espiral de transição

V (km/h)	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
Comprimento da Espiral (m)	11	17	22	28	33	39	44	50	56	61	67	72

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

Por fim, deve-se salientar que se o comprimento desejável da espiral de transição for menor



que o comprimento mínimo obtido pela aplicação das equações apresentadas nos itens 9.5 e 9.6, este último deve ser usado como o valor de projeto da espiral de transição para o caso em estudo.

9.8 Comprimento da Espiral de Transição Fixado com Base na Transição da Superelevação

Em curvas horizontais em que é usada a espiral de transição, é desejável que a transição da superelevação seja efetuada ao longo da extensão da clotóide. De forma geral, é desejável que o comprimento necessário, para se efetuar a transição da superelevação, seja adotado como o comprimento mínimo da espiral de transição.

Por questões de conforto e aparência, o comprimento para se efetuar a transição da superelevação deve ser baseado na máxima diferença admissível entre os perfis longitudinais do eixo de rotação e da borda mais afetada da pista. A prática corrente consiste em limitar a diferença entre estes perfis longitudinais, referida como um gradiente relativo, a 0,5% ou a uma declividade longitudinal de 1:200 para a velocidade de projeto de 80 km/h.

Para velocidades de projeto inferiores a 80 km/h, adotam-se gradientes relativos maiores, enquanto que para velocidades superiores a 80 km/h, adotam-se gradientes menores que 0,5%. Com isto, a transição da superelevação é efetuada ao longo de comprimentos maiores para velocidades de projeto elevadas, e de comprimentos menores para baixas velocidades de projeto. Segundo a AASHTO, a experiência indica que gradientes relativos variando de 0,80 a 0,35% conduzem a comprimentos de transição adequados para velocidades de projeto variando respectivamente de 20 a 130 km/h.

A interpolação entre estes valores conduz aos máximos gradientes relativos recomendados pela AASHTO para diferentes velocidades de projeto, apresentados na Tabela 9.4. Estes valores são válidos para rodovias de duas faixas de tráfego com eixo de rotação situado no centro da pista.

Tabela 9.4 – Máximos Gradientes Relativos

V (km/h)	Máximo Gradiente Relativo (%)	Declividade Máxima Relativa
20	0,80	1:125
30	0,75	1:133
40	0,70	1:143
50	0,65	1:154
60	0,60	1:167
70	0,55	1:182
80	0,50	1:200
90	0,47	1:213
100	0,44	1:227

continua/



/conclusão

V (km/h)	Máximo Gradiente Relativo (%)	Declividade Máxima Relativa
110	0,41	1:244
120	0,38	1:263
130	0,35	1:286

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

O Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais ⁽¹⁾ adota valores muito similares aos recomendados pela AASHTO, para diferentes velocidades de projeto, porém com a diferença que o máximo gradiente relativo é fixado em 0,43% para velocidades de projeto iguais ou superiores a 100 km/h.

Nos casos em que a distância entre a borda mais desfavorável e o eixo de rotação for superior à largura de uma faixa de rolamento, como ocorre em pistas com mais de duas faixas de tráfego, pistas com eixo de rotação no bordo etc., os valores de gradiente relativos da Tabela 9.4 devem ser majorados de acordo com os coeficientes da Tabela 9.5.

Tabela 9.5 – Fatores de Majoração do Comprimento de Transição para o Caso do Eixo de Rotação Fora do Centro da Pista

Distância entre borda da pista e eixo de rotação	Fator de majoração	
	Comprimento de transição	Rampas de superelevação
Dobro de uma faixa	1,50	1,33
Triplo de uma faixa	2,00	1,50
Quádruplo de uma faixa	2,50	1,60

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾

A expressão a ser aplicada para o cálculo do comprimento mínimo de transição da superelevação, no caso do eixo de rotação fora do centro, é:

$$L_{\min} = \frac{d+l}{2 \times r} \times e$$

Onde:

L_{\min} : comprimento de transição da superelevação (m);

d: distância do eixo de rotação ao bordo mais afastado da pista de rolamento (m);

l: largura de uma faixa de rolamento (m);

r: rampa básica de superelevação admissível em pistas simples com eixo de rotação no centro da pista;

e: taxa de superelevação na curva circular (m/m).



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	108 de 185

Em rodovias de pista dupla são possíveis três posições básicas para o eixo de rotação da pista, que determinam o próprio ponto de aplicação do greide na sua seção transversal:

- um único eixo de rotação situado no centro do canteiro central;
- um eixo de rotação para cada pista, coincidente com a sua borda interna, ou seja, adjacente ao canteiro central;
- um eixo de rotação para cada pista, coincidente com a sua borda externa, ou seja, em posição oposta ao canteiro central.

Existem diversos gráficos de transição da superelevação para diferentes eixos de rotação, elaborados de acordo com os critérios apresentados neste item, nos quais são indicados os perfis longitudinais das bordas da pista e do eixo de rotação. Estes gráficos constam dos projetos-padrão de geometria do DER/SP, e permitem uma melhor visualização do esquema de transição da superelevação.

10 SUPERELEVÇÃO PARA RAIOS MAIORES QUE R_{min}

Uma vez fixada a taxa máxima de superelevação para um determinado projeto e estabelecido o máximo fator de atrito lateral admissível, que é função da aceleração radial e, portanto, da velocidade de projeto, deve-se estabelecer o valor do raio mínimo de curvatura horizontal.

Se fosse admitido que o motorista ficasse permanentemente submetido aos valores máximos de aceleração radial, e conseqüentemente de atrito transversal, mesmo para valores de raios superiores ao mínimo, a taxa de superelevação poderia baixar rapidamente e, para raios elevados, até atingir valores nulos ou negativos.

Considerações de coerência e de conforto de viagem, entretanto, recomendam que, à medida que os raios de curvatura aumentem, não apenas a taxa de superelevação, mas também os valores do fator de atrito lateral pneu-pavimento decresçam gradualmente.

A relação considerada pela AASHTO como a mais adequada para tal decréscimo corresponde a uma lei de variação parabólica entre ambos os parâmetros e o inverso do raio de curvatura horizontal, conforme caracterizado na Figura 10.1 apresentada adiante. Assim, estabelecidas a velocidade diretriz e a taxa máxima de superelevação, resultam os valores de superelevação correspondentes a diferentes valores de raio de curvatura horizontal maiores que o mínimo.

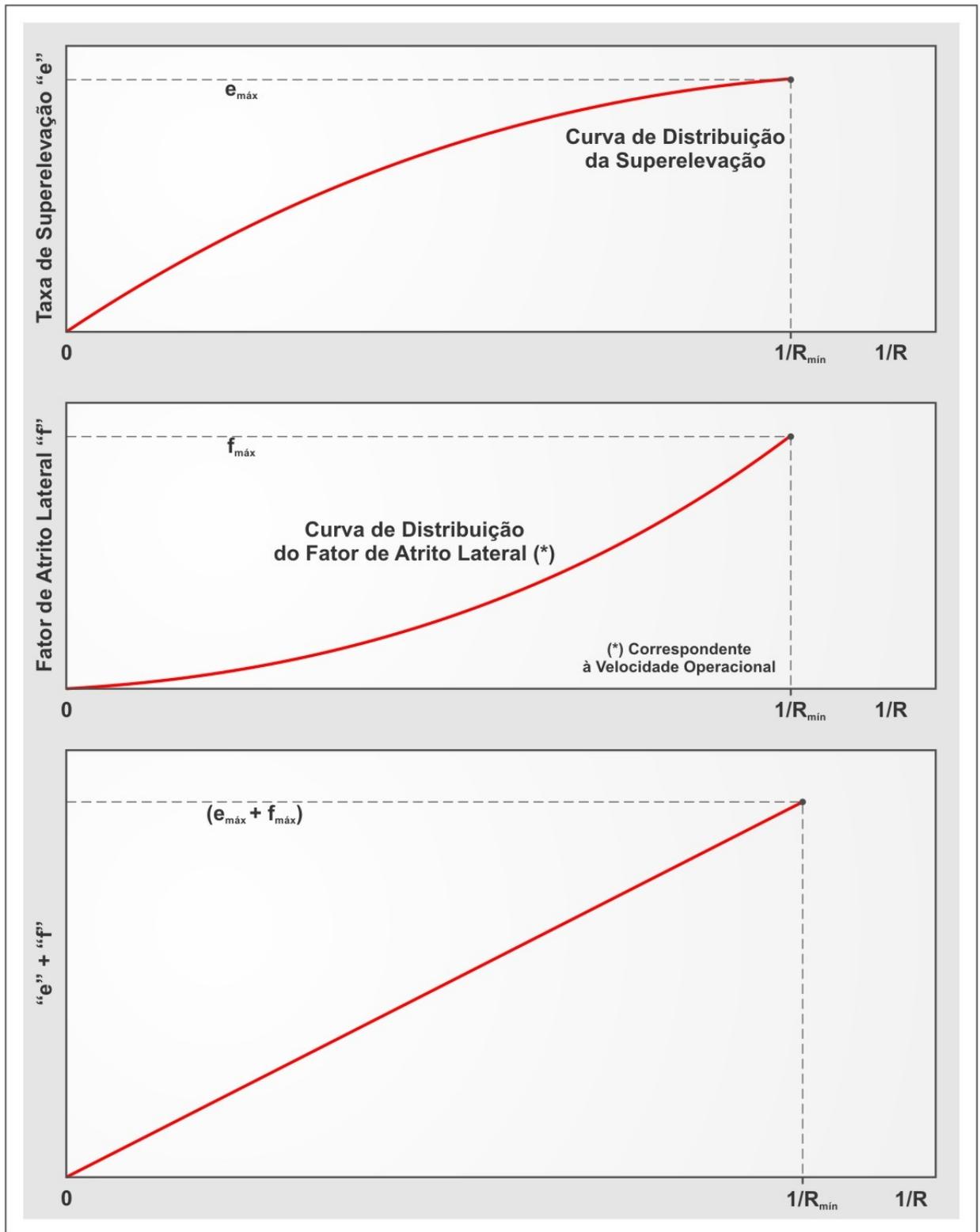


Figura 10.1 – Método de Distribuição da Superelevação e do Fator de Atrito Lateral para Raios Maiores que o Mínimo

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾



A fim de evitar que, para raios de curvatura muito suaves ou mesmo de valores medianos, o fator de atrito lateral pneu-pavimento resulte negativo para veículos trafegando à velocidade média de operação, o método em questão pressupõe que as taxas de superelevação, para raios maiores que o mínimo, devem estar relacionadas a velocidades inferiores que a velocidade de projeto. A velocidade média de operação considerada pela AASHTO varia de 78 a 100% da velocidade de projeto, conforme valores apresentados na Tabela 10.1. Assim, os fatores de atrito lateral considerados neste método estão associados às velocidades médias de operação definidas na Tabela 10.1.

Tabela 10.1 – Relação entre Velocidades Médias de Operação e Velocidades de Projeto

Velocidade de Projeto (km/h)	Velocidade Média de Operação (km/h)
20	20
30	30
40	40
50	47
60	55
70	63
80	70
90	77
100	85
110	91
120	98
130	102

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

As Tabelas 10.2 a 10.6 adiante apresentadas foram extraídas do manual da AASHTO ⁽⁴⁾ e contêm as taxas de superelevação relacionadas a raios de curvatura horizontal para diferentes velocidades de projeto e taxas máximas de superelevação. Estas tabelas devem ser tomadas como referência para os projetos desenvolvidos para o DER/SP, salientando-se que, por considerações de segurança, as tabelas para taxas máximas de superelevação de 4% e 6% devem ter a sua aplicação limitada aos casos de vias urbanas.

Ao se usar qualquer destas tabelas para um dado raio de curvatura horizontal, não há necessidade de se fazer a interpolação de valores, uma vez que as taxas consecutivas de superelevação indicadas diferem entre si de apenas 0,2 %, garantindo para o resultado obtido um arredondamento bastante aceitável em termos práticos. Desta forma, deve-se adotar a taxa de superelevação indicada para um raio igual ao considerado ou, no caso de não coincidência de valores, para o raio imediatamente inferior indicado na tabela. Assim, por exemplo, para uma velocidade de 80 km/h e taxa máxima de superelevação de 8%, e para um raio de 570 m, deve-se adotar a taxa de superelevação correspondente ao raio de 549 m indicado na Tabela 10.3, ou seja, a taxa de 5,4%.



Tabela 10.2 – Superelevação para Raios Maiores que o Mínimo ($e_{max}=4\%$)

e (%)	$V_p = 20$	$V_p = 30$	$V_p = 40$	$V_p = 50$	$V_p = 60$	$V_p = 70$	$V_p = 80$	$V_p = 90$	$V_p = 100$
	R (m)								
1.5	163	371	679	951	1310	1740	2170	2640	3250
2.0	102	237	441	632	877	1180	1490	1830	2260
2.2	75	187	363	534	749	1020	1290	1590	1980
2.4	51	132	273	435	626	865	1110	1390	1730
2.6	38	99	209	345	508	720	944	1200	1510
2.8	30	79	167	283	422	605	802	1030	1320
3.0	24	64	137	236	356	516	690	893	1150
3.2	20	54	114	199	303	443	597	779	1010
3.4	17	45	96	170	260	382	518	680	879
3.6	14	38	81	144	222	329	448	591	767
3.8	12	31	67	121	187	278	381	505	658
4.0	8	22	47	86	135	203	280	375	492

Valores de velocidade de projeto (VP) em km/h

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

Tabela 10.3 – Superelevação para Raios Maiores que o Mínimo ($e_{max}=6\%$)

e (%)	$V_p = 20$	$V_p = 30$	$V_p = 40$	$V_p = 50$	$V_p = 60$	$V_p = 70$	$V_p = 80$	$V_p = 90$	$V_p = 100$	$V_p = 110$	$V_p = 120$	$V_p = 130$
	R (m)	R (m)	R (m)	R (m)								
1.5	194	421	738	1050	1440	1910	2360	2880	3510	4060	4770	5240
2.0	138	299	525	750	1030	1380	1710	2090	2560	2970	3510	3880
2.2	122	265	465	688	919	1230	1530	1880	2300	2670	3160	3500
2.4	109	236	415	599	825	1110	1380	1700	2080	2420	2870	3190
2.6	97	212	372	540	746	1000	1260	1540	1890	2210	2630	2930
2.8	87	190	334	488	676	910	1150	1410	1730	2020	2420	2700
3.0	78	170	300	443	615	831	1050	1290	1590	1870	2240	2510
3.2	70	152	269	402	561	761	959	1190	1470	1730	2080	2330
3.4	61	133	239	364	511	697	882	1100	1360	1600	1940	2180
3.6	51	113	206	329	465	640	813	1020	1260	1490	1810	2050
3.8	42	96	177	294	422	586	749	939	1170	1390	1700	1930
4.0	36	82	155	261	380	535	690	870	1090	1300	1590	1820
4.2	31	72	136	234	343	488	635	806	1010	1220	1500	1720
4.4	27	63	121	210	311	446	584	746	938	1140	1410	1630
4.6	24	56	108	190	283	408	538	692	873	1070	1330	1540
4.8	21	50	97	172	258	374	496	641	812	997	1260	1470
5.0	19	45	88	156	325	343	457	594	755	933	1190	1400
5.2	17	40	79	142	214	315	421	549	701	871	1120	1330
5.4	15	36	71	128	195	287	386	506	648	810	1060	1260
5.6	13	32	63	115	176	260	351	463	594	747	980	1190
5.8	11	28	56	102	156	232	315	416	537	679	900	1110
6.0	8	21	43	79	123	184	252	336	437	560	756	951

Valores de velocidade de projeto (V_p) em km/h

O valor excepcional de 130 km/h é aceitável para condições de relevo extremamente favoráveis.

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾



Tabela 10.4 – Superelevação para Raios Maiores que o Mínimo ($e_{max}=8\%$)

e (%)	V _p = 20 R _(m)	V _p = 30 R _(m)	V _p = 40 R _(m)	V _p = 50 R _(m)	V _p = 60 R _(m)	V _p = 70 R _(m)	V _p = 80 R _(m)	V _p = 90 R _(m)	V _p = 100 R _(m)	V _p = 110 R _(m)	V _p = 120 R _(m)	V _p = 130 R _(m)
1.5	184	443	784	1090	1490	1970	2440	2970	3630	4180	4900	5360
2.0	133	322	571	791	1090	1450	1790	2190	2680	3090	3640	4000
2.2	119	288	512	711	976	1300	1620	1980	2420	2790	3290	3620
2.4	107	261	463	644	885	1190	1470	1800	2200	2550	3010	3310
2.6	97	237	421	587	808	1080	1350	1650	2020	2340	2760	3050
2.8	88	216	385	539	742	992	1240	1520	1860	2160	2550	2830
3.0	81	199	354	496	684	916	1150	1410	1730	2000	2370	2630
3.2	74	183	326	458	633	849	1060	1310	1610	1870	2220	2460
3.4	68	169	302	425	588	790	988	1220	1500	1740	2080	2310
3.6	62	156	279	395	548	738	924	1140	1410	1640	1950	2180
3.8	57	144	259	368	512	690	866	1070	1320	1540	1840	2060
4.0	52	134	241	344	479	648	813	1010	1240	1450	1740	1950
4.2	48	124	224	321	449	608	766	948	1180	1380	1650	1850
4.4	43	115	208	301	421	573	722	895	1110	1300	1570	1760
4.6	38	106	192	281	395	540	682	847	1050	1240	1490	1680
4.8	33	96	178	263	371	509	645	803	996	1180	1420	1610
5.0	30	87	163	246	349	480	611	762	947	1120	1360	1540
5.2	27	78	148	229	328	454	579	724	901	1070	1300	1480
5.4	24	71	136	213	307	429	549	689	859	1020	1250	1420
5.6	22	65	125	198	288	405	521	656	819	975	1200	1360
5.8	20	59	115	185	270	382	494	625	781	933	1150	1310
6.0	19	55	106	172	253	360	469	595	746	894	1100	1260
6.2	17	50	98	161	238	340	445	567	713	857	1060	1220
6.4	16	46	91	151	224	322	422	540	681	823	1020	1180
6.6	15	43	85	141	210	304	400	514	651	789	982	1140
6.8	14	40	79	132	198	287	379	489	620	757	948	1100
7.0	13	37	73	123	185	270	358	464	591	724	914	1070
7.2	12	34	68	115	174	254	338	440	561	691	879	1040
7.4	11	31	62	107	162	237	318	415	531	657	842	998
7.6	10	29	57	99	150	221	296	389	499	621	803	962
7.8	9	26	52	90	137	202	273	359	462	579	757	919
8.0	7	20	41	73	113	168	229	304	394	501	667	832

Valores de velocidade de projeto (V_p) em km/h

O valor excepcional de 130 km/h é aceitável para condições de relevo extremamente favoráveis

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾



Tabela 10.5 – Superelevação para Raios Maiores que o Mínimo ($e_{max}= 10\%$)

e (%)	V _p = 20 R _(m)	V _p = 30 R _(m)	V _p = 40 R _(m)	V _p = 50 R _(m)	V _p = 60 R _(m)	V _p = 70 R _(m)	V _p = 80 R _(m)	V _p = 90 R _(m)	V _p = 100 R _(m)	V _p = 110 R _(m)	V _p = 120 R _(m)	V _p = 130 R _(m)
1.5	197	454	790	1110	1520	2000	2480	3010	3690	4250	4960	5410
2.0	145	33	580	815	1120	1480	1840	2230	2740	3160	3700	4050
2.2	130	300	522	735	1020	1340	1660	2020	2480	2860	3360	3680
2.4	118	272	474	669	920	1220	1520	1840	2260	2620	3070	3370
2.6	108	249	434	612	844	1120	1390	1700	2080	2410	2830	3110
2.8	99	229	399	564	778	1030	1290	1570	1920	2230	2620	2880
3.0	91	211	368	522	720	952	1190	1460	1790	2070	2440	2690
3.2	85	196	342	485	670	887	1110	1360	1670	1940	2280	2520
3.4	79	182	318	453	626	829	1040	1270	1560	1820	2140	2370
3.6	73	170	297	424	586	777	974	1200	1470	1710	2020	2230
3.8	68	159	278	398	551	731	917	1130	1390	1610	1910	2120
4.0	64	149	261	374	519	690	866	1060	1310	1530	1810	2010
4.2	60	140	245	353	490	652	820	1010	1240	1450	1720	1910
4.4	56	132	231	333	464	617	777	953	1180	1380	1640	1820
4.6	53	124	218	315	439	586	738	907	1120	1310	1560	1740
4.8	50	117	206	299	417	557	703	864	1070	1250	1490	1670
5.0	47	111	194	283	396	530	670	824	1020	1200	1430	1600
5.2	44	104	184	269	377	505	640	788	975	1150	1370	1540
5.4	41	98	174	256	359	482	611	754	934	1100	1320	1480
5.6	39	93	164	243	343	461	585	723	896	1060	1270	1420
5.8	36	88	155	232	327	441	561	693	860	1020	1220	1370
6.0	33	82	146	221	312	422	538	666	827	976	1180	1330
6.2	31	77	138	210	298	404	516	640	795	941	1140	1280
6.4	28	72	130	200	285	387	496	616	766	907	1100	1240
6.6	26	67	121	191	273	372	476	593	738	876	1060	1200
6.8	24	62	114	181	261	357	458	571	712	846	1030	1170
7.0	22	58	107	172	249	342	441	551	688	819	993	1130
7.2	21	55	101	164	238	329	425	532	664	792	963	1100
7.4	20	51	95	156	228	315	409	513	642	767	934	1070
7.6	18	48	90	148	218	303	394	496	621	743	907	1040
7.8	17	45	85	141	208	291	380	479	601	721	882	1010
8.0	16	43	80	135	199	279	366	463	582	699	857	981
8.2	15	40	76	128	190	268	353	448	564	679	843	956
8.4	14	38	72	122	182	257	339	432	546	660	812	932
8.6	14	36	68	116	174	246	326	417	528	641	790	910
8.8	13	34	64	110	166	236	313	402	509	621	770	888
9.0	12	32	61	105	158	225	300	386	491	602	751	867
8.2	11	30	57	99	150	215	287	371	472	582	731	847
8.4	11	28	54	94	142	204	274	354	453	560	709	828
9.6	10	26	50	88	133	192	259	337	432	537	685	809
9.8	9	24	46	81	124	179	242	316	407	509	656	786
10.0	7	19	38	68	105	154	210	277	358	454	597	739

Valores de velocidade de projeto (V_p) em km/h

O valor excepcional de 130 km/h é aceitável para condições de relevo extremamente favoráveis

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾



Tabela 10.6 – Superelevação para Raios Maiores que o Mínimo ($e_{max}= 12\%$)

e (%)	V _p = 20 R _(m)	V _p = 30 R _(m)	V _p = 40 R _(m)	V _p = 50 R _(m)	V _p = 60 R _(m)	V _p = 70 R _(m)	V _p = 80 R _(m)	V _p = 90 R _(m)	V _p = 100 R _(m)	V _p = 110 R _(m)	V _p = 120 R _(m)	V _p = 130 R _(m)
1.5	210	459	804	1130	1540	2030	2510	3040	3720	4280	4990	5440
2.0	155	338	594	835	1150	1510	1870	2270	2770	3190	3740	4080
2.2	139	306	536	755	1040	1360	1690	2050	2510	2900	3390	3710
2.4	127	278	488	688	942	1250	1550	1880	2300	2650	3110	3400
2.6	116	255	448	631	865	1140	1420	1730	2110	2440	2860	3140
2.8	107	235	413	583	799	1060	1320	1600	1960	2260	2660	2910
3.0	99	218	382	541	742	980	1220	1490	1820	2110	2480	2720
3.2	92	202	356	504	692	914	1140	1390	1700	1970	2320	2550
3.4	86	189	332	472	648	856	1070	1300	1600	1850	2180	2400
3.6	81	177	312	443	609	805	1010	1230	1510	1750	2060	2270
3.8	76	166	293	417	573	759	947	1160	1420	1650	1950	2150
4.0	71	157	276	393	542	718	896	1100	1350	1560	1850	2040
4.2	67	148	261	372	513	680	850	1040	1280	1490	1760	1940
4.4	64	140	247	353	487	646	808	988	1220	1420	1680	1850
4.6	60	132	234	335	463	615	770	941	1160	1350	1600	1770
4.8	57	126	222	319	441	586	734	899	1110	1290	1530	1700
5.0	54	119	211	304	421	560	702	860	1060	1240	1470	1630
5.2	52	114	201	290	402	535	672	824	1020	1190	1410	1570
5.4	49	108	192	277	384	513	644	790	973	1140	1360	1510
5.6	47	103	183	265	368	492	618	759	936	1100	1310	1460
5.8	45	98	175	254	353	472	594	730	900	1060	1260	1410
6.0	43	94	167	244	339	454	572	703	867	1020	1220	1360
6.2	41	90	159	234	326	436	551	678	837	981	1180	1310
6.4	39	86	153	225	313	420	531	654	808	948	1140	1270
6.6	37	82	146	216	302	405	512	632	781	917	1100	1230
6.8	35	78	140	208	290	391	494	611	755	888	1070	1200
7.0	34	75	134	200	280	377	478	591	731	860	1040	1160
7.2	32	71	128	192	270	364	462	572	708	834	1010	1130
7.4	30	68	122	185	260	352	447	554	686	810	974	1100
7.6	29	65	117	178	251	340	433	537	666	786	947	1070
7.8	27	61	112	172	243	329	420	521	646	764	921	1040
8.0	26	58	107	165	235	319	407	506	628	743	897	1020
8.2	24	55	102	159	227	309	395	491	610	723	874	989
8.4	23	52	97	154	219	299	383	477	593	704	852	965
8.6	22	50	93	148	212	290	372	464	577	686	831	942
8.8	20	47	88	142	205	281	361	451	562	668	811	921
9.0	19	45	85	137	198	273	351	439	547	652	792	900
8.2	18	43	81	132	191	264	341	428	533	636	774	880
8.4	18	41	77	127	185	256	332	416	520	621	756	861
9.6	17	39	74	123	179	249	323	406	507	606	739	843
9.8	16	37	71	118	173	241	314	395	494	592	723	826
10.0	15	36	68	114	167	234	305	385	482	579	708	809
10.2	14	34	65	110	161	226	296	375	471	566	693	793
10.4	14	33	62	105	155	219	288	365	459	553	679	778
10.6	13	31	59	101	150	212	279	355	448	541	665	763
10.8	12	30	57	97	144	204	270	345	436	529	652	749
11.0	12	28	54	93	139	197	261	335	423	516	639	735
11.2	11	27	51	89	133	189	252	324	411	503	626	722
11.4	11	25	49	85	127	182	242	312	397	488	613	709
11.6	10	24	46	80	120	173	232	300	382	472	598	697
11.8	9	22	43	75	113	163	219	285	364	453	579	685
12.0	7	18	36	64	98	143	194	255	328	414	540	665

Valores de velocidade de projeto (V_p) em km/h

O valor excepcional de 130 km/h é aceitável para condições de relevo extremamente favoráveis

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

Para transição da superelevação, deve ser seguida a metodologia preconizada pelo DNER, detalhada nos itens 5.4.5.1, 5.4.5.2, 5.4.5.3 e 5.4.5.7 do Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾. Cabe apenas destacar que, para o caso da superelevação máxima, são recomendados os valores mencionados no item anterior do presente documento.



Ressalte-se ainda que, no caso de curvas de raios bastante elevados, deve-se adotar tratamento diferenciado, especialmente levando em conta que:

- se o valor da superelevação for mantido indefinidamente, curvas à esquerda com raios muito elevados serão crescentemente dotadas de superelevação em excesso;
- curvas de raio grande começam a se confundir visualmente com as tangentes, tornando desagradável a existência da superelevação.

Assim, é necessário estabelecer um valor limite para os raios acima do qual não se justifica dotar a curva de superelevação, na medida em que o valor teoricamente necessário é muito pequeno e, além disso, resulta em aparência desagradável visualmente. Isto significa que as curvas à esquerda com raios acima deste limite devem, em termos de superelevação, receber o mesmo tratamento dispensado aos trechos em tangente.

Por esta razão, tais curvas são dotadas de superelevação negativa, que favorece a aceleração radial ao invés de contrabalanceá-la. Em decorrência disto, a somatória das duas forças transversais, devidas à superelevação negativa e ao próprio movimento circular, é contrabalançada apenas pelo atrito transversal entre os pneus e o pavimento. Por outro lado, para evitar que o atrito transversal atinja valores elevados, que só são aceitáveis para valores de raio próximos ao mínimo, este limite de superelevação não deve ser estabelecido em um valor ainda baixo de raio de curvatura.

Os valores recomendados no Manual de Projeto Geométrico do DNER⁽¹⁾ e da AASHTO⁽⁴⁾ encontram-se indicados na Tabela 10.7 a seguir, sendo que nos projetos de rodovias sob jurisdição do DER/SP deve-se adotar, preferencialmente, os valores indicados pela AASHTO.

Tabela 10.7 – Valores dos Raios Acima dos Quais a Superelevação é Dispensável

V (km/h)		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
R _{min} (m)	DNER 1999	450	800	1250	1800	2450	3200	4050	5000	5000	5000	5000
	AASHTO 2004	450	800	1100	1530	2020	2500	3030	3700	4270	4990	5450

Fontes: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾ e *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

11 DECLIVIDADE MÁXIMA DE RAMPA

A adoção de declividades longitudinais suaves atende a fatores relacionados ao desempenho operacional dos veículos, aos custos operacionais, à segurança da via e a aspectos associados ao consumo de combustível e ao controle da poluição.

Por outro lado, deve-se considerar que as declividades devem ser definidas de forma que o perfil longitudinal da via se adapte tanto quanto possível ao relevo natural do terreno, visando à proteção do meio ambiente, traduzida por menores intervenções, além da redução dos custos de construção.

Assim sendo, a fixação dos valores máximos de projeto para a declividade de rampa objetiva



estabelecer o equilíbrio entre estas necessidades e, além disso, contribuir para a homogeneização e coerência das características técnicas e operacionais da rodovia. Deve-se ainda ressaltar que as declividades mais íngremes de rampa têm forte influência sobre a capacidade das rodovias, especialmente nos casos de longos trechos em acive em rodovias bidirecionais de pista simples.

A tabela de valores apresentada no Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais ⁽¹⁾, reproduzida na instrução de projeto geométrico e na tabela a seguir, é uma referência básica para a seleção das declividades máximas de rampa.

Tabela 11.1 – Declividades Máximas para Rodovias Rurais

Classe de projeto	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Classe 0	3%	4%	5%
Classe I	3%	4,5%	6%
Classe II	3%	5%	7%
Classe III	4%	6%	8%
Classe IVa	4%	6%	8%
Classe IVb	6%	8%	10%*

Nota: *A extensão de rampas acima de 8% será desejavelmente limitada a 300 m contínuos

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais ⁽¹⁾

Complementarmente, pode ser mais adequado estabelecer a declividade máxima de rampa em função da classe funcional da via, da velocidade de projeto adotada ou do tipo de ocupação no entorno da via. Nestes casos, devem ser consideradas as tabelas que constam da versão mais recente de *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* ⁽⁴⁾, reproduzidas a seguir.

Tabela 11.2 – Declividades Máximas para Vias Locais Rurais

Relevo	Velocidade de projeto (km/h)								
	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Plano	9%	8%	7%	7%	7%	7%	6%	6%	5%
Ondulado	12%	11%	11%	10%	10%	9%	8%	7%	6%
Montanhoso	17%	16%	15%	14%	13%	12%	10%	10%	-

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* ⁽⁴⁾

Tabela 11.3 – Declividades Máximas para Vias Coletoras Rurais

Relevo	Velocidade de projeto (km/h)							
	30	40	50	60	70	80	90	100
Plano	7%	7%	7%	7%	7%	6%	6%	5%
Ondulado	10%	10%	9%	8%	8%	7%	7%	6%
Montanhoso	12%	11%	10%	10%	10%	9%	9%	8%

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* ⁽⁴⁾



Tabela 11.4 – Declividades Máximas para Vias Coletoras Urbanas

Relevo	Velocidade de projeto (km/h)							
	30	40	50	60	70	80	90	100
Plano	9%	9%	9%	9%	8%	7%	7%	6%
Ondulado	12%	12%	11%	10%	9%	8%	8%	7%
Montanhoso	14%	13%	12%	12%	11%	10%	10%	9%

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

Tabela 11.5 – Declividades Máximas para Vias Rurais Arteriais

Relevo	Velocidade de projeto (km/h)							
	60	70	80	90	100	110	120	130
Plano	5%	5%	4%	4%	3%	3%	7%	6%
Ondulado	6%	6%	5%	5%	4%	4%	4%	4%
Montanhoso	8%	7%	7%	6%	6%	5%	5%	5%

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

Tabela 11.6 – Declividades Máximas para Vias Urbanas Arteriais

Relevo	Velocidade de projeto (km/h)					
	50	60	70	80	90	100
Plano	8%	7%	6%	6%	5%	5%
Ondulado	9%	8%	7%	7%	6%	6%
Montanhoso	11%	10%	9%	9%	8%	8%

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

Tabela 11.7 – Declividades Máximas para Vias Expressas (Rurais ou Urbanas)

Relevo	Velocidade de projeto (km/h)					
	80	90	100	110	120	130
Plano	4%	4%	3%	3%	3%	3%
Ondulado	5%	5%	4%	4%	4%	4%
Montanhoso	6%	6%	6%	5%	-	

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾

12 CURVAS DE CONCORDÂNCIA DO ALINHAMENTO VERTICAL

12.1 Considerações Gerais

O emprego das curvas ao longo do alinhamento vertical de uma via tem por objetivo promover a transição gradual entre rampas de inclinações distintas resultando em projeto que ofereça segurança e conforto na operação, aparência agradável e condições adequadas para a drenagem.

As curvas verticais devem ser projetadas para, em conjunto com os demais elementos do alinhamento vertical, garantir alinhamento espacial equilibrado, maior segurança em função da disponibilidade de visibilidade adequada, integração da via com a região, promovendo a preservação da paisagem local e contribuindo, tanto quanto possível, para a redução do custo de implantação.

As curvas verticais podem ser côncavas ou convexas e classificadas em tipos, de acordo com a Figura 12.1 a seguir.

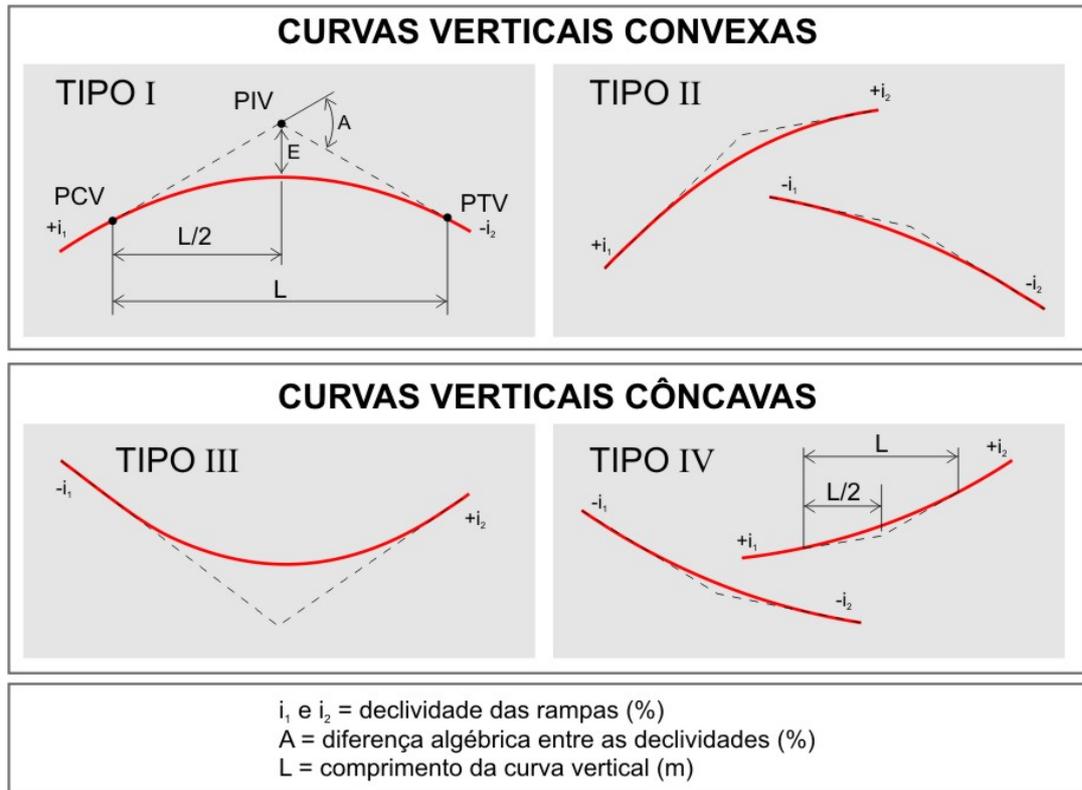


Figura 12.1 – Tipos de Curvas Verticais

Para conforto dos usuários, a taxa de variação do traçado em perfil deve ser mantida dentro de limites toleráveis. Esta consideração é ainda mais importante para as curvas verticais côncavas, onde as acelerações da gravidade e centrífuga se somam e atuam no mesmo sentido. A aparência também deve ser considerada quando da elaboração do projeto de curvas verticais. Uma curva longa tem aparência mais agradável do que outra curta que pode causar a impressão de alteração brusca do alinhamento vertical.

A drenagem das vias com presença de guias em regiões em curvas verticais côncavas necessita estudo cuidadoso do perfil de modo a não permitir declividades inferiores a 0,5%, ou, em alguns casos, 0,3% para os segmentos externos da plataforma. Apesar de indesejáveis, pode-se utilizar declividades inferiores em situações especiais.

As curvas verticais utilizadas para concordância do alinhamento vertical são: a parábola do segundo grau, a curva circular, a elipse e a parábola cúbica. A mais empregada atualmente é a parábola simétrica do 2º grau. Esta curva apresenta uma série de vantagens, destacando-se



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	119 de 185

as seguintes:

- equação de simples utilização e propriedades adequadas da parábola, tanto para o cálculo quanto para o desenho;
- a taxa de variação da declividade da parábola ao longo do seu desenvolvimento é constante, fator relevante para a variação do esforço trator dos veículos ao longo da via;
- a transformada da parábola em escala deformada é também uma parábola, o que é bastante útil, já que, usualmente, os desenhos do perfil longitudinal são apresentados em escala deformada;
- a equação da parábola permite o cálculo analítico da distância de visibilidade disponível.

O emprego de curvas verticais assimétricas pode ser necessário em algumas situações com condições restritas de geometria ou necessidade de ajustes em ramos de interseções.

As curvas parabólicas são caracterizadas pelo parâmetro de curvatura K que representa a taxa de variação da declividade longitudinal da curva por unidade de comprimento. Geralmente o parâmetro K é fixado de acordo com a velocidade de projeto, calculado de acordo com a expressão a seguir, no caso de parábolas simétricas:

$$K = \frac{L}{A}$$

Onde:

L : comprimento da curva vertical da projeção horizontal (m);

A : diferença algébrica entre as declividades das duas rampas do alinhamento vertical que são ajustadas concordadas por meio da parábola (%).

O parâmetro K representa a distância a ser percorrida ao longo da curva vertical de modo a obter variação de declividade de 1% ao longo do traçado em perfil, sendo portanto uma medida de curvatura. Quanto menor o valor de K , maior a curvatura e menores as distâncias de visibilidade ao longo da curva vertical. Quanto maiores os valores de K , menores as curvaturas, maiores as distâncias de visibilidade ao longo da curva vertical e maior a atenção a ser dada à drenagem da via em função das baixas declividades, especialmente nas curvas verticais côncavas.

O emprego das curvas verticais pode ser dispensado quando a diferença algébrica entre as rampas for inferior a 0,5%.

Em função do fato de que o raio de curvatura assume valores elevados ao longo das curvas do alinhamento vertical, o que conduz a valores de aceleração radial efetivamente reduzidos, e também em razão da contribuição da aceleração da gravidade para a manutenção do veículo na pista, não é necessária a utilização de curvas de transição entre as rampas e a parábola. Colabora também para a ausência de curvas de transição o fato de que as curvas verticais

normalmente não implicam em problemas de dirigibilidade como ocorre, em alguns casos, com as curvas horizontais.

12.2 Elementos de Cálculo das Curvas Verticais Parabólicas do 2º Grau

A seguir são apresentados os elementos de cálculo para as curvas parabólicas do 2º grau, simétricas e assimétricas, empregadas para a concordância das rampas do alinhamento vertical.

12.2.1 Curvas Verticais Simétricas

A figura a seguir apresenta o esquema básico da geometria de uma curva vertical simétrica.

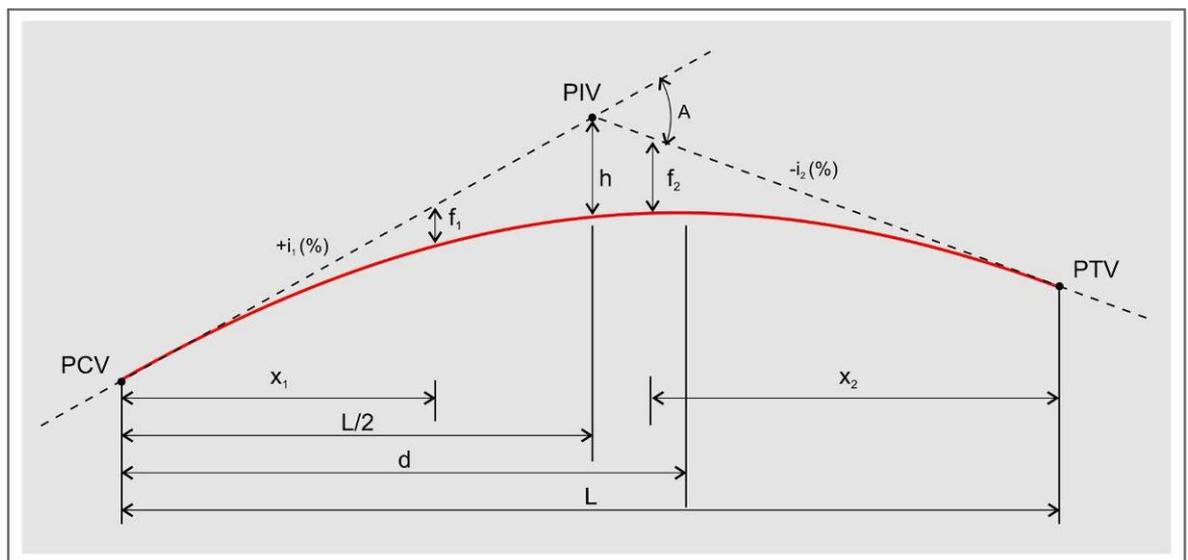


Figura 12.2 – Geometria Básica de Curva Vertical Simétrica

Nesta figura, tem-se:

PCV: ponto de início da curva vertical, tangente entre a primeira rampa i_1 e a parábola

PIV: ponto de interseção entre as duas rampas verticais;

PTV: ponto de término da curva vertical, tangente entre a segunda rampa i_2 e a curva vertical;

L: projeção horizontal do comprimento da curva vertical (m).

- a) Cálculo da distância vertical entre a curva vertical e as rampas na estaca do PIV

$$h = \frac{A \times L}{800}$$

Onde:

h : distância, no eixo vertical, entre a tangente e a parábola no PIV (m);

A : diferença algébrica entre as duas rampas (%);



L : comprimento da projeção horizontal da curva vertical (m).

- b) Cálculo da distância vertical entre a tangente e a parábola para pontos localizados na primeira metade da curva

$$f_1 = \frac{x_1^2}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} \times h$$

Onde:

f_1 : distância no eixo vertical entre a tangente i_1 e a parábola (m)

x_1 : é a distância entre o ponto considerado e o PCV (m)

L : comprimento total da curva vertical (m).

- c) Cálculo da distância vertical entre a tangente e a parábola para pontos localizados na segunda metade da curva

$$f_2 = \frac{x_2^2}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} \times h$$

Onde:

f_2 : distância no eixo vertical entre a tangente i_2 e a parábola (m);

x_2 : distância entre o ponto considerado e o PTV (m);

L : comprimento total da curva vertical (m).

- d) Determinação da localização e do raio de curvatura no ponto alto em curvas convexas do Tipo I ou do ponto baixo em curvas côncavas do Tipo III

A distância d , em metros, entre o ponto alto, ou baixo, e o PCV é calculada por meio da seguinte expressão:

$$d = K \times i_1$$

Onde:

K : parâmetro de curvatura da curva vertical parabólica simétrica do 2º grau

i_1 : declividade da primeira rampa (%).

Para calcular a cota do ponto alto, ou baixo, basta calcular a cota com a equação da tangente, considerando a distância d , e subtrair, no caso de curvas convexas, ou somar, para as curvas côncavas, a distância vertical correspondente à flecha f , de acordo com os itens anteriores.

O ponto alto ou baixo de uma curva de concordância vertical corresponde ao ponto de máxima ou de mínima na função parabólica do 2º grau e, portanto, em tal ponto o raio de curvatura é mínimo. Tal raio é definido pela expressão $R = 100 \times K$.

12.2.2 Curvas Verticais Assimétricas

Em certas situações, em razão da necessidade de se garantir um determinado gabarito vertical ou mesmo em função de algum outro tipo de controle, o uso de curvas verticais assimétricas pode ser apropriado.

A figura a seguir apresenta o esquema básico da geometria de uma curva vertical parabólica do 2º grau assimétrica.

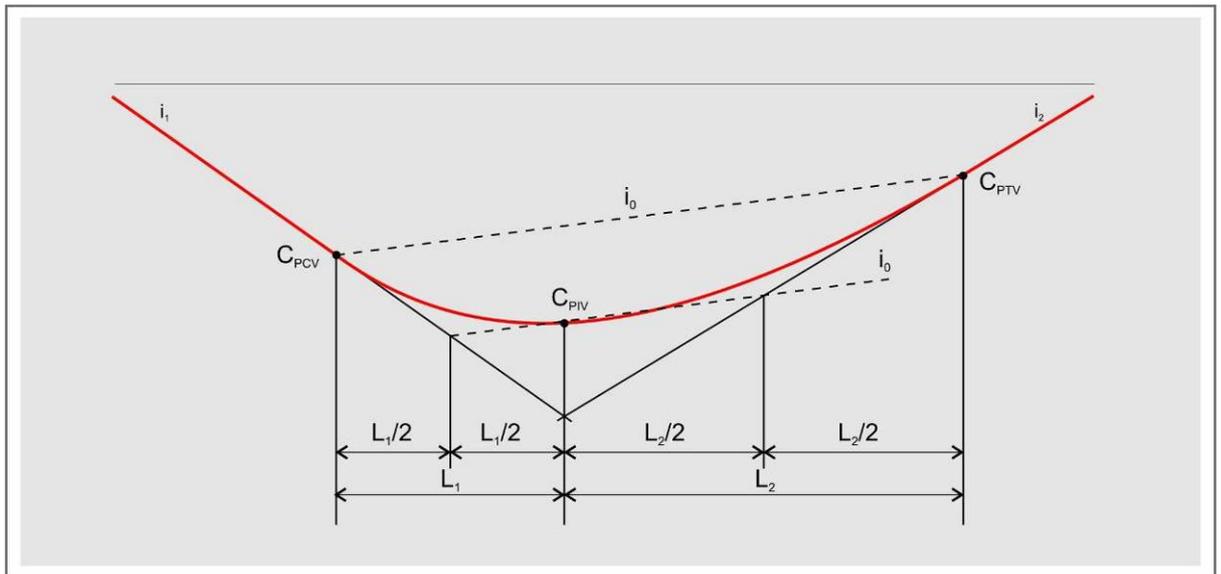


Figura 12.3 – Geometria Básica de Curva Vertical Assimétrica

Nesta figura, tem-se:

- C_{PCV} : cota do ponto de início da curva vertical PCV;
- i_1 : declividade da primeira rampa;
- C_{PIV} : cota do PIV, ponto de interseção das rampas i_1 e i_2 ;
- C_{PTV} : cota do ponto de término da curva vertical PTV;
- i_2 : declividade da segunda rampa,
- L_1 : comprimento da primeira curva vertical
- L_2 : comprimento da segunda curva vertical.

O cálculo das distâncias verticais entre a parábola composta e as tangentes é similar ao apresentado para as parábolas simples, bastando calcular a declividade auxiliar i_0 , por meio da seguinte expressão:

$$i_0 = \frac{C_{PTV} - C_{PCV}}{L_1 + L_2}$$

Onde:



i_0 : declividade da rampa auxiliar (%);

C_{PCV} : cota do ponto de início da curva vertical PCV (m);

C_{PTV} : cota do ponto de término da curva vertical (m);

L_1 : comprimento da primeira curva vertical (m);

L_2 : comprimento da segunda curva vertical (m).

- a) Cálculo da distância vertical entre a curva vertical e as rampas na estaca do PIV

$$h = \frac{L_1 \times L_2}{2 \times (L_1 + L_2)} \times A$$

Onde:

h : distância, no eixo vertical, entre a tangente e a parábola (m);

A : diferença algébrica entre as duas rampas

L_1 : comprimento da primeira curva vertical (m);

L_2 : comprimento da segunda curva vertical (m).

- b) Cálculo dos Parâmetros de Curvatura das Curvas Verticais Assimétricas

Os parâmetros de curvatura das curvas verticais são calculados por meio da aplicação das seguintes fórmulas:

$$K_1 = \frac{L_2 \times A}{2 \times L_1 \times (L_1 + L_2)}$$

$$K_2 = \frac{L_1 \times A}{2 \times L_2 \times (L_1 + L_2)}$$

Onde:

K_1 : parâmetros de curvatura da primeira curva vertical

K_2 : parâmetros de curvatura da primeira curva vertical

- c) Cálculo da Distância Vertical entre a Curva Parabólica do 2º grau e a Tangente

A distância vertical entre as tangentes e as parábolas, em função do posicionamento considerado, é calculada por meio da aplicação de uma das seguintes expressões:

$$f_1 = K \times x_1^2$$

$$f_2 = K \times x_2^2$$

12.3 Critérios para a fixação de valores mínimos para o comprimento das curvas verticais

As curvas do alinhamento vertical devem apresentar características que proporcionem



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	124 de 185

condições de visibilidade adequadas ao longo de todo o seu desenvolvimento, possibilitando ao motorista a tomada de decisão quanto à atitude a ser tomada.

A distância de visibilidade normalmente é o parâmetro condicionante para a fixação do comprimento mínimo das curvas verticais, especialmente a distância de visibilidade de parada (DVP), em função de seu caráter obrigatório.

Entretanto também são empregados outros critérios, além da visibilidade disponível, para a fixação dos comprimentos mínimos das curvas verticais tendo em vista a sensação de conforto ao dirigir e a aparência do traçado.

Os três critérios usualmente empregados para a definição do comprimento mínimo das curvas verticais dão descritos a seguir.

12.3.1 Critério para Condição de Conforto ou Máxima Aceleração Centrífuga Admissível

Devido à variação da aceleração radial nas curvas do alinhamento vertical, o motorista e os passageiros podem ficar sujeitos a desconforto, especialmente nas curvas côncavas, onde a aceleração da gravidade e a aceleração centrífuga atuam na mesma direção e tem seus efeitos somados. Por outro lado, a sensação de conforto não é facilmente mensurável porque está sujeita a diversos fatores, como o tipo de suspensão do veículo, a flexibilidade dos pneus e o carregamento do veículo, dentre outros.

De acordo com a AASHTO, os passageiros não sentem desconforto em curvas côncavas quando a aceleração centrífuga não excede $0,3 \text{ m/s}^2$ (1 pé/s^2), ou seja, cerca de 3 % da aceleração da gravidade. Estes valores foram verificados através de tentativas de medição limitadas.

Apenas para efeito comparativo, cabe citar que a norma australiana de projeto geométrico, publicada pela *National Association of Australian State Road Authorities* - NAASRA, recomenda aceleração centrífuga admissível menor que 5% da aceleração da gravidade, admitindo até 10% para ramos de interseções e vias de menor padrão de projeto.

Com base nas expressões de cálculo do parâmetro de curvatura K ($K=L/A$) e do raio mínimo de curvatura no ponto alto ou baixo ($R=100xK$), e levando ainda em consideração a expressão de determinação da aceleração radial em um corpo deslocando-se com velocidade constante em uma trajetória curva ($a=V^2/R$), devidamente adaptada para a velocidade dada em km/h, os comprimentos mínimos das curvas verticais suficientes para atender ao critério do conforto podem ser calculados de acordo com a expressão a seguir:

$$L_{\min} = \frac{A \times V^2}{1296 \times a}$$

Ou, considerando o parâmetro de curvatura:

$$K_{\min} = \frac{V^2}{1296 \times a}$$



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	125 de 185

Onde:

L : comprimento da projeção horizontal da curva vertical (m);

A : diferença algébrica entre as declividades das duas rampas do alinhamento vertical concordadas por meio do emprego da parábola (%);

V : velocidade considerada (km/h);

K_{min} : parâmetro de curvatura para a curva vertical com comprimento mínimo;

a : aceleração centrífuga admissível (m/s^2).

12.3.2 Critério da Distância de Visibilidade Necessária

Neste critério considera-se a visibilidade disponível ao longo da extensão da curva vertical, de forma a garantir ao motorista a distância mínima de visibilidade que lhe permita imobilizar seu veículo no caso de surgir uma situação de perigo à sua frente. Esta extensão mínima é a distância de visibilidade de parada (DVP).

As formulações apresentadas nos itens a seguir, para curvas convexas e côncavas, podem considerar também a distância de visibilidade de ultrapassagem (DVU) em substituição à DVP. No entanto, como os valores mínimos para a DVU geralmente são bastante superiores aos mínimos para a DVP, a utilização deste procedimento conduz à obtenção de comprimentos mínimos muito elevados para as curvas verticais.

Esta situação manifesta-se especialmente para altas velocidades de projeto, o que torna praticamente inviável a consideração da DVU para esta finalidade, na maioria das situações, seja pela necessidade de grandes intervenções no terreno natural, exigindo cortes altos, seja pelos elevados custos envolvidos.

A aplicação deste procedimento é viável apenas nos casos em que a diferença algébrica entre as declividades das rampas do alinhamento vertical é pequena, o relevo da região é suave, e desde que a drenagem superficial do pavimento não resulte em condição extremamente desfavorável, ou seja, com declividades próximas de zero ao longo de grande extensão da curva.

A formulação para a determinação dos valores mínimos para o comprimento das curvas verticais é distinta para as curvas convexas e côncavas, conforme descrito nos subitens a seguir.

12.3.2.1 Comprimento Mínimo para as Curvas Verticais Convexas Segundo o Critério da Distância de Visibilidade Necessária

Para as curvas verticais convexas considera-se que os olhos do motorista estejam posicionados a determinada altura H_1 da superfície do pavimento e o objeto que represente potencial situação de perigo tenha altura H_2 , também em relação à superfície da pista de rolamento.

Assim, os dois parâmetros de fundamental importância considerados no dimensionamento das curvas verticais convexas de concordância são a altura dos olhos do motorista em relação à superfície do pavimento e a altura considerada para o objeto. Na determinação dos



comprimentos mínimos das curvas convexas para diferentes velocidades o objeto que representa a situação de perigo deve estar obrigatoriamente afastado dos olhos do motorista a uma distância igual no mínimo à DVP.

Segundo o *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾, as normas alemãs admitem que a altura do objeto considerado seja variável em função da velocidade de operação (V_{85}), conforme a Tabela 12.1 a seguir. Esta hipótese considera que, quanto maior a velocidade praticada, maior seria a dificuldade dos motoristas em identificar objetos de pequenas dimensões sobre a superfície do pavimento.

Tabela 12.1 – Altura do Objeto em Função da Velocidade de Operação (V_{85})

V_{85} (km/h)	h (m)
40 - 60	0,00
70	0,05
80	0,15
90	0,25
100	0,35
110	0,40
120	0,45
130	0,45

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾

Com relação à altura dos veículos de passeio, as pesquisas realizadas na Alemanha e que constam do *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾ indicam:

- foi registrada tendência, durante algumas décadas atrás, de redução da altura dos veículos de passeio e conseqüentemente da altura dos olhos do motorista, tendência esta que deixou de existir nos últimos anos;
- a altura média dos olhos do motorista, para veículos de passeio, foi nos últimos anos de 111 cm, variando de 87 a 123 cm;
- a altura média, para os veículos de passeio, foi de 135 cm, variando de 108 a 158 cm;

Por outro lado, foi realizada uma ampla pesquisa focando causas de acidentes associados à presença de objetos ou animais na pista. Isto fundamentou a mudança ocorrida na versão de 2001 de *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁷⁾, quando a altura do objeto foi aumentada de 15 cm, que vinha sendo adotada até a versão de 1994, para 60 cm.

Considerando a altura do objeto, o estudo NCHRP 400 citado em *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾ obteve as seguintes conclusões:

- apenas 2% dos acidentes ocorridos contaram com a presença de animais ou objetos com altura inferior a 15 cm; assim, este valor não poderia ser considerado crítico para o cálculo da DVP;
- o alinhamento da rodovia não foi o principal fator relacionado à ocorrência de acidentes, pois mais de 90% destes ocorreram em trechos de tangentes horizontal e

vertical;

- a maioria dos acidentes associados à presença de animais na pista ocorre durante a noite, em rodovias situadas em região plana; maiores valores de DVP ou maiores comprimentos para as curvas verticais não necessariamente melhoram as condições de segurança para essas situações específicas;
- na maioria dos casos, a presença de objetos ou animais na pista não ocasiona acidentes graves; desta maneira, tais obstáculos não são os mais críticos para a dedução de valores para a DVP.

As conclusões citadas anteriormente não estão de acordo com as alturas reduzidas consideradas pelos principais manuais.

Assim, atualmente, *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾ recomenda o valor de 0,60 m para a altura do objeto, considerado representativo de risco potencial. Tal altura representa a lanterna traseira de um veículo de passeio como obstáculo, situação de ocorrência freqüente e mais adequada para o cálculo da DVP, já que este obstáculo oferece maior risco de ocorrência de acidentes graves em rodovias. A Figura 12.4 adiante apresentada ilustra a posição relativa dos parâmetros considerados na determinação do comprimento mínimo das curvas verticais convexas.

De acordo com esta mesma publicação, a consideração de menores alturas para o objeto no cálculo da DVP resultaria em maiores comprimentos para as curvas verticais convexas, sem contribuições significativas para melhoria das condições de segurança.

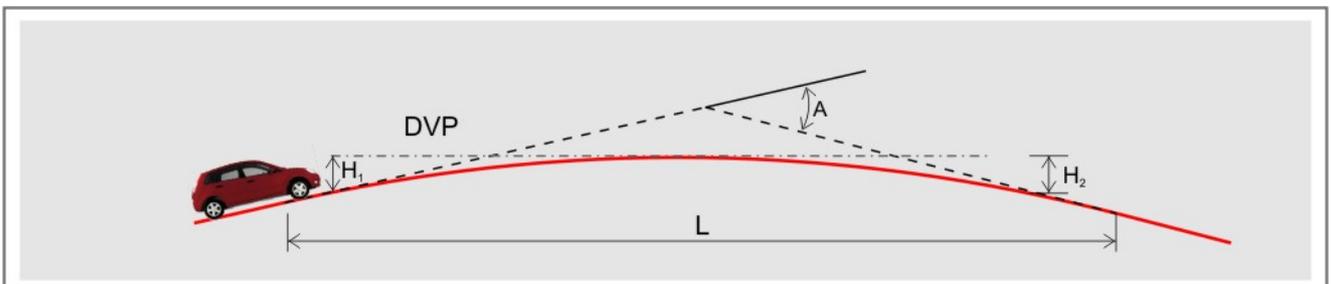


Figura 12.4 – Representação Esquemática do Comprimento de Curva Convexa

A seguir são apresentadas as expressões de cálculo para o comprimento mínimo das curvas verticais convexas.

Para $L \geq DV$, tem-se:

$$L = \frac{A \times DV^2}{200 \times (\sqrt{H_1} + \sqrt{H_2})^2}$$

Onde:

L : comprimento da projeção horizontal da curva vertical (m);

A : diferença algébrica entre as declividades das duas rampas do alinhamento vertical concordadas por meio do emprego da parábola (%);



DV : distância de visibilidade, de parada ou de ultrapassagem, de acordo com a velocidade considerada (m);

H_1 : altura dos olhos do motorista (m);

H_2 : altura do objeto representativo de situação de perigo de ocorrência de acidente (m).

Também é possível estipular o valor mínimo para o parâmetro de curvatura, de acordo com a expressão a seguir:

$$K_{min} = \frac{DV^2}{200 \times (\sqrt{H_1} + \sqrt{H_2})^2}$$

Para $L < DV$, correspondente a situações excepcionais, tem-se:

$$L = 2 \times DV - \frac{200 \times (\sqrt{H_1} + \sqrt{H_2})^2}{A}$$

Onde os parâmetros são os mesmos descritos na fórmula imediatamente anterior, sendo também possível explicitar o valor mínimo para o parâmetro de curvatura por meio da seguinte expressão:

$$K_{min} = \frac{2 \times DV}{A} - \frac{200 \times (\sqrt{H_1} + \sqrt{H_2})^2}{A^2}$$

O Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾ recomenda o emprego de 0,15 m para a altura do objeto, valor este idêntico ao indicado nas edições de 1994 e anteriores do manual *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾. Como as versões mais recentes do manual da AASHTO (2001 e 2004) aumentaram o valor a ser considerado para a altura do objeto, recomenda-se a utilização do valor de $H_2=0,60$ m, atualmente estabelecido neste manual, para os projetos de rodovias sob jurisdição do DER/SP.

Para a altura dos olhos do motorista, o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾ recomenda a utilização do valor de 1,10 m, enquanto a AASHTO indica 1,08 m. Considerando que o comprimento de uma curva vertical convexa é pouco sensível à variação desta altura, recomenda-se a utilização do valor de $H_1=1,08$ m, estabelecido pela AASHTO, para os projetos de rodovias sob jurisdição do DER/SP.

Para a altura dos olhos do motorista, o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾ recomenda a utilização do valor de 1,10 m, enquanto a AASHTO indica 1,08 m. Considerando que o comprimento de uma curva vertical convexa é pouco sensível à variação desta altura, recomenda-se a utilização do valor de $H_1=1,08$ m, estabelecido pela AASHTO, para os projetos de rodovias sob jurisdição do DER/SP.

Mais adiante, é apresentado na Figura 12.5 ábaco para determinação do comprimento mínimo das curvas verticais convexas para diferentes velocidades de projeto, considerando altura dos olhos do motorista (H_1) de 1,10 m e altura do objeto de (H_2) 0,60 m.

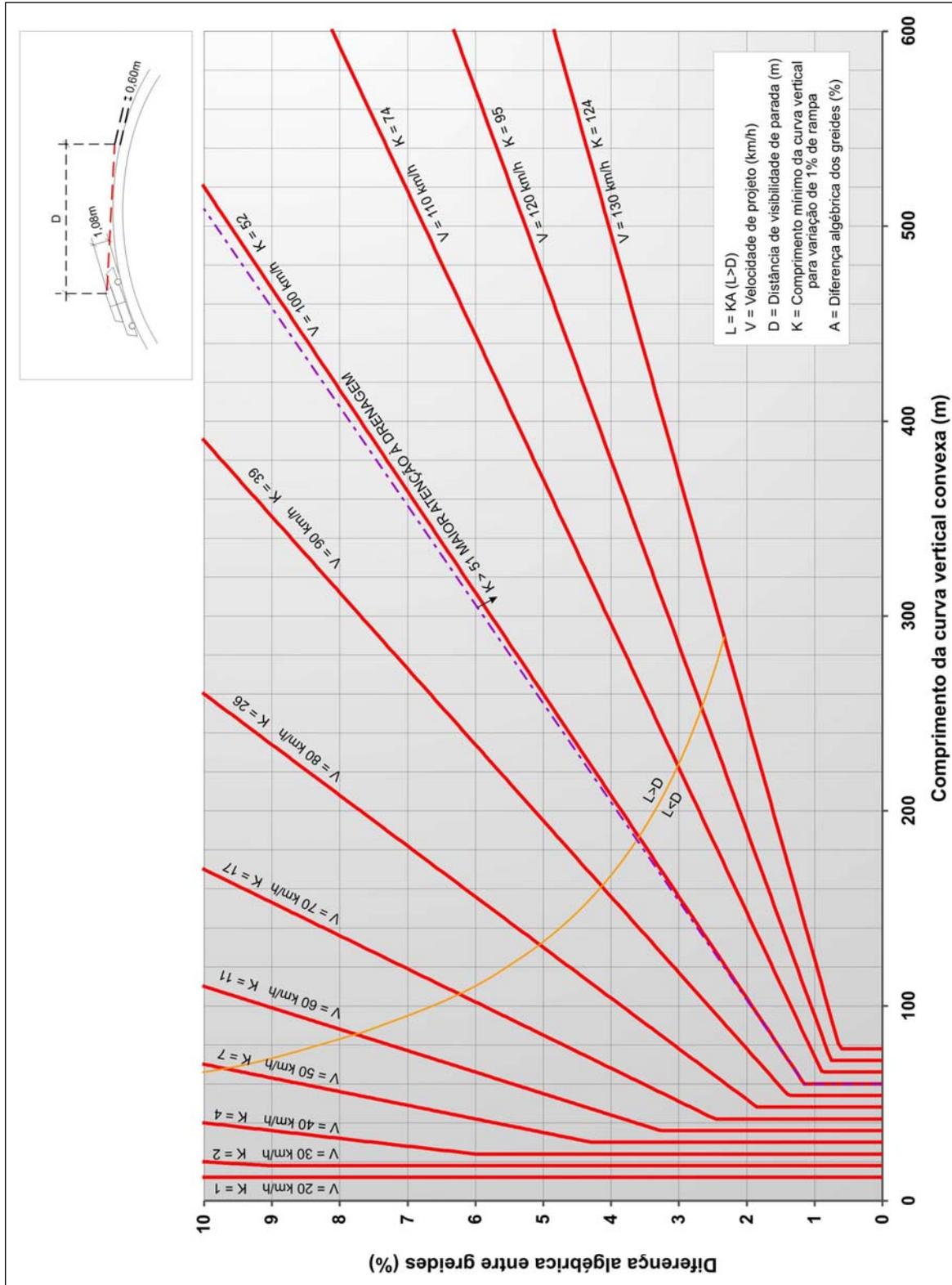


Figura 12.5 - Comprimento Mínimo das Curvas Verticais Convexas de acordo com o Critério da Distância de Visibilidade Necessária



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	130 de 185

Onde $L < D$ neste ábaco, na parte situada à esquerda da linha amarela, para valores pequenos da diferença algébrica entre greides, os comprimentos de curva vertical calculados conforme as expressões anteriormente apresentadas tendem a zero porque a linha de visada do motorista até o obstáculo passa acima do ponto alto da curva.

Da mesma forma, para velocidades de projeto muito baixas, os valores de DVP são muito pequenos e, portanto, os comprimentos de curva vertical que garantem visibilidade também tendem a zero. A relação entre o comprimento da curva e a distância de visibilidade necessária deixa de ter sentido em tais situações e não representa, portanto, uma prática de projeto desejável. Por esta razão, os comprimentos das curvas verticais para tais condições são determinados considerando valores absolutos mínimos, associados ao valor da velocidade de projeto, conforme conceituado em critério definido mais adiante.

A aplicação de tal critério, especificamente para as condições mencionadas, implica em ajuste dos comprimentos de curva vertical calculados pelo critério da distância de visibilidade necessária. Por este motivo, o ábaco da Figura 12.5 apresenta linhas verticais na sua parte esquerda, caracterizando os comprimentos mínimos absolutos para as diferentes velocidades de projeto.

Deve-se salientar também que, nos casos em que as expressões de cálculo de L_{\min} ou de K_{\min} são utilizadas considerando a distância de visibilidade de ultrapassagem ao invés da DVP, o valor de H_2 a ser considerado é o correspondente à altura de um veículo situado na faixa de tráfego do fluxo oposto.

Nas rodovias sem iluminação noturna a extensão iluminada à frente do motorista depende do alcance do feixe luminoso emitido pelos faróis do veículo. Em algumas condições a DVP pode ser superior à distância iluminada pelos faróis do veículo, em especial para elevadas velocidades de projeto e baixa capacidade de iluminação dos faróis. Deve-se considerar também que, nas curvas verticais convexas, em condição de iluminação noturna, a área além do alcance do feixe luminoso dos faróis não está iluminada, recebendo apenas iluminação indireta.

Considerando que nas curvas verticais convexas do tipo I a pista resulta com baixas declividades longitudinais nas proximidades do ponto alto, deve-se atentar para eventuais problemas de drenagem nestes locais. Nos casos em que a declividade longitudinal alcança declividade mínima de 0,30 % a cerca de 15 m do ponto alto, não devem ocorrer problemas de drenagem, mesmo com a presença de meio-fio na seção transversal. Tal condição corresponde ao valor de 51 m para o parâmetro de curvatura K, o qual é indicado na Figura 12.5 como limite aceitável de atendimento ao critério de drenagem satisfatória para a via. Assim, todas as combinações acima ou à esquerda da linha correspondente ao valor de $K = 51$ m indicada na Figura 12.5 satisfazem a tal critério de drenagem.

A Tabela 12.2 a seguir apresenta os valores mínimos do parâmetro de curvatura K para curvas verticais convexas, calculados conforme o critério da distância mínima de visibilidade necessária, em função da velocidade de projeto considerada e do respectivo valor de DVP.



Tabela 12.2 – Valores Mínimos para o Parâmetro de Curvatura K de Curvas Verticais Convexas em Função da $V_{projeto}$ e do Respectivo Valor de DVP

$V_{projeto}$ (km/h)	DVP (m)	K calculado (m)	K adotado (m)
20	20	0,6	1
30	35	1,9	2
40	50	3,8	4
50	65	6,4	7
60	85	11,0	11
70	105	16,8	17
80	130	25,7	26
90	160	38,9	39
100	185	52,0	52
110	220	73,6	74
120	250	95,0	95
130	285	123,4	124

A Tabela 12.3 a seguir apresenta os valores mínimos do parâmetro de curvatura K para curvas verticais convexas, calculados conforme o critério da distância mínima de visibilidade necessária, em função da velocidade de projeto considerada e do respectivo valor de DVU.

Tabela 12.3 – Valores Mínimos para o Parâmetro de Curvatura K de Curvas Verticais Convexas em Função da $V_{projeto}$ e do Respectivo Valor de DVU

$V_{projeto}$ (km/h)	DVU (m)	K (m)
30	200	46
40	270	84
50	345	138
60	410	195
70	485	272
80	540	338
90	615	438
100	670	520
110	730	617
120	775	695
130	815	769

12.3.2.2 Comprimento Mínimo, Segundo o Critério da Distância de Visibilidade Necessária, para as Curvas Verticais Côncavas

Para as curvas verticais côncavas, que não apresentam condições de restrição de visibilidade, exceto sob obras de arte especiais, deve-se verificar a condição de iluminação noturna, que pode ser restringida pelo alcance do feixe luminoso emitido pelos faróis dos veículos, conforme ilustrado na Figura 12.6 adiante apresentada.

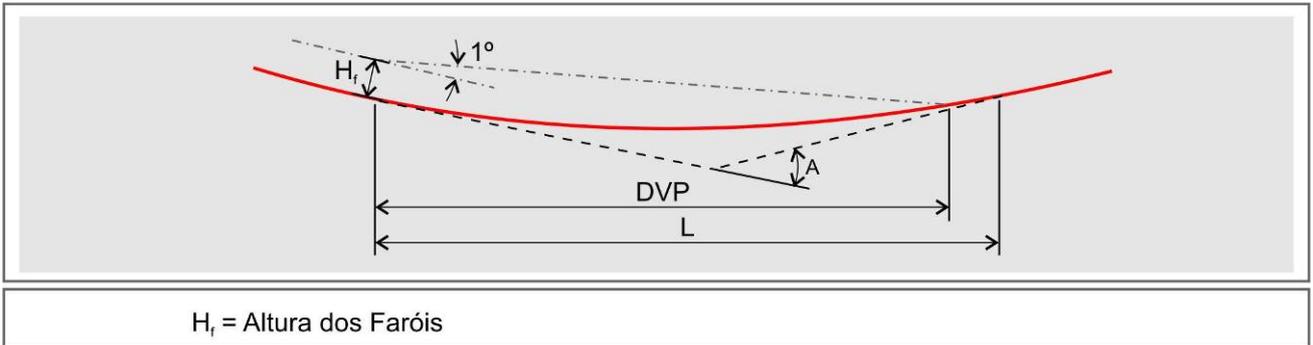


Figura 12.6 – Representação Esquemática do Comprimento de Curva Côncava

Na figura anterior H_f é a altura do farol do veículo, L é o comprimento da curva vertical côncava e A é a diferença algébrica entre as declividades das rampas. Supõe-se que o feixe luminoso dos faróis do veículo tenha um ângulo de divergência de 1° para cima do eixo longitudinal do veículo.

Para a situação indicada na figura anterior, as fórmulas para fixação do comprimento mínimo da curva vertical côncava são as seguintes:

Para $L \geq DVP$:

$$L = \frac{A \times DVP^2}{200 \times (\sqrt{H_f} + DVP \times \text{tg } 1^\circ)} \text{ ou } K_{\min} = \frac{DVP^2}{200 \times (\sqrt{H_f} + DVP \times \text{tg } 1^\circ)}$$

Para $L < DVP$:

$$L = \frac{2 \times (DVP \times A - 100 \times DVP \times \text{tg } 1^\circ - 100 \times H_f)}{A}, \text{ ou}$$

$$K_{\min} = \frac{2 \times (DVP \times A - 100 \times DVP \times \text{tg } 1^\circ - 100 \times H_f)}{A^2}$$

Onde:

L : comprimento da projeção horizontal da curva vertical côncava (m);

A : diferença algébrica entre as declividades das duas rampas do alinhamento vertical concordadas por meio do emprego da parábola (%);

DVP : distância de visibilidade de parada de acordo com a velocidade considerada (m);

H_f : altura dos faróis do veículo em relação à superfície do pavimento (m);

K_{\min} : parâmetro de curvatura para a curva vertical de comprimento mínimo.

A seguir é apresentado ábaco para fixação dos comprimentos mínimos das curvas verticais côncavas, considerando altura dos faróis de 0,61 m (H_f) e ângulo de divergência de 1° .

A Tabela 12.4 a seguir apresenta os valores mínimos do parâmetro de curvatura K para curvas verticais côncavas, calculados conforme o critério da distância mínima de visibilidade



necessária, em função da velocidade de projeto considerada e do respectivo valor de DVP.

Tabela 12.4 – Valores Mínimos para o Parâmetro de Curvatura K de Curvas Verticais Côncavas em Função da $V_{projeto}$ e do Respectivo Valor de DVP

$V_{projeto}$ (km/h)	DVP (m)	K calculado (m)	K adotado (m)
20	20	2,1	3
30	35	5,1	6
40	50	8,5	9
50	65	12,2	13
60	85	17,3	18
70	105	22,6	23
80	130	29,4	30
90	160	37,6	38
100	185	44,6	45
110	220	54,4	55
120	250	62,8	63
130	285	72,7	73

As curvas verticais côncavas do tipo III devem receber atenção especial com relação à drenagem, especialmente no caso de seção transversal dotada de meio-fio. Os critérios considerados devem ser os mesmos empregados para as curvas verticais convexas do tipo I, ou seja, K menor ou igual a 51 m e declividade longitudinal mínima de 0,30% a 15 m do ponto baixo.

12.3.3 Critério da Aparência Satisfatória ou Mínimo Valor Absoluto

De acordo com este critério, o comprimento da curva vertical deve permitir ao motorista notar a alteração da declividade longitudinal ao longo desta, considerando assim, de maneira implícita, a aparência geral da curva.

O comprimento mínimo, de acordo com este critério, é dado pela seguinte expressão:

$$L = 0,6 \times V$$

Onde:

L : comprimento da projeção horizontal da curva vertical côncava (m);

V : velocidade considerada (km/h).

A expressão para o cálculo do comprimento mínimo da curva vertical de acordo com o critério da aparência satisfatória considera período de tempo de 2s para que o motorista perceba a alteração da declividade ao longo da curva vertical.

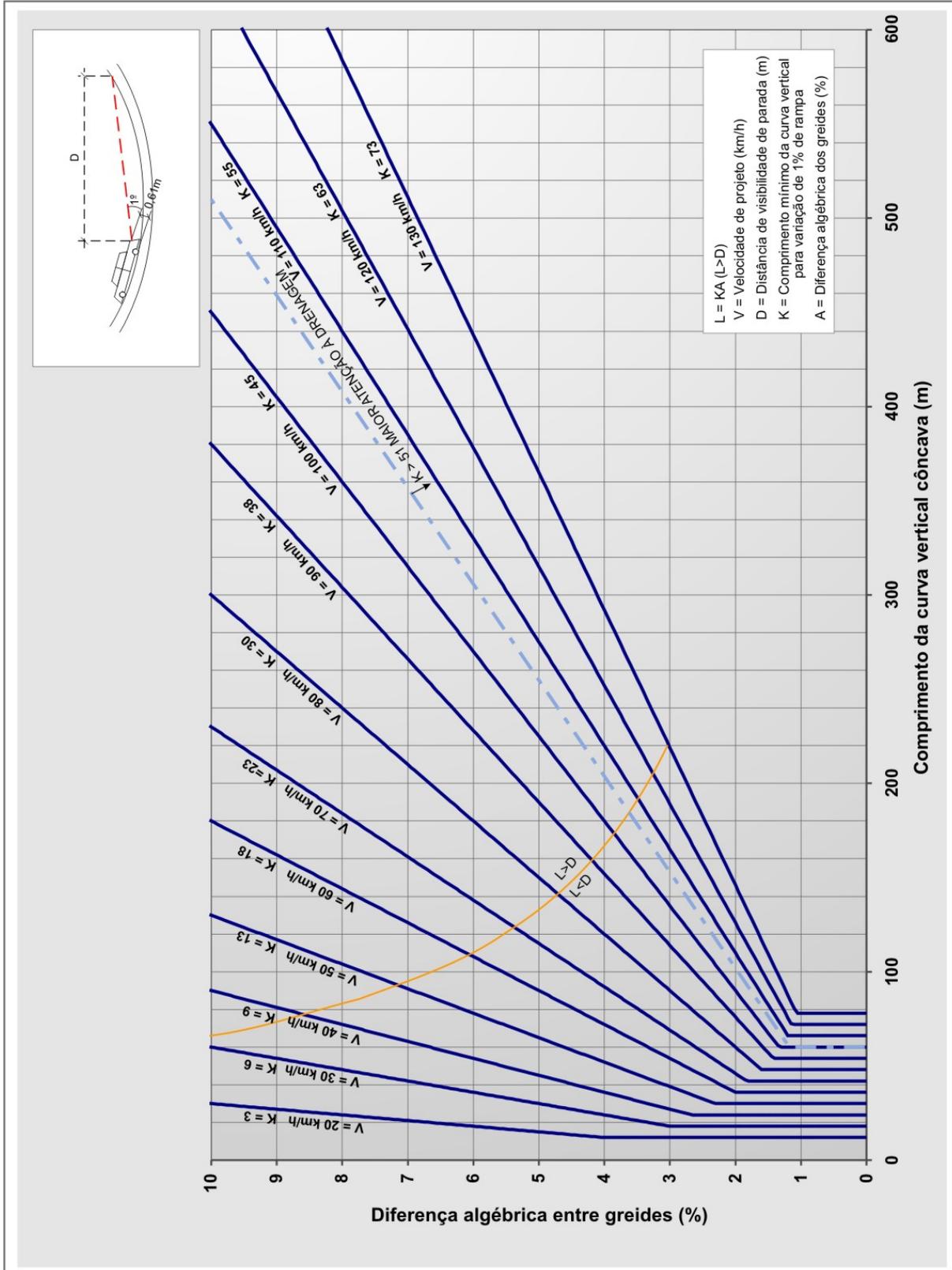


Figura 12.7 - Comprimento Mínimo das Curvas Verticais Côncavas de acordo com o Critério da Distância de Visibilidade Necessária



12.3.4 Comprimento Mínimo das Curvas Verticais Côncavas sob Obras de Arte Especiais

Embora não se constitua em caso freqüente, a visibilidade do motorista pode ser obstruída pela existência de obra de arte especial sobre uma curva vertical côncava, em uma situação típica de implantação de uma passagem inferior. Nestes casos a visibilidade disponível ao motorista não deve ser inferior à DVP, de acordo com a velocidade de projeto considerada para a via, conforme ilustrado na Figura 12.8 adiante.

O comprimento mínimo para a curva vertical côncava é calculado por meio da aplicação das equações adiante apresentadas, cabendo salientar que o valor crítico de H_1 corresponde à altura dos olhos de um motorista de caminhão, usualmente adotado como igual a 2,4m.

Para $L < DVP$

$$L = 2 \times DVP - \frac{800 \times \left(H - \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right) \right)}{A}$$

Para $L > DVP$

$$L = \frac{A \times DVP^2}{800 \times \left(H - \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right) \right)}$$

Onde:

L : comprimento da projeção horizontal da curva vertical côncava (m);

DVP : distância de visibilidade de parada, de acordo com a velocidade considerada (m);

A : diferença algébrica entre as declividades das rampas i_1 e i_2 (%);

H : gabarito vertical considerado (m);

H_1 : altura dos olhos do motorista (m);

H_2 : altura considerada para o objeto (m).

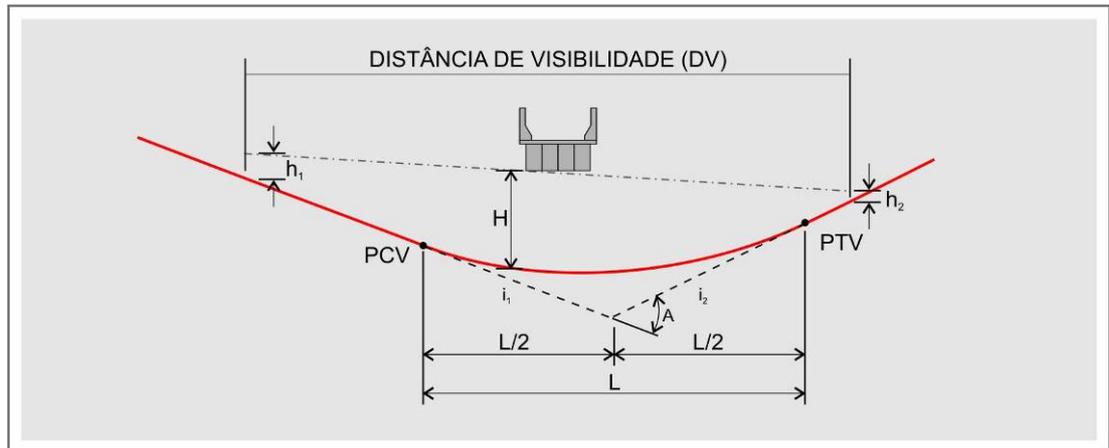


Figura 12.8 – Distância de Visibilidade em Curvas Côncavas sob Obras-de-Arte Especiais

12.4 Considerações Gerais sobre a Fixação de Valores Mínimos para o Comprimento das Curvas Verticais

O comprimento mínimo para a curva vertical deve ser o maior entre os três critérios citados anteriormente, quais sejam, condição de conforto, distância de visibilidade e do mínimo valor absoluto.

Para as curvas verticais convexas a utilização do critério da distância de visibilidade conduz a valores que satisfazem tanto ao aspecto da segurança como aos de conforto e aparência. Os valores mínimos determinados por meio do critério da aparência satisfatória acabam prevalecendo apenas nos casos em que a diferença algébrica entre as rampas for pequena ou ainda nos casos de baixas velocidades de projeto.

Para as curvas verticais côncavas a utilização do critério da distância de visibilidade necessária conduz aos valores mais convenientes para atender à grande maioria dos casos. O critério de conforto, que estabelece a máxima aceleração centrífuga admissível, geralmente não é utilizado pois conduz a comprimentos mínimos que correspondem a cerca de 50% dos valores calculados de acordo com o critério da distância mínima de visibilidade necessária. Como no caso das curvas convexas, os comprimentos mínimos de curvas côncavas calculados de acordo com o critério de aparência satisfatória geralmente prevalecem apenas nos casos em que a diferença algébrica entre as rampas for pequena ou quando a velocidade de projeto for baixa.

Dessa forma o critério da distância de visibilidade normalmente condiciona a fixação dos comprimentos mínimos das curvas verticais, prevalecendo o aspecto da aparência apenas nos casos em que existir necessidade de garantir mínimo valor absoluto para os comprimentos.



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	137 de 185

13 COORDENAÇÃO ENTRE OS ALINHAMENTOS HORIZONTAL E VERTICAL

13.1 Considerações Gerais

A coordenação dos alinhamentos vertical e horizontal deve ser perseguida desde os estágios iniciais dos estudos de traçado, cabendo aperfeiçoamentos em etapas posteriores do projeto. Deve-se ter em mente no desenvolvimento do projeto que é difícil e caro corrigir as deficiências de alinhamento depois que a rodovia está construída. Em contrapartida, em muitas situações pode-se estabelecer as melhores condições para os alinhamentos horizontal e vertical, considerados isoladamente ou em conjunto, quase sempre sem custos adicionais.

Os alinhamentos horizontal e vertical estão entre os mais importantes elementos de projeto permanentes da rodovia e não devem ser estudados de forma independente, pois que combinações indevidas podem afetar a estética, a eficiência operacional e a segurança em trechos da via, comprometendo aspectos positivos isolados de cada alinhamento.

Em função do fato de que diferentes rodovias apresentam características distintas, e são inseridas em regiões que também podem diferir entre si, não é possível determinar um padrão de coordenação entre os alinhamentos horizontal e vertical aplicável a todos os casos. Entretanto, ainda assim é possível destacar situações recomendadas e, da mesma forma, situações a serem evitadas.

As instruções de projeto e manuais de vários países apresentam recomendações para se alcançar não apenas níveis de segurança satisfatórios, mas também padrões de estética considerados agradáveis para os motoristas, como é o caso, por exemplo, das recomendações apresentadas em *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾.

Por outro lado, as recomendações contidas nas normas e instruções de projeto da Alemanha, apresentadas em *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾, focam a análise da estrutura tridimensional que resulta da composição dos alinhamentos horizontal e vertical, em associação com os elementos da seção transversal, e consideram que uma boa dirigibilidade visual é importante para a segurança e para a eficiência operacional ao longo da via. Esta dirigibilidade é criada pela perspectiva tridimensional que o motorista tem da via, sendo adequada em uma determinada situação, por exemplo, quando a direção a ser seguida se torna óbvia ao motorista em função da boa condução visual proporcionada pelas bordas do pavimento e pelas linhas delimitatórias da sinalização horizontal. As recomendações das normas alemãs diferenciam os casos individuais de boa composição de alinhamentos das situações a evitar.

13.2 Recomendações Gerais para Coordenação dos Alinhamentos Horizontal e Vertical da Via

A coordenação adequada do alinhamento horizontal e do perfil longitudinal da via deve ser obtida através de estudos apropriados de engenharia e levando em conta as seguintes recomendações gerais.

- Deve-se buscar o balanceamento adequado entre a sinuosidade do traçado em planta e as declividades longitudinais. Deve-se evitar tanto a situação de alinhamento horizontal com longas tangentes ou com curvatura muito suave à custa de longas e



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	138 de 185

acentuadas rampas, quanto o alinhamento horizontal excessivamente sinuoso com declividades longitudinais suaves. Um projeto lógico deve levar em conta o equilíbrio entre estas duas situações extremas, obtido com a melhor combinação em termos de segurança, conforto e uniformidade de operação, capacidade e aparência agradável, dentro dos limites práticos impostos pelas características físicas e de ocupação do terreno.

- Uma combinação obtida pela superposição de curvas verticais com curvas horizontais resulta em um traçado geralmente agradável; embora tal tipo de combinação deva sempre ser analisada com cuidado pelo efeito que pode acarretar nas condições de operação do tráfego. Alterações sucessivas no projeto em perfil, e que não sejam coincidentes com alterações no traçado em planta, podem resultar em uma série de “quebras” visíveis ao motorista ao longo de certa extensão, representando uma condição indesejável.
- Curvas horizontais acentuadas não devem iniciar no topo de curvas verticais convexas pronunciadas. Tal condição é indesejável porque o motorista pode ser surpreendido ao não perceber a variação do alinhamento horizontal, especialmente à noite. As desvantagens deste arranjo podem ser evitadas se a curvatura horizontal preceder a curvatura vertical, ou seja, se a curva horizontal for projetada com desenvolvimento maior que o da curva vertical.
- Da mesma forma, curvas horizontais acentuadas não devem iniciar nos pontos baixos de rampas descendentes íngremes ou nas proximidades do ponto baixo de curvas verticais côncavas pronunciadas. Pelo fato dos elementos geométricos da via à frente do motorista se reduzirem em perspectiva, qualquer curva horizontal que não seja muito suave acaba tendo uma aparência indesejavelmente distorcida, ocasionando prejuízo à percepção de continuidade. Além disso, os veículos frequentemente chegam ao final da rampa descendente com velocidade elevada, estando sujeitos, especialmente os caminhões, a uma situação desfavorável sob o ponto de vista de segurança.
- Em rodovias e vias urbanas bidirecionais com duas faixas de tráfego, a necessidade de proporcionar trechos de ultrapassagem a intervalos freqüentes, contribuindo para uma razoável porcentagem da extensão total da via com possibilidade de ultrapassagens, pode ocasionalmente substituir a necessidade de atendimento a algumas das recomendações de coordenação dos alinhamentos horizontal e vertical. Em geral, estes casos consistem em longos trechos em tangente projetados para garantir disponibilidade de DVU compatível com a velocidade de projeto.
- Os alinhamentos horizontal e vertical devem ser os mais suaves possíveis em interseções nas quais é importante proporcionar distância de visibilidade adequada ao longo de ambas as vias e nas quais os veículos possam ter que parar ou reduzir a velocidade.
- Em rodovias e vias urbanas de pista dupla, pode ser conveniente, em algumas situações, variar a largura do canteiro central e estabelecer alinhamentos independentes em planta e perfil para as duas pistas.
- As curvas horizontais podem parecer deformadas se conjugadas a uma elevação de pequena extensão. Devem ser evitadas as concavidades que impeçam a percepção visual da continuidade da curva.



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	139 de 185

- A impressão desfavorável causada por uma longa tangente horizontal, em relevo ondulado, pode ser reduzida com o uso de uma curva côncava de amplo desenvolvimento e grande raio de curvatura, que atenua a rigidez do traçado.

Adicionalmente às recomendações que conduzem a uma boa coordenação entre os alinhamentos horizontal e vertical da via, deve-se observar algumas recomendações, que visam trazer outros benefícios ao empreendimento. Dentre estes, alguns são proporcionados diretamente aos usuários da via, outros procuram facilitar a execução e reduzir o custo das obras e outros procuram minimizar possíveis efeitos indesejáveis a serem causados ao entorno da via.

- Inúmeros estudos e pesquisas comprovam que trechos de rodovias com raios inferiores a 200 m apresentam taxas de acidentes iguais a no mínimo o dobro das verificadas em curvas com raios superiores a 400 m. O raio de 400 m é considerado como um limite de referência, pois para raios superiores a este valor o ganho em segurança é relativamente pequeno. Assim, ao final de tangentes longas, especialmente em rodovias de padrão mais elevado, é recomendável a adoção de curvas do alinhamento horizontal com raios grandes, superiores a no mínimo 400 m e desejavelmente superiores a 600 m, devendo, em qualquer caso, ser observados os critérios indicados no capítulo de conceitos sobre consistência de traçado.
- Recomenda-se que as pontes e viadutos não sejam localizados em trechos de curva vertical, nem tampouco em trechos de curva horizontal de transição ou de transição da superelevação. Estas situações acarretam dificuldades na execução da obra, principalmente quando estas ocorrem combinadas, podendo aumentar o custo da obra nesses locais.
- Em áreas residenciais o traçado da via deve ser projetado de forma a minimizar o ruído que pode ser causado no seu entorno. Em geral, um traçado rebaixado em relação ao terreno natural torna a via menos visível e menos ruidosa às residências do entorno. Pequenos ajustes no alinhamento horizontal podem, em certas situações, aumentar a zona de dissipação do ruído entre a rodovia e áreas residenciais.
- O traçado, em planta e perfil, deve integrar-se ao meio ambiente, harmonizando-se com a paisagem.

13.3 Exemplos de Boas Práticas de Combinação de Alinhamentos e de Práticas a Serem Evitadas

As figuras a seguir, baseadas em *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾, ilustram algumas situações típicas adequadas e inadequadas que devem ser levadas em conta na elaboração do projeto geométrico de rodovias, considerando diferentes combinações dos alinhamentos horizontal e vertical.

13.3.1 Situações a Evitar

Recomenda-se evitar projetar depressões localizadas em greides longos e uniformes. Tais depressões normalmente decorrem da busca por equilíbrios entre cortes e aterros para minimizar as distâncias de transporte, resultando em alinhamentos inadequados, como ilustra a Figura 13.1 a seguir.

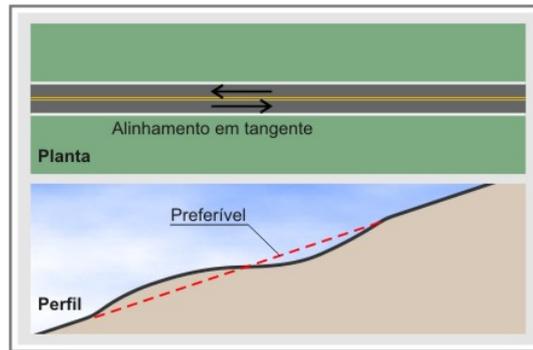


Figura 13.1 – Pequenas Ondulações em Trecho em Tangente

Esta observação também é válida nos trechos de curvas do alinhamento horizontal, ou seja, também neste caso se recomenda evitar pequenas ondulações no greide:

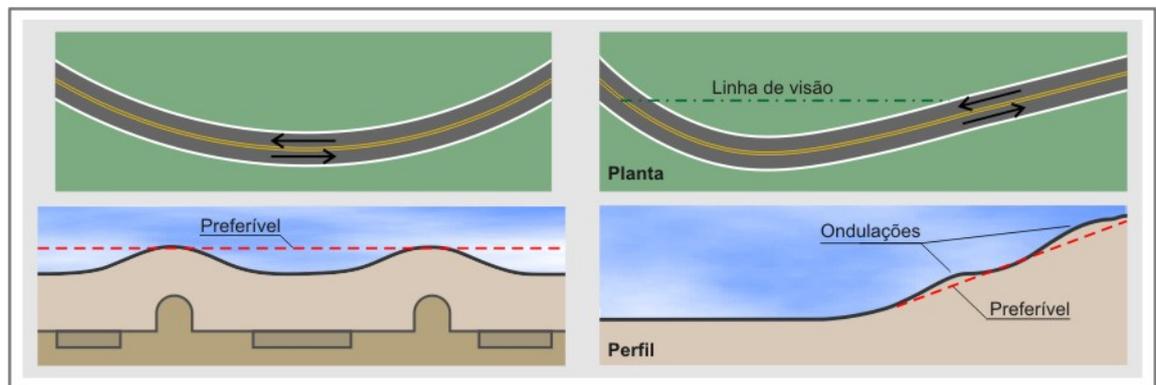


Figura 13.2 – Pequenas Ondulações em Trecho de Alinhamento Horizontal em Curva

Observe-se que, na situação à direita, a visão de longe ainda revela todas as ondulações, o que não é desejável tanto pela estética quanto pelas dificuldades de drenagem e conseqüentemente pelo aspecto de segurança.

Também se deve evitar que os vértices de um alinhamento coincidam com as inflexões de outro, como na Figura 13.3.

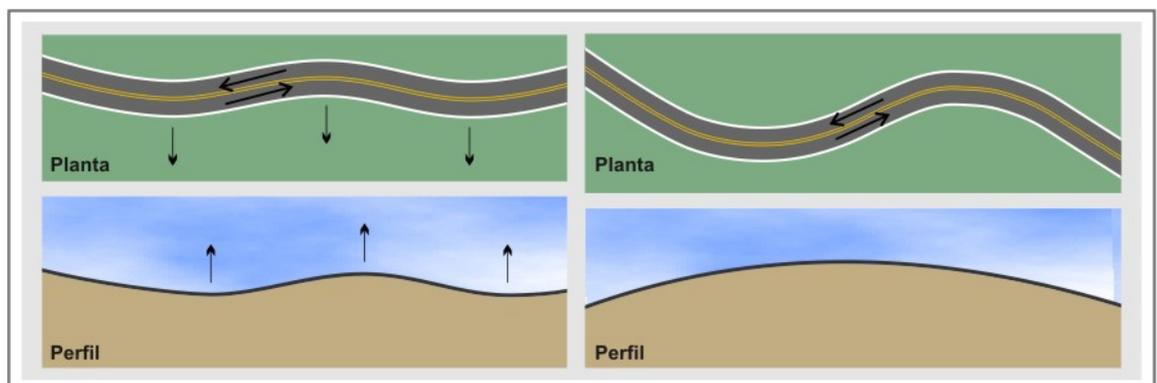


Figura 13.3 – Vértices de um Alinhamento Coincidindo com Inflexões de Outro

Nesta situação, a coordenação entre os alinhamentos é deficiente. Na ilustração mais à direita, este fato ainda é agravado pela presença de uma tangente muito curta entre as curvas do alinhamento horizontal e pelo fato da reversão ocorrer sobre a curva vertical convexa.

Outra situação inadequada ocorre quando a combinação dos alinhamentos contribui para a percepção de que uma curva horizontal parece um ângulo agudo, conforme ilustrado a seguir na Figura 13.4.

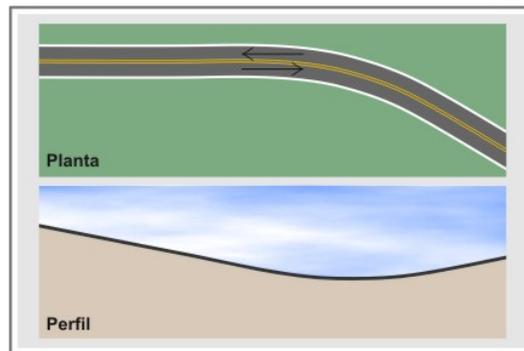


Figura 13.4 – Aparência de Ângulo Agudo

Finalmente, outra situação a ser evitada é o efeito de separação ou absurdo ótico, ilustrado a seguir.

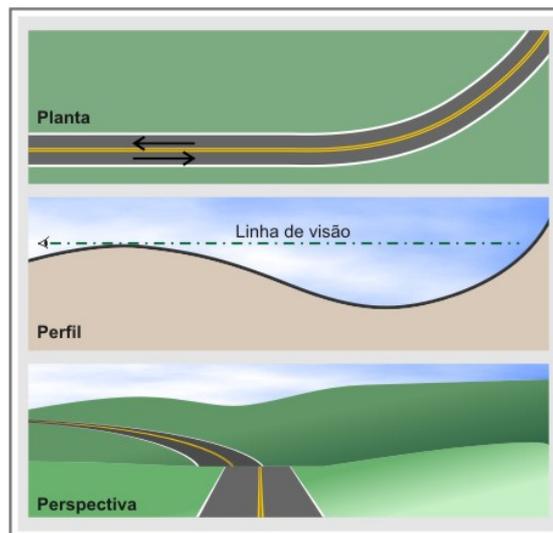


Figura 13.5 – Efeito de Separação ou Absurdo Ótico

Esta situação ocorre quando o início de uma curva horizontal do alinhamento é escondido do motorista por um vértice e, ao mesmo tempo, a continuação da curva é visível a uma distância além deste vértice.

13.3.2 Situações Recomendáveis

De forma geral, há um aspecto visual agradável quanto as curvas dos alinhamentos horizontal e vertical coincidem, como ilustrado na Figura 13.6 a seguir.

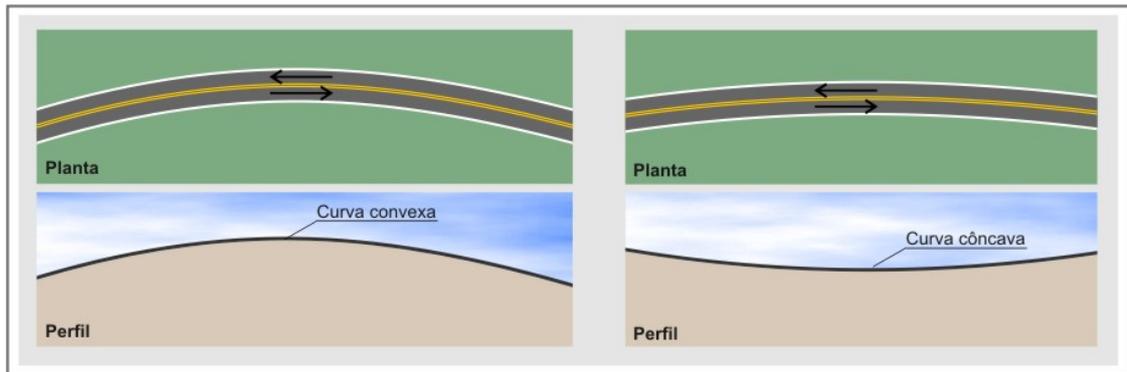


Figura 13.6 – Boa Coordenação Entre Alinhamentos Com Curvas Coincidentes ou Opostas

Nota-se que, em ambos os casos, os vértices das curvas são aproximadamente coincidentes, como na Figura 13.7.

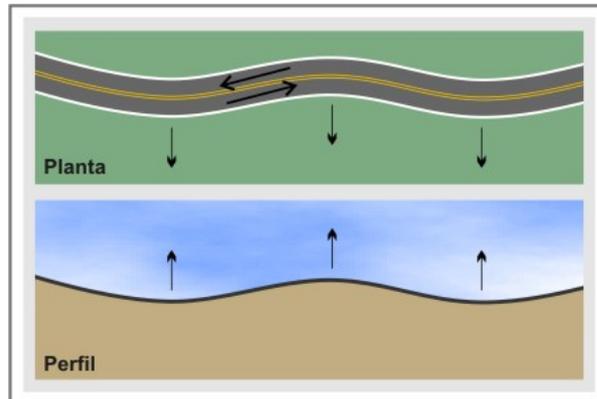


Figura 13.7 – Vértices de Curvas dos Alinhamentos Horizontal e Vertical Coincidentes

Este é um caso clássico de coordenação entre alinhamentos; cria-se um efeito de curvas em S tridimensional, composta por hélices côncavas e convexas. A situação ilustrada na Figura 13.8 a seguir também consiste em uma boa referência.

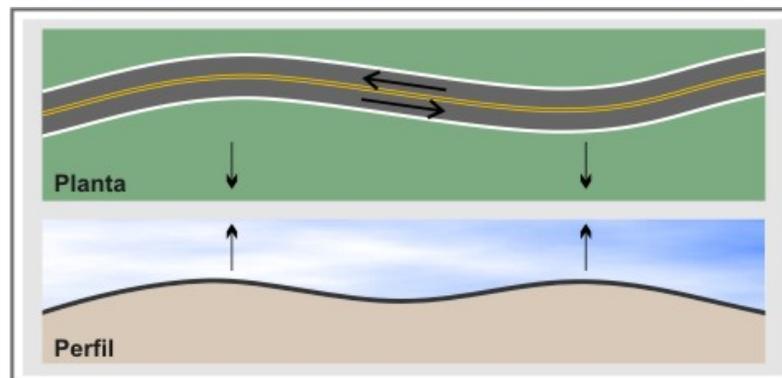


Figura 13.8 – Vértices de Curvas dos Alinhamentos Horizontal e Vertical Coincidentes, com uma Curva Horizontal Suprimida

Nesse caso, apesar de uma das curvas do alinhamento horizontal ter sido suprimida, a longa tangente em planta é abrandada pela curvatura vertical, permitindo um resultado final satisfatório.

Finalmente, a Figura 13.9 mostra uma boa referência de coordenação entre os alinhamentos horizontal e vertical.

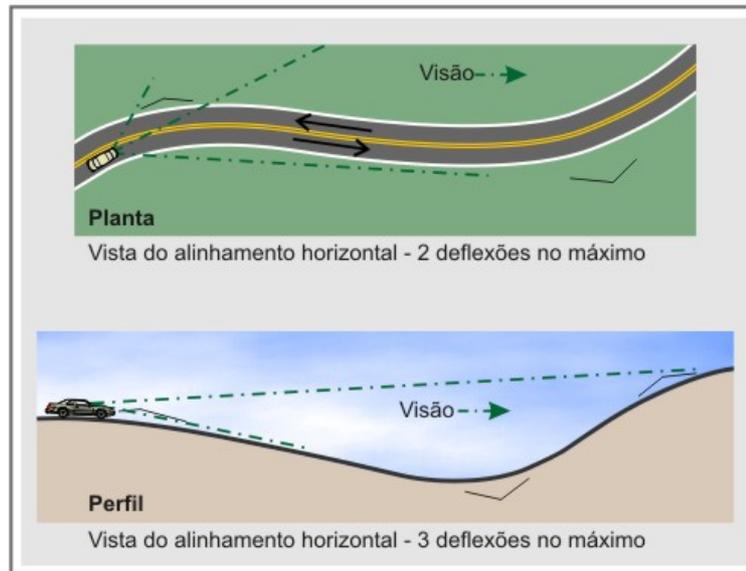


Figura 13.9 – Exemplo de Boa Coordenação Entre Alinhamentos

Note-se que, neste caso, a combinação dos alinhamentos permite ao motorista uma visão clara do traçado, evitando-se surpresas ao condutor. Este é um aspecto bastante importante para a segurança na operação da rodovia, conforme se detalha no item de conceitos sobre consistência de traçado.

13.4 Exemplos de Diferentes Vistas em Perspectiva e Sua Aplicação na Análise da Combinação dos Alinhamentos Horizontal e Vertical

Conforme mencionado anteriormente, alguns países como a Alemanha fundamentam a análise de diferentes situações de combinação dos alinhamentos horizontal e vertical, em associação aos elementos da seção transversal da via, considerando a vista em perspectiva tridimensional que o motorista tem sobre tais situações.

A vista em perspectiva tridimensional é criada combinando a seção transversal da via – que inclui todas as faixas de tráfego e os acostamentos, bem como as linhas delimitatórias de sinalização horizontal – com os elementos dos alinhamentos horizontal e vertical. O projeto da via é considerado como sendo uma seqüência de elementos ou segmentos tridimensionais.

Os elementos tridimensionais típicos do projeto estão ilustrados na Figura 13.10 apresentada a seguir.

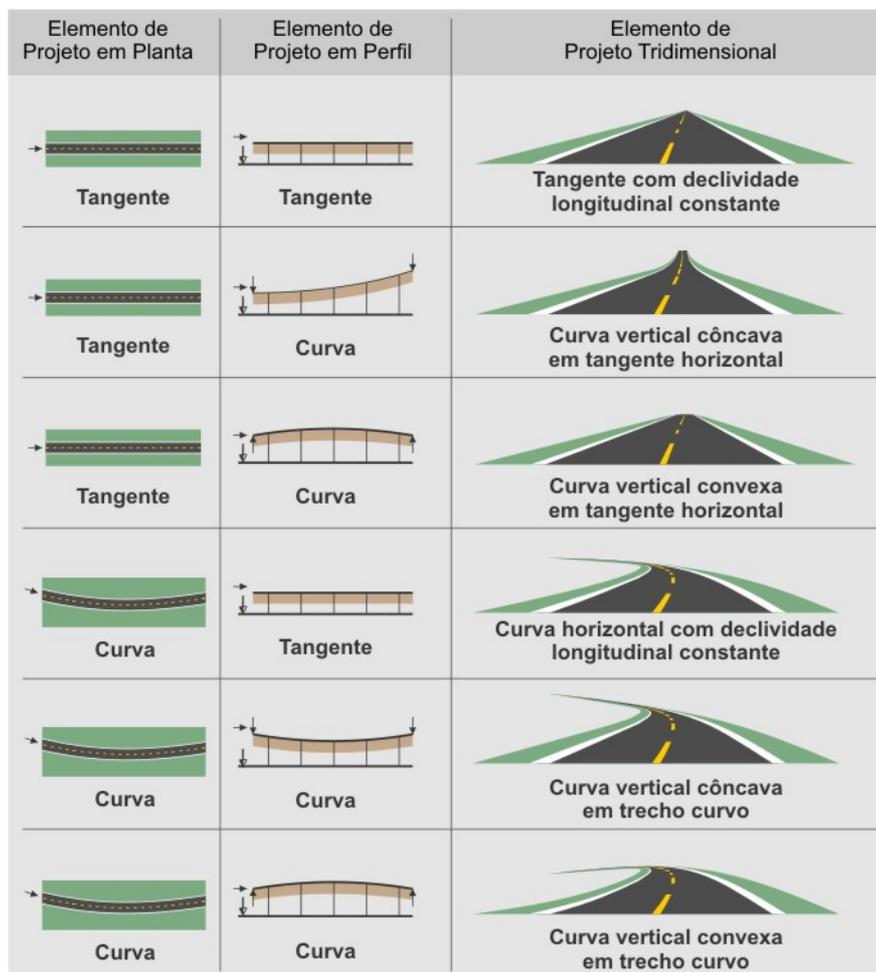


Figura 13.10 – Elementos de Projeto Tridimensionais Resultantes da Sobreposição de Tangentes e Curvas

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾

Considerando as condições de dirigibilidade visual proporcionadas pelos elementos que compõem a vista em perspectiva tridimensional, as recomendações e instruções apresentadas nas normas alemãs permitem ilustrar exemplos de soluções adequadas e inadequadas para diferentes combinações de alinhamentos horizontal e vertical.

As Figuras 13.11 e 13.12 a seguir, extraídas de *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾, apresentam exemplos de vistas de perspectivas relativas a soluções consideradas boas e impróprias bem como a casos de combinação de alinhamentos horizontal e vertical a serem evitados.

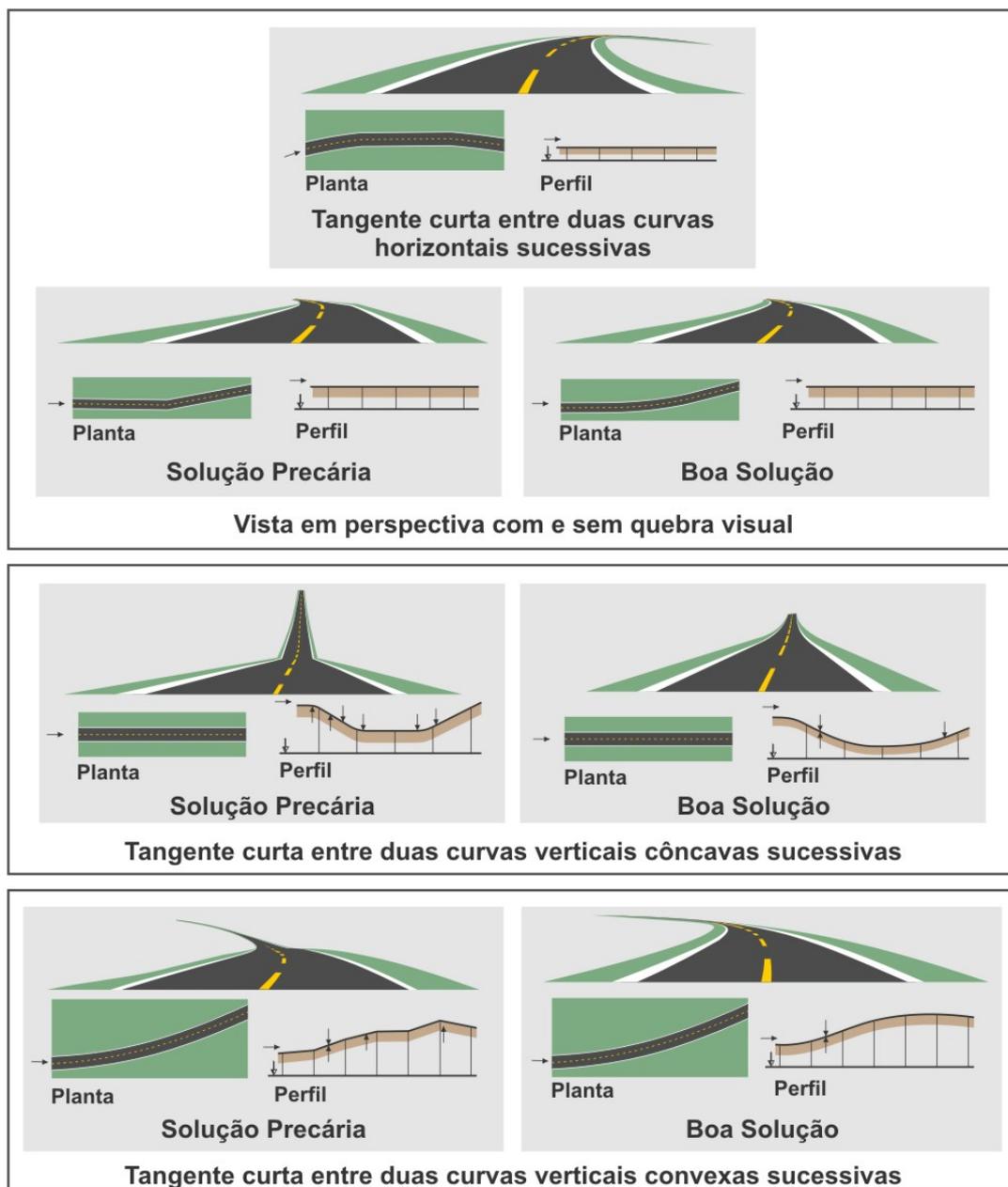


Figura 13.11 – Exemplos de Soluções Precárias e Boas

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾

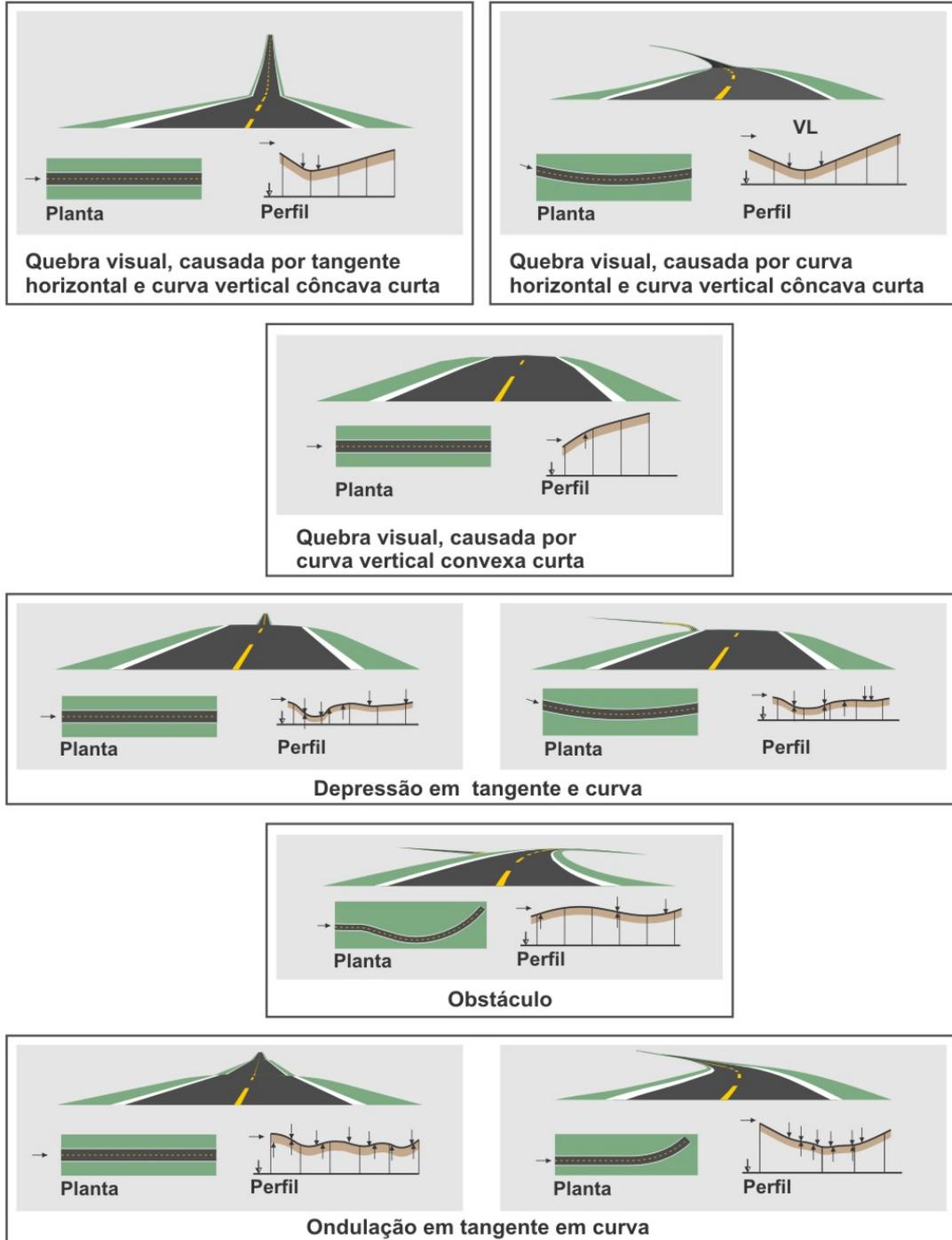


Figura 13.12 – Situações a Evitar

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	147 de 185

14 ELEMENTOS DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA RODOVIA

14.1 Introdução

Os elementos da seção transversal da rodovia têm influência direta sobre suas características de operação, segurança e estética.

Tais elementos devem ser adequados à classe funcional da rodovia, considerando os parâmetros relevantes como velocidade de projeto, capacidade e níveis de serviço ofertados, segurança e aparência.

As rodovias podem ser classificadas, com relação ao tipo da seção transversal, como vias de pista simples e de duas ou mais pistas. As rodovias de pista simples podem ter sentido único ou duplo de circulação. As rodovias de pista simples com duplo sentido de circulação em geral não apresentam dispositivos de separação para os fluxos de tráfego de sentidos opostos, como barreiras rígidas, defensas metálicas ou canteiro central. Nesses casos os fluxos são separados apenas por meio de dispositivos de sinalização.

A seguir são descritos alguns dos principais componentes da seção transversal de rodovias.

14.2 Faixas de Rolamento

A largura das faixas de rolamento tem grande influência sobre a segurança e conforto ao dirigir. Em geral, esta largura varia entre 2,7 m e 3,6 m, predominando, para as vias de alto padrão, o valor de 3,6 m.

O custo adicional de implantação de uma rodovia com faixas de 3,6 m em relação a outra com faixas de largura de 3,0 m pode, de certa maneira, ser compensado pela redução no custo de manutenção dos acostamentos e diminuição da necessidade de manutenção do pavimento, em função da menor concentração da circulação das rodas dos veículos. Além disso, em rodovias rurais de pista simples, a faixa com largura de 3,6 m oferece melhores condições de visibilidade entre grandes veículos comerciais que circulam em sentidos opostos, especialmente quando a participação destes veículos é significativa no fluxo de tráfego.

O nível de serviço também é afetado pela largura das faixas de tráfego. As faixas de rolamento com largura reduzida induzem os motoristas a dirigirem seus veículos lateralmente mais próximos do que normalmente desejariam. As restrições físicas laterais à pista também causam o mesmo efeito. Assim, sob o ponto de vista de capacidade da via, a largura efetiva da superfície de rolamento é reduzida na presença de obstruções adjacentes à rodovia, como muros, guarda-corpos de obras de arte especiais e veículos estacionados. Além disso, estas restrições geram desconforto aos motoristas e também incremento nos índices de acidentes.

Onde for necessário utilizar faixas de larguras distintas na mesma seção transversal, é interessante que a faixa da direita tenha largura maior, com o objetivo de melhor acomodar os veículos comerciais que usualmente a utilizam e também permitir aos motoristas manter maior distância da borda da pista e de dispositivos de drenagem, barreiras ou guias, por exemplo.

Apesar da largura desejável das faixas de rolamento ser de 3,6 m, há circunstâncias em que esta pode ser reduzida. Em vias urbanas é possível utilizar faixas de rolamento com largura



de 3,3 m devido à existência de travessias de pedestres, passeios e outras condições que normalmente restringem a velocidade de operação. Podem ser também empregadas faixas de rolamento com largura de 3,0 m para vias com baixos volumes de tráfego e 2,7 m de largura para vias residenciais.

Frequentemente, empregam-se faixas auxiliares em ramos e interseções na distribuição dos fluxos de tráfego. Tais faixas devem ter a mesma largura que as faixas de tráfego da rodovia; não se recomendando largura inferior a 3,0 m.

Na Tabela 14.1 a seguir são apresentadas as larguras recomendadas no Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais ⁽¹⁾ para as faixas de rolamento, de acordo com a classe da rodovia e com o tipo de relevo da região atravessada, enquanto na Tabela 14.2 são apresentadas as larguras recomendadas no manual da AASHTO ⁽⁴⁾.

Tabela 14.1 – Largura das Faixas de Rolamento em Tangentes Horizontais (m)

Classe de projeto	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
Classe 0	3,60	3,60	3,60
Classe I	3,60	3,60	3,50
Classe II	3,60	3,50	3,30
Classe III	3,50	3,30 (*)	3,30
Classe IV-A	3,00	3,00	3,00
Classe IV-B	2,50	2,50	2,50

* - Preferivelmente 3,50 m, quando prevista elevada participação de veículos comerciais no fluxo de tráfego.

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais ⁽¹⁾

Tabela 14.2 – Largura das Faixas de Rolamento em Tangentes Horizontais (m)

Tipo de Via	Largura das Faixas (m)
arterial (rural / urbana)	entre 3,30 e 3,60
coletora (rural / urbana)	entre 3,00 e 3,60
local urbana	entre 3,00 e 3,60

Observação: a largura do veículo previsto é de 2,10 m

Fonte: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* ⁽⁴⁾

De acordo com a AASHTO, as faixas de rolamento das vias locais urbanas devem ter no mínimo 3,0 m de largura e, quando possível, largura de 3,3 m. No caso específico de áreas industriais, a largura desejável passa a ser 3,6 m. Apenas havendo limitações físicas graves pode-se utilizar largura de faixa de 2,7 m em áreas residenciais e 3,3 m em áreas industriais.

A largura das faixas de uma via coletora urbana deve variar entre 3,0 e 3,6 m, sendo admissível a adoção de valores inferiores em casos excepcionais onde haja sérias restrições físicas.

No caso de vias coletoras rurais, a faixa de rolamento deve ter largura entre 3,0 e 3,6 m, de



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	149 de 185

acordo com o volume diário de tráfego. A utilização de faixa com largura de 2,7 m é admissível para volumes abaixo de 250 veículos/dia, considerando-se velocidade de projeto entre 30 e 80 km/h.

Finalmente, ainda de acordo com a AASHTO, as vias arteriais rurais e urbanas devem ter largura entre 3,3 e 3,6 m, em função da velocidade de projeto e do volume diário de tráfego previsto.

14.3 Superlargura

Ao percorrer curvas horizontais em velocidades normais, os veículos ocupam uma largura da faixa de rolamento superior à ocupada em percurso ao longo de tangentes. Isto decorre do fato de que as rodas traseiras seguem uma trajetória com raio de curvatura menor que as rodas dianteiras. A magnitude do aumento de largura depende do raio da curva horizontal e das dimensões do veículo.

Para a ordem de grandeza dos raios de curvatura normalmente adotados no alinhamento horizontal de rodovias, o aumento adicional na largura da faixa ocupada por veículos de passeio percorrendo trajetórias curvas pode geralmente ser desprezado. Para caminhões e ônibus, no entanto, o aumento pode ser significativo, a ponto de tornar impossível aos veículos de maiores dimensões manterem-se dentro da largura normal da faixa de tráfego quando estão percorrendo certas curvas horizontais do traçado.

Para combater este efeito indesejável, em certas situações torna-se necessário adicionar uma largura extra à largura normal da faixa de rolamento, designada por superlargura ou sobrelargura, possibilitando a permanência do veículo de projeto no seu interior em trechos de curva horizontal. Em geral, o seu emprego é necessário onde as curvas horizontais apresentam pequenos raios de curvatura e quando o veículo de projeto tem grandes dimensões.

Além dessa situação, a superlargura pode ser empregada em vias urbanas sujeitas a severos condicionantes de traçado em rodovias de classes II e III ou em rodovias situadas em regiões de topografia muito adversa.

O valor mínimo recomendado para a superlargura em curvas horizontais é de 0,40 m, de acordo com o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾.

14.3.1 Superlargura para Pistas com Duas Faixas

Nesta situação, a superlargura total da pista (S , em metros) é dada pela seguinte expressão:

$$S = L_T - L_B$$

Onde:

L_T : largura total da pista com duas faixas de rolamento no em trecho em curva (m)

L_B : largura básica definida para a rodovia nos trechos em tangente (m).

A largura total L_T pode ser calculada de acordo com a seguinte expressão:



O parâmetro G_L varia de acordo com a largura da pista de rolamento, conforme a tabela a seguir.

Tabela 14.2 – Valores do Parâmetro G_L em função da Largura da Pista

L_B (m)	G_L (m)
6,00 a 6,40	0,60
6,60 a 6,80	0,75
7,00 a 7,20	0,90

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾

G_{BD} pode se calculada por meio da aplicação da seguinte expressão:

$$G_{BD} = \sqrt{R^2 + BD \times (2 \times E + BD)} - R$$

Onde BD é o balanço dianteiro, de acordo com o veículo de projeto, em metros. Para veículo de projeto CO usualmente adota-se DB igual a 1,20 m.

A folga dinâmica pode ser calculada por meio da seguinte expressão:

$$FD = \frac{V}{10 \times \sqrt{R}}$$

Onde V é a velocidade de projeto e m km/h.

A Tabela 14.3 apresenta os valores de superlargura para rodovias com duas faixas de rolamento e largura de pista de 7,20 m para o veículo de projeto CO, enquanto a tabela 4 apresenta os valores correspondentes ao veículo de projeto SR.

Tabela 14.3 – Superlargura de Projeto (m) para Pista com Duas Faixas – Largura de 7,20 m - Veículo de Projeto CO

R (m)	Velocidade de Projeto (km/h)							
	30	40	50	60	70	80	90	≥ 100
25	2,20							
30	1,80							
35	1,60							
40	1,40							
45	1,20	1,40						
50	1,20	1,20						
55	1,00	1,20						
60	1,00	1,00						
65	0,80	1,00						
70	0,80	1,00	1,00					
75	0,80	0,80	1,00					
80	0,80	0,80	1,00					



Tabela 14.3 – Superlargura de Projeto (m) para Pista com Duas Faixas – Largura de 7,20 m - Veículo de Projeto CO

R (m)	Velocidade de Projeto (km/h)							
	30	40	50	60	70	80	90	≥ 100
85	0,60	0,80	1,00					
90	0,60	0,80	0,80					
95	0,60	0,60	0,80					
100	0,60	0,60	0,80					
105	0,60	0,60	0,80	0,80				
110	0,60	0,60	0,60	0,80				
115	0,40	0,60	0,60	0,80				
120	0,40	0,60	0,60	0,80				
125	0,40	0,60	0,60	0,80				
130	0,40	0,60	0,60	0,60				
135	0,40	0,40	0,60	0,60				
140	0,40	0,40	0,60	0,60				
145	0,40	0,40	0,60	0,60	0,80			
150	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60			
155	0,40	0,40	0,40	0,60	0,60			
160	0,40	*	0,40	0,60	0,60			
165	*		0,40	0,60	0,60			
170			0,40	0,60	0,60			
175			0,40	0,60	0,60			
180			0,40	0,60	0,60			
185			0,40	0,40	0,60			
190			0,40	0,40	0,60			
195			*	0,40	0,60			
200				0,40	0,60	0,60		
205				0,40	0,60	0,60		
210				0,40	0,60	0,60		
215				0,40	0,40	0,60		
220				0,40	0,40	0,60		
225				*	0,40	0,60		
230					0,40	0,60		
235					0,40	0,60		
240					0,40	0,60		
245					0,40	0,40	0,60	
250					0,40	0,40	0,60	
255					0,40	0,40	0,60	
260					0,40	0,40	0,60	
265					*	0,40	0,60	
270						0,40	0,60	
275						0,40	0,60	



Tabela 14.3 – Superlargura de Projeto (m) para Pista com Duas Faixas – Largura de 7,20 m - Veículo de Projeto CO

R (m)	Velocidade de Projeto (km/h)							
	30	40	50	60	70	80	90	≥ 100
280						0,40	0,60	
285						0,40	0,40	
290						0,40	0,40	
295						0,40	0,40	
300						0,40	0,40	
305						0,40	0,40	
310						0,40	0,40	
315						*	0,40	0,60
320							0,40	0,60
325 a 360							0,40	0,40
365 a 420							*	0,40

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais ⁽¹⁾

A seguir são apresentados os valores de superlargura para o veículo de projeto SR.

Tabela 14.4 – Superlargura de Projeto (m) para Pista com Duas Faixas – Largura de 7,20 m - Veículo de Projeto SR

R (m)	Velocidade de Projeto (km/h)							
	30	40	50	60	70	80	90	≥ 100
25	5,00							
30	4,00							
35	3,60							
40	3,00							
45	2,80	3,00						
50	2,40	2,60						
55	2,20	2,40						
60	2,00	2,20						
65	2,00	2,00						
70	1,80	1,80	2,00					
75	1,60	1,80	1,80					
80	1,60	1,60	1,80					
85	1,40	1,60	1,60					
90	1,40	1,40	1,60					
95	1,20	1,40	1,60					
100	1,20	1,40	1,40					
105	1,20	1,20	1,40	1,40				
110	1,20	1,20	1,40	1,40				
115	1,00	1,20	1,20	1,40				
120	1,00	1,20	1,20	1,20				



Tabela 14.4 – Superlargura de Projeto (m) para Pista com Duas Faixas – Largura de 7,20 m - Veículo de Projeto SR

R (m)	Velocidade de Projeto (km/h)							
	30	40	50	60	70	80	90	≥ 100
125	1,00	1,00	1,20	1,20				
130	1,00	1,00	1,20	1,20				
135	0,80	1,00	1,00	1,20				
140	1,80	1,00	1,00	1,20				
145	0,80	1,00	1,00	1,00	1,20			
150	0,80	0,80	1,00	1,00	1,20			
155	0,80	0,80	1,00	1,00	1,00			
160	0,80	0,80	1,00	1,00	1,00			
165	0,80	0,80	0,80	1,00	1,00			
170	0,60	0,80	0,80	1,00	1,00			
175	0,60	0,80	0,80	1,00	1,00			
180	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00			
185	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00			
190	0,60	0,60	0,80	0,80	1,00			
195	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00		
200	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00		
205	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00		
210	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80		
215	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80		
220	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80		
225	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80		
230	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80		
235	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80		
240	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80		
245	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80	
250	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	
255	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	
260	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	
265	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	
270	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	
275	*	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60	0,80	
280		0,40	0,60	0,60	0,60	0,60	0,80	
285		0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	
290		0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	
295		0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	
300		0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	
305		*	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60	
310			0,40	0,60	0,60	0,60	0,60	
315			0,40	0,60	0,60	0,60	0,60	0,80



Tabela 14.4 – Superlargura de Projeto (m) para Pista com Duas Faixas – Largura de 7,20 m - Veículo de Projeto SR

R (m)	Velocidade de Projeto (km/h)							
	30	40	50	60	70	80	90	≥ 100
320			0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80
325			0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80
330			0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
335			0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,6
340			0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
345			*	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
350				0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
355 a 380				0,40	0,40	0,60	0,60	0,60
385 a 430				*	0,40	0,40	0,60	0,60
435 a 480					*	0,40	0,40	0,60
485 a 540						*	0,40	0,40
545 a 600							*	0,40

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾

Na Tabela 14.5 são apresentados os valores de superlargura para rodovias com duas faixas de rolamento e largura de pista de 6,60 m para o veículo de projeto CO.

Tabela 14.5 – Superlargura de Projeto (m) para Pista com Duas Faixas – Largura de 6,60 m - Veículo de Projeto CO

R (m)	Velocidade de Projeto (km/h)					
	30	40	50	60	70	80
25	2,60					
30	2,20					
35	2,00					
40	1,80					
45	1,60	1,80				
50	1,40	1,60				
55	1,40	1,40				
60	1,20	1,40				
65	1,20	1,20				
70	1,20	1,20	1,40			
75	1,00	1,20	1,20			
80	1,00	1,20	1,20			
85	1,00	1,00	1,20			
90	1,00	1,00	1,20			
95	0,80	1,00	1,00			
100	0,80	1,00	1,00			
105	0,80	1,00	1,00	1,20		
110	0,80	0,80	1,00	1,00		



Tabela 14.5 – Superlargura de Projeto (m) para Pista com Duas Faixas – Largura de 6,60 m - Veículo de Projeto CO

R (m)	Velocidade de Projeto (km/h)					
	30	40	50	60	70	80
115	0,80	0,80	1,00	1,00		
120	0,80	0,80	1,00	1,00		
125	0,80	0,80	1,00	1,00		
130	0,80	0,80	0,80	1,00		
135	0,60	0,80	0,80	1,00	1,00	1,20
140	0,60	0,80	0,80	1,00	1,00	1,20
145	0,60	0,80	0,80	1,00	1,00	1,00
150	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00	1,00
155	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00	1,00
160	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00	1,00
165	0,60	0,60	0,80	0,80	1,00	1,00
170	0,60	0,60	0,80	0,80	1,00	1,00
175	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00
180	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00
185	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00
190	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80	1,00
195	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	1,00
200	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	1,00
205	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80
210	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80
215	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80
220	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80
225	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80	0,80
230	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80
235	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80
240	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80
245	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80
250	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80
255	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80
260	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80
265	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80	0,80
270	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60	0,80
275	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60	0,80
280	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60	0,80
285	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80
290	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80
295	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80
300	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80
305	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80



Tabela 14.5 – Superlargura de Projeto (m) para Pista com Duas Faixas – Largura de 6,60 m - Veículo de Projeto CO

R (m)	Velocidade de Projeto (km/h)					
	30	40	50	60	70	80
310	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,80
315	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
320	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
325	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
330	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
335	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
340	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
345	*	0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
350		0,40	0,60	0,60	0,60	0,60
355 a 425		0,40	0,40	0,60	0,60	0,60
430		0,40	0,40	0,40	0,60	0,60
435 a 515		*	0,40	0,40	0,60	0,60
520 a 550			0,40	0,40	0,40	0,60
555 a 620			*	0,40	0,40	0,60
625 a 680				0,40	0,40	0,40
685 a 840				0,40	0,40	0,40
845 a 1000				*	*	0,40

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais ⁽¹⁾

14.3.2 Superlargura para Pistas com mais de Duas Faixas

Para três faixas, recomenda-se a adoção de superlargura superior em 25% àquelas necessárias para pistas com duas faixas. Para seção transversal com quatro faixas recomenda-se superlargura superior em 50% àquelas necessárias para pistas com duas faixas. A Tabela 14.6 apresenta os valores de superlargura recomendados para pistas com 3 e 4 faixas de rolamento.

Tabela 14.6 – Superlargura de Projeto (m) para Pista com Três e Quatro Faixas

VALORES BÁSICOS PARA PISTAS COM DUAS FAIXAS (m)	SUPERLARGURA – PISTAS COM TRÊS FAIXAS (m)	SUPERLARGURA – PISTAS COM TRÊS FAIXAS (m)
3,00	3,80	4,60
2,80	3,60	4,20
2,60	3,20	4,00
2,40	3,00	3,60

continua/



/continuação

VALORES BÁSICOS PARA PISTAS COM DUAS FAIXAS (m)	SUPERLARGURA – PISTAS COM TRÊS FAIXAS (m)	SUPERLARGURA – PISTAS COM TRÊS FAIXAS (m)
2,20	2,80	3,40
2,00	2,60	3,00
1,80	2,20	2,80
1,60	2,00	2,40
1,40	1,80	2,20
1,20	1,60	1,80
1,00	1,20	1,60
0,80	1,00	1,20
0,60	0,80	1,00
0,40	0,60	0,60

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais ⁽¹⁾

14.3.3 Implantação da Superlargura

A superlargura pode ser disposta de maneira simétrica, com metade para cada lado da pista, ou então assimétrica, ou seja, para apenas um lado da pista. Ressalte-se que a tendência natural dos motoristas, ao conduzir os veículos, é o deslocamento para o lado interno da curva.

É desejável que a variação da largura ocorra simultaneamente com a curva espiral de transição entre a tangente e a curva circular, usualmente empregada para as curvas que necessitam de superlargura. Para as curvas circulares simples que necessitem de superlargura, a transição deverá ser realizada de acordo com a variação da superelevação.

Nos casos em que for adotada a disposição assimétrica da superlargura por outras razões como o aproveitamento da faixa de domínio, ou por questões de execução das obras ou outras, a largura adicional deverá ser oferecida preferencialmente pelo lado interno da curva.

As figuras 14.2 e 14.3 apresentam exemplos de disposição simétrica e assimétrica, respectivamente.

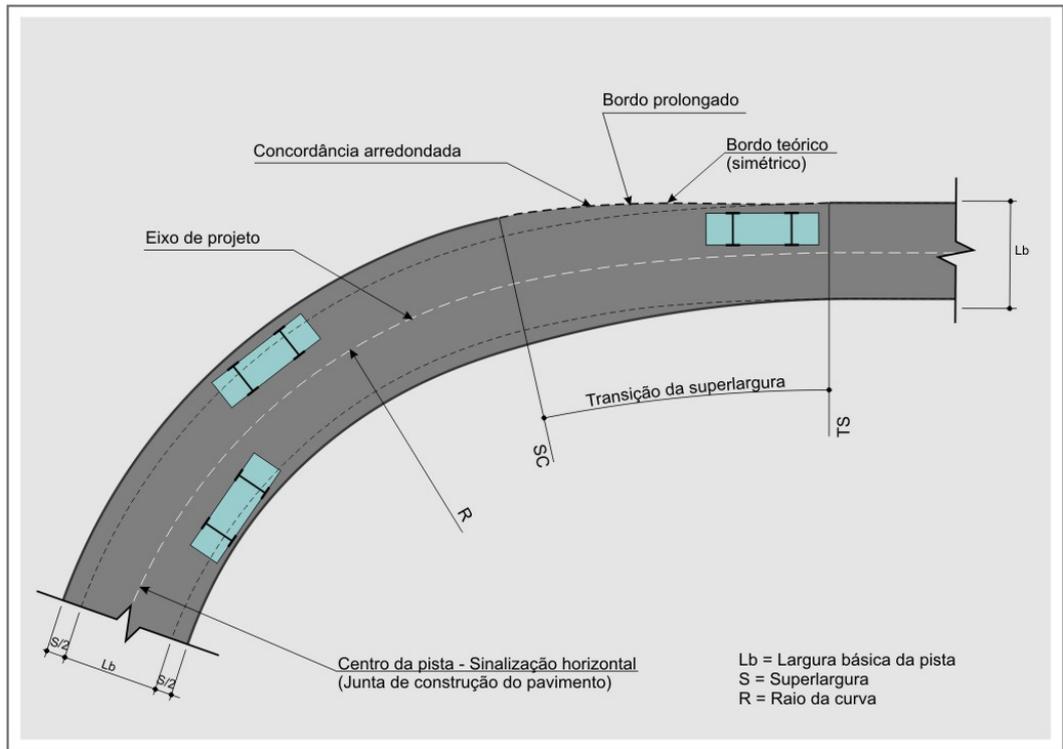


Figura 14.2 – Disposição Simétrica da Superlargura em Pista com Duas Faixas

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾

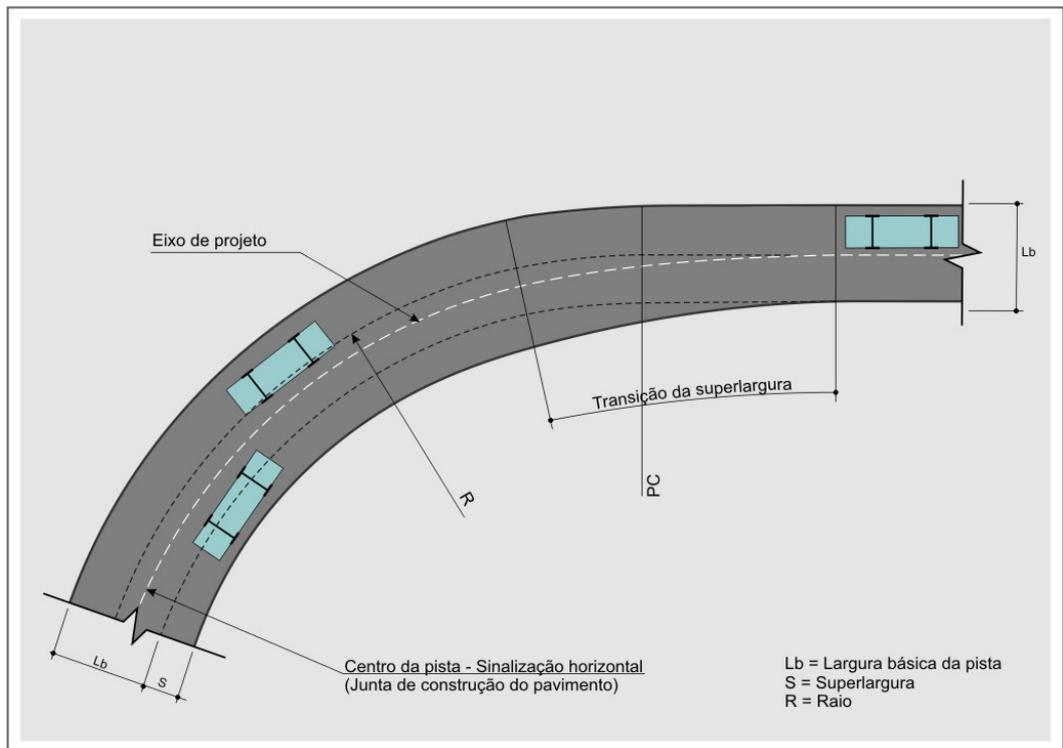


Figura 14.3 – Disposição Assimétrica da Superlargura em Pista com Duas Faixas

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	160 de 185

14.4 Acostamentos

De acordo com *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾, o acostamento é o segmento adjacente à faixa de rolamento destinado a abrigar veículos parados, constituindo-se em área a ser utilizada em situações de emergência, e estrutura de contenção das camadas integrantes do pavimento da pista de rolamento.

Os acostamentos exercem influência sobre as condições de drenagem transversal da pista e devem ter caimento adequado de modo a não prejudicar a circulação dos veículos. Também devem apresentar estabilidade estrutural adequada para suportar o eventual tráfego de veículos. Os sinais de instabilidade podem desencorajar os motoristas a utilizar os acostamentos, reduzindo a eficiência da operação da rodovia.

As rodovias devem preferencialmente possuir acostamentos, com sua superfície podendo ser pavimentada ou não. Caso o acostamento não seja pavimentado, recomenda-se o revestimento de faixa adicional à pista com largura entre 0,30 m e 0,50 m com o objetivo de estimular o uso integral da largura da pista por parte dos motoristas. É importante minimizar a ocorrência de desníveis entre a superfície da pista de rolamento e os acostamentos com o objetivo de proporcionar boas condições de segurança e minimizar o risco de ocorrência de acidentes. É possível também empregar determinado desnível entre a pista e o acostamento com o objetivo de alertar os motoristas que invadam este segmento.

A largura ideal do acostamento deve ser suficiente para abrigar em seu interior o veículo de projeto e oferecer o espaço necessário para manter uma pessoa ao seu lado durante a realização do serviço de assistência e ainda afastamento de segurança em relação à pista. O emprego desta largura justifica-se apenas sob condições de tráfego intenso com elevada participação de veículos comerciais no fluxo de tráfego e em regiões que apresentem topografia favorável e ausência de restrições em relação à largura da faixa de domínio. Os acostamentos excessivamente largos podem ser confundidos pelos motoristas com as próprias faixas de rolamento, estimulando o uso irregular por parte dos condutores. É desejável, assim, que os acostamentos apresentem características distintas de revestimento em relação às faixas de rolamento como textura, rugosidade, coloração e outras.

A distância mínima desejável entre um veículo parado no acostamento e a faixa de rolamento é de 0,30 m, preferencialmente 0,60 m, o que corresponde à largura desejável de 3,0 m para o acostamento, de acordo com *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*⁽⁴⁾. Entretanto, a adoção desse valor pode não ser viável em rodovias com baixos volumes de tráfego ou situadas em regiões que apresentem condições topográficas adversas. Para rodovias de padrão mais modesto, deve-se considerar acostamento com largura mínima de 0,6 m, sendo desejáveis larguras entre 1,8 m e 2,4 m. Para rodovias com maiores volumes de tráfego, elevada velocidade e grande participação de veículos comerciais, o acostamento deve ter largura mínima de 3,0 m, sendo desejável o valor de 3,6 m.

Independentemente da largura do acostamento, este deve ser, na medida do possível, contínuo, de modo a oferecer ao motorista refúgio em qualquer região ao longo da rodovia. O acostamento contínuo aumenta a sensação de segurança, estimulando os motoristas que necessitem realizar paradas de emergência a deixar as faixas de rolamento.

Nas obras de arte especiais os acostamentos devem ter a mesma largura apresentada ao longo



da rodovia. A redução da largura, ou então a sua supressão, pode vir a causar sérios problemas operacionais e de segurança.

No caso de rodovias de pista dupla ou pistas de mão única, em geral deve-se prever largura adicional entre a borda esquerda da pista de rolamento e a superfície não trafegável do canteiro. No caso de pistas com duas faixas basta dispor uma faixa de segurança que exerça separação entre a pista e o canteiro, proporcionando folga e estímulo à utilização da faixa de rolamento adjacente.

No caso de pistas com maior número de faixas, o tráfego intenso pode dificultar a manobra de um veículo do lado interno da pista para o lado externo em busca do acostamento em uma possível situação de emergência. Torna-se então desejável a adoção de acostamento interno com largura adequada. Para pistas com três faixas de rolamento essa necessidade, bem como a largura a ser empregada, deve ser criteriosamente avaliada, considerando que os veículos que efetivamente utilizam o acostamento devem estar posicionados nas faixas mais externas. De qualquer maneira, deve-se prever determinada largura para a faixa de segurança, não inferior àquela adotada para pistas com duas faixas. Para pistas com quatro ou mais faixas de rolamentos, torna-se praticamente obrigatória a previsão de acostamento interno com largura adequada.

Na Tabela 14.7 são indicadas as larguras dos acostamentos externos em função da classe da rodovia e do relevo da região atravessada.

Tabela 14.7 – Largura do Acostamento Externo (m)

Classe de Projeto	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
0	3,50 *	3,00 *	3,00 *
I	3,00	2,50	2,50
II	2,50	2,50	2,00
III	2,50	2,00	1,50
IV-A	1,30	1,30	0,80
IV-B	1,00	1,00	0,50

* - Preferencialmente 3,50 m onde for previsto volume horário unidirecional de caminhões superior a 250 veículos.

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾

A Tabela 14.8 indica as larguras dos acostamentos internos para pistas de rodovias de classes 0 e IA em função do relevo da região atravessada.

Tabela 14.8 – Largura do Acostamento Interno (m)

Número de faixas de rolamento	Relevo		
	Plano	Ondulado	Montanhoso
2	0,60 – 1,20	0,60 – 1,00	0,50 – 0,60
3 **	2,50 - 3,00	2,00 - 2,50	2,00 - 2,50
≥ 4	3,00	2,50 – 3,00	2,50 – 3,00

** - Quando julgado necessário acostamento. Caso contrário é possível adotar o valor referente à pista de duas faixas.

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	162 de 185

14.5 Caimento da Seção Transversal

14.5.1 Trechos em tangente horizontal

Nos trechos em tangente horizontal o caimento da seção transversal da plataforma pode apresentar dois tipos de configuração.

14.5.1.1 Seção transversal abaulada ou coroadada

Nesta configuração a pista apresenta declividade transversal nos dois sentidos com a crista situada aproximadamente no ponto médio da largura.

Este tipo de configuração de seção transversal é usualmente empregado especialmente nas rodovias de pista simples e duplo sentido de circulação do fluxo de tráfego. Também pode ser empregado em rodovias de sentido único de circulação, em especial no caso de traçados independentes.

Algumas das vantagens deste tipo de configuração são as seguintes:

- Geralmente nesta situação a drenagem da via é mais rápida;
- O desnível entre as bordas da pista é eliminado ou então reduzido;
- A componente tangencial à pista da aceleração da gravidade tende a afastar o veículo para o lado externo da pista, o que é recomendável nas pistas com duplo sentido de circulação do fluxo de tráfego, contribuindo para a separação dos fluxos opostos;
- O efeito de arco contribui para o aumento da resistência estrutural de pavimentos mais simples.

Como desvantagens podem ser citados os seguintes aspectos:

- Este tipo de configuração pode oferecer maiores dificuldades construtivas e requerer maiores quantidades de dispositivos de drenagem. No caso de rodovias de pista dupla com canteiro central com predominância de trechos em tangente, a necessidade permanente de dispositivos adicionais de drenagem pode onerar a implantação e a manutenção da rodovia;
- Ao mudar de faixa os veículos ficam sujeitos à ação da aceleração transversal.

14.5.1.2 Seção transversal com caimento único

Algumas das vantagens deste tipo de configuração são:

- Geralmente os dispositivos de drenagem são necessários apenas em um dos lados da pista;
- O sentido de atuação da aceleração transversal é constante;
- A concepção da transição da superelevação é mais simples;



- Em muitas ocasiões a execução das camadas do pavimento pode ser mais simples.

Entre as desvantagens é possível citar:

- Maior acúmulo de águas pluviais na faixa de cota mais baixa;
- Desnível entre as bordas externa e interna da pista.

14.5.1.3 Declividade da pista e dos acostamentos em tangente

São desejáveis elevadas declividades transversais para o rápido escoamento das águas pluviais. São preferíveis valores mais baixos tanto por motivos estéticos e de aparência geral quanto por razões de segurança, em função da menor aceleração transversal, de forma a propiciar maior conforto aos motoristas ao dirigir e menor desvio lateral quando da necessidade de freadas bruscas, ventos fortes ou lama na pista. Para que seja possível a adoção de baixos valores de declividade transversal da pista é necessário que a superfície de revestimento do pavimento seja de elevada qualidade e nível de acabamento com reduzido grau de absorção e retenção d'água.

O valor adotado em diferentes países para a mínima declividade transversal da pista em tangente varia de 1,5 % a 3,0%, conforme indicado na Tabela 14.9 adiante apresentada.

Tabela 14.9 – Taxas Mínimas de Superelevação em Diversos Países

País	Taxa Mínima de Superelevação (%)
Austrália	2,0-3,0
Áustria	2,5
Bélgica	2,5
Canadá	2,0-1,5
Dinamarca	3,5-1,5
França	2,5
Alemanha	2,5
Grécia	2,5
Irlanda	2,5
Itália	2,5
Japão	1,5-2,0
Luxemburgo	2,0-2,5
Portugal	2,0
África do Sul	2,0-3,0
Espanha	2,0
Suécia	2,5-3,0
Suíça	3,0 (2,5)
Holanda	2,0(2,5)
Reino Unido	2,5
Estados Unidos	1,5-2,0

(): casos excepcionais

Fonte: *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	164 de 185

No Brasil, o mínimo valor que vem sendo usualmente adotado para a declividade transversal é de 2% para pavimentos betuminosos de elevada qualidade e de 1,5% para pavimentos de concreto de cimento Portland. Para pistas que apresentem revestimento com maior grau de porosidade ou onde seja possível a ocorrência de recalques diferenciais da plataforma, situações aceitáveis apenas para vias de classes de projeto inferiores, tem sido adotada superelevação mínima de 2,5% a, no máximo, 3%.

Também no caso de pistas com caimento único e mais de duas faixas, poderá ser conveniente, por motivos de drenagem, adotar declividade transversal superior a 2%.

Pistas não pavimentadas devem ter declividade transversal de 3%, excepcionalmente 4%, de acordo com o solo constituinte do subleito e do revestimento da via, considerando também o regime pluviométrico da região.

Os acostamentos, pavimentados ou não, deverão normalmente apresentar declividade de 5%. Os acostamentos e faixas de segurança internas poderão ter caimento para a pista ou então para o canteiro, dependendo de circunstâncias específicas.

14.5.1.4 Variação da declividade dos acostamentos em curvas horizontais

Para fins de análise, esta variação deve ser dividida de acordo com o lado da curva, interno ou externo.

a) Acostamento do lado interno de curva horizontal

Em curvas circulares, quando a taxa de superelevação for inferior à declividade do acostamento em tangente, deve-se manter a declividade deste. Quando superior, a declividade do acostamento deve ser igual à da pista.

No caso de transição da superelevação, quando a taxa de superelevação da curva for inferior à declividade do acostamento, deve-se manter a declividade do acostamento, até que se iguale à declividade da pista. A partir daí a declividade do acostamento deve acompanhar a declividade da pista.

b) Acostamento do lado externo de curva horizontal

Para o lado externo há duas possibilidades para a variação da declividade do acostamento.

A primeira prevê que o acostamento tenha a mesma declividade que a pista, valor e sentido. A segunda admite que a inclinação do acostamento seja voltada para o lado externo da curva.

Quando o acostamento acompanha a declividade da pista, as principais vantagens são:

- redução das restrições à operação, tendo em vista a continuidade física e visual dos elementos superficiais que se estendem além da borda da pista;
- maior simplicidade para a execução da obra.

Caso a declividade do acostamento seja voltada para o lado externo da curva, observam-se as seguintes vantagens:



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	165 de 185

- Condução para fora da pista de águas pluviais e detritos que frequentemente atingem a superfície da pista de rolamento e resíduos de óleo e outras substâncias provenientes do reparo de veículos;
- Afastamento físico e psicológico dos veículos parados no acostamento em relação à pista;
- Redução das rampas de superelevação e da sinuosidade do perfil da borda do acostamento, minimizando a possível interferência com o escoamento superficial das águas pluviais.

A máxima diferença algébrica admissível entre as declividades da pista e do acostamento sem arredondamento é de 7%.

A Figura 14.4 ilustra variações na diferença entre as declividades do acostamento e da pista e o tratamento de arredondamento a ser aplicado em cada caso.

14.6 Canteiro Central

O canteiro central pode ser empregado em rodovias de pista dupla, ou seja, de classes 0 e IA. Sua utilização é desejável em vias arteriais com 4 ou mais faixas de rolamento, com duas ou mais faixas por sentido. Sua largura contempla, por definição, a distância entre os limites das faixas de rolamento de sentidos de circulação opostos, considerando também os acostamentos internos.

As principais funções do canteiro central são: separar os fluxos de tráfego de sentidos opostos; oferecer área de recuperação para veículos desgovernados e espaço para paradas em situações de emergência; propiciar espaço com comprimento para transição de velocidades e retorno em nível e diminuir o ofuscamento causado por veículos aproximando-se em sentido oposto.

Do ponto de vista de segurança, é desejável adotar a maior largura possível para o canteiro central. Entretanto, canteiros centrais de largura elevada podem aumentar os custos de implantação, na medida em que envolvem elevados volumes de terraplenagem em regiões de topografia ondulada ou montanhosa, maior extensão para as obras de arte especiais e maior largura da faixa de domínio, entre outros.

Por outro lado, a adoção de canteiro central de elevada largura pode proporcionar algumas economias, como a dispensa da necessidade de implantação de barreiras rígidas e dispositivos contra o ofuscamento, por exemplo. Além disso, em situação em que o relevo é fortemente ondulado, apresentando dificuldades para acomodar transversalmente uma plataforma larga de terraplenagem, a adoção de canteiro central mais amplo abre a possibilidade de tornar independentes os eixos dos alinhamentos horizontal e vertical das duas pistas em trechos localizados, de forma a reduzir os volumes de terraplenagem.

A largura do canteiro central também pode ser considerada como função da necessidade de faixas de desaceleração e espera para conversões em nível ou outras situações semelhantes incluídas, por definição, na largura do canteiro central. A largura deve ser suficiente para abrigar veículo de projeto do tipo VP no caso de transposição em nível da pista em duas



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	166 de 185

etapas, tendo no mínimo 6,0 m. O valor mínimo absoluto, desconsiderando essa situação, é de 3,0 m. São desejáveis larguras entre 10 e 12 m, e até 18 m em situações favoráveis; este valor permite prever futura utilização por outro meio de transporte ou então ainda a ampliação da própria rodovia.

No caso de canteiros com largura reduzida em vias de elevada velocidade, torna-se conveniente a adoção de separador físico rígido, solução esta que leva à necessidade de maiores cuidados com a drenagem, especialmente nas curvas horizontais onde a seção transversal da pista necessita ser superelevada.

Neste sentido, em certas situações, é importante que a fixação da largura do canteiro central também leve em conta os critérios de análise de necessidade de implantação de dispositivos de segurança ao longo das bordas internas das pistas de rodovias divididas, a fim de que sejam comparados os custos totais das alternativas básicas de solução: canteiro central com largura reduzida e provido de dispositivos de segurança, e canteiro central com largura ampla e sem necessidade de dispositivos de segurança.

Os custos totais em cada alternativa devem contemplar todos os custos individuais envolvidos abrangendo: terraplenagem, cobertura vegetal do canteiro, área adicional de pavimento, dispositivos de segurança, dispositivos de drenagem, eventual necessidade de áreas adicionais de desapropriação em casos em que a largura da faixa de domínio é restrita, manutenção dos dispositivos de segurança ou manutenção do canteiro central ao longo do tempo etc.

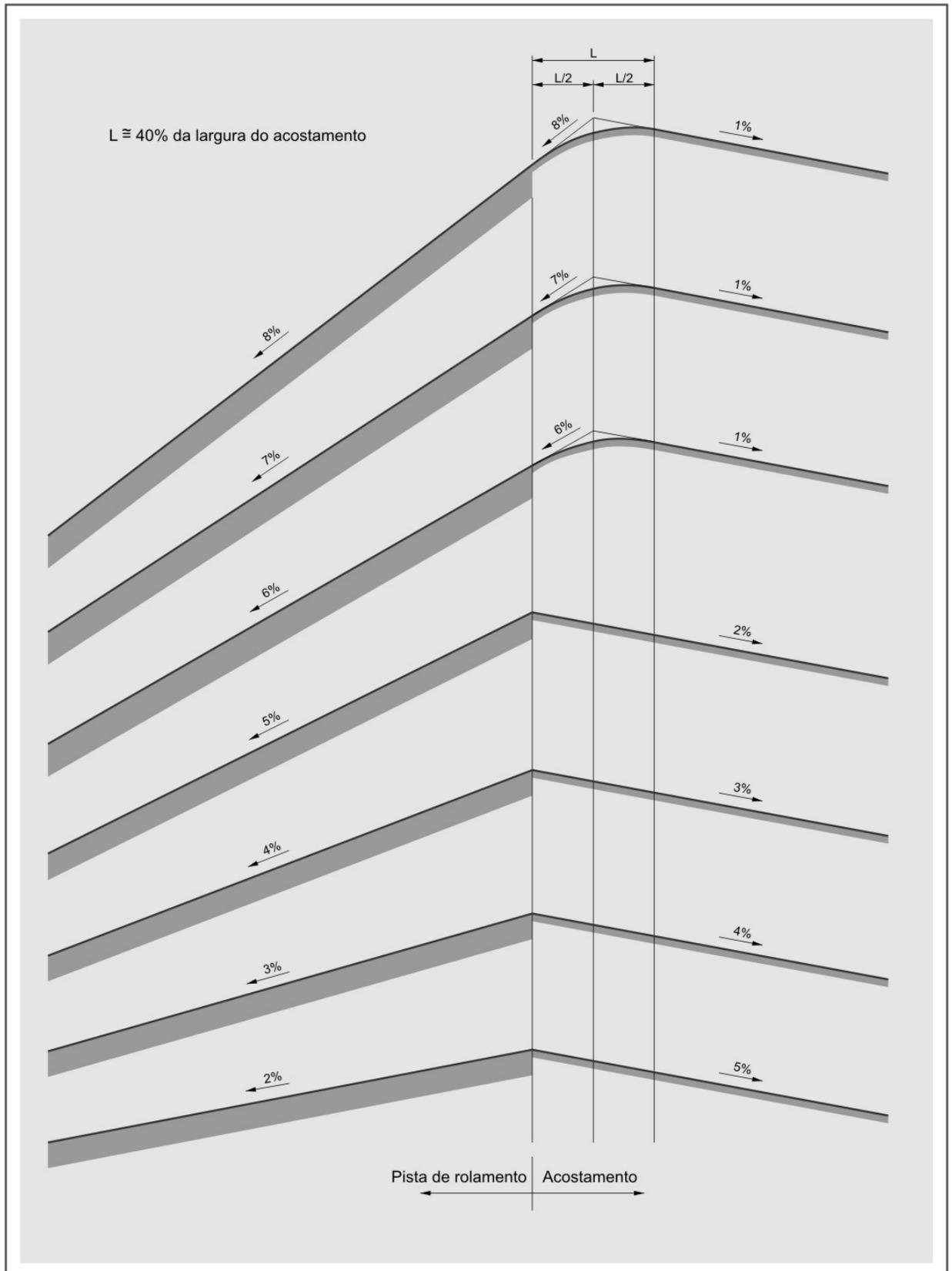


Figura 14.4 – Declividade do Acostamento na Curva Circular



A Tabela 14.10 apresenta os valores para a largura do canteiro central, de acordo com o Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais ⁽¹⁾.

Tabela 14.10 – Largura do Canteiro Central

Classe da Rodovia	Condição	Largura (m)
0	Seção transversal restrita	$3,00 \leq L \leq 7,00$
	Valor normal	$6,00 \leq L \leq 7,00$
	Desejável	$10,00 \leq L \leq 18,00$
I	Seção transversal restrita	$3,00 \leq L \leq 7,00$
	Valor desejável nas áreas de retornos e interseções em nível	$L \geq 6,00$
	Desejável	$10,00 \leq L \leq 12,00$

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais ⁽¹⁾

A superfície dos canteiros deve preferencialmente ser revestida por grama e rebaixada em relação ao nível da pista, recebendo, onde for o caso, a drenagem do acostamento ou faixa interna. A seção do dispositivo de drenagem não deve constituir-se em obstáculo para veículos desgovernados. Para tanto, os taludes do canteiro central devem ter valores entre 1:10 e 1:6, excepcionalmente, 1:4, de maneira a dispensar o emprego de barreiras e defensas metálicas.

14.7 Taludes

Considerando a operação e segurança do fluxo de tráfego e a estética da rodovia, torna-se necessário o emprego de taludes com as inclinações as mais suaves possíveis. Os estudos geotécnicos de estabilidade devem definir as declividades mínimas do ponto de vista de estabilidade; deve-se considerar, no entanto, que os aspectos de segurança viária da operação podem conduzir a declividades ainda mais baixas. Ressalte-se que o emprego de taludes com baixas declividades proporciona maiores distâncias de visibilidade aos motoristas nas regiões de corte, oferecendo condições potenciais para a melhoria da segurança na operação.

Os taludes com declividades mais suaves apresentam algumas vantagens, como:

- melhor conformação às formas da natureza em regiões de relevo suave;
- melhor impressão visual e estética;
- maior estabilidade geotécnica, na maioria dos casos;
- menores custos de manutenção, com a possibilidade de plantar grama em sua área e eventualmente mecanizar a conservação;
- nos aterros o emprego de taludes suaves oferece melhores condições de retorno à pista de veículos desgovernados, reduzindo a probabilidade de tombamento.

Há que se considerar também que a inclinação dos taludes influencia os custos de implantação em consequência do aumento dos volumes de terraplenagem, corte e aterro e dos materiais a serem transportados, causando também maior impacto sobre o meio ambiente por meio do aumento da área de impacto resultante da implantação da rodovia. Por outro lado,



quando há necessidade de empréstimo de material para execução de aterros em trechos localizados, o abatimento de taludes pode contribuir para solução do problema.

É desejável que as declividades dos taludes adaptem-se à declividade transversal do terreno. No caso de terrenos mais íngremes declividades extremamente suaves assumem aparência artificial, além de elevar os custos de implantação.

Por motivos estéticos e de segurança, os ângulos diedros de crista e pé do talude formados na concordância com o terreno natural e com a plataforma da rodovia são arredondados. O valor do arredondamento é função do tipo de solo, declividade e altura do talude e declividade do terreno. As curvas verticais de arredondamento dos ângulos diedros terão comprimento variando entre 1,5 e 4,0 m, sendo os valores mais elevados aplicáveis a terrenos mais íngremes e, os mais baixos, à sarjeta e à borda externa do acostamento.

14.8 Dispositivos de Proteção ao Tráfego de Veículos

Os dispositivos de proteção ao tráfego de veículos são empregados para evitar que veículos desgovernados:

- atinjam objetos localizados nas proximidades da rodovia, tais como postes de iluminação ou sinalização, pilares de obras de arte especiais, árvores etc.;
- cruzem o canteiro central e se choquem com outros veículos do fluxo de tráfego oposto;
- deixem a pista e desçam ou tombem por taludes de aterros íngremes, com declividades maiores que 1:4, com possibilidade de quedas de alturas consideráveis; colisão com muros de arrimo, protuberâncias rochosas ou dispositivos de drenagem de grande porte; quedas em precipícios ou em rios etc.

Do ponto de vista conceitual, tais dispositivos, por também representarem fontes potenciais de colisões, devem ser cuidadosamente empregados apenas nos casos em que o impacto dos veículos contra eles tenha conseqüências iguais ou menos graves que o eventual acidente que sua ausência ocasionaria.

Especialistas de vários países continuam desenvolvendo pesquisas e ensaios visando melhorar o desempenho e a relação custo/eficiência dos dispositivos de segurança. Assim, é importante que os profissionais que atuam na área rodoviária mantenham-se atualizados sobre novos conceitos e critérios de implantação de dispositivos de segurança.

Os dispositivos de proteção ao tráfego incluem tanto barreiras longitudinais como atenuadores de impacto de veículos. A função básica das barreiras longitudinais é redirecionar veículos desgovernados e a dos atenuadores de impacto é desacelerar os veículos desgovernados até a sua parada.

As barreiras longitudinais podem ser dispostas ao longo da rodovia tanto pelo lado externo da pista como junto aos canteiros centrais. As barreiras longitudinais são classificadas em três categorias: flexível, semi-rígida e rígida; o parâmetro básico para esta classificação é o grau de deflexão decorrente do impacto.



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	170 de 185

As barreiras flexíveis suportam deflexões dinâmicas de grau considerável e, geralmente, impõem menor resistência do que os sistemas semi-rígido e rígido. Por este motivo, são usadas primordialmente com o objetivo de conter o veículo desgovernado, e não tanto para redirecioná-lo de volta à pista de rolamento. Os dispositivos flexíveis necessitam de maiores afastamentos em relação aos obstáculos fixos existentes nas proximidades da rodovia, em função de sua maior deflexão no caso de impacto.

As barreiras do tipo semi-rígido apresentam deflexão devido ao impacto obtida por meio de combinação entre a flexão e a força tensora oferecida pelos dispositivos de fixação ou postes. Os dispositivos de fixação próximos são dimensionados para quebrar ou então se deformar quando da ocorrência do impacto, mobilizando também os apoios adjacentes. A resistência oferecida é suficiente para controlar a deflexão do dispositivo dentro de limites aceitáveis, permitindo o redirecionamento do veículo desgovernado ao fluxo de tráfego.

Para os sistemas rígidos, a deflexão prevista com a ocorrência de impactos é de pequena magnitude. A energia proveniente do choque da colisão é dissipada por meio do movimento ascendente e descendente de veículo desgovernado e também pela sua própria deformação. Quanto maior o ângulo de impacto, maior a força de desaceleração em função da pequena deflexão ocasionada pelo choque. Por isso, recomenda-se a utilização de sistemas rígidos em situações em os ângulos de choque sejam baixos, como em canteiros centrais de largura reduzida ou nas bordas dos acostamentos de trechos em tangente.

As barreiras dos tipos flexível e semi-rígido abrangem vários tipos de defensas metálicas, que normalmente apresentam maior necessidade de manutenção em função das características de seus materiais e pela magnitude da deflexão que podem sofrer sob impacto dos veículos.

Os dispositivos de proteção do tipo rígido abrangem as barreiras rígidas de concreto de cimento Portland com diferentes perfis de configuração geométrica em sua seção transversal; apresentam baixa necessidade de manutenção em função de suas características e, por praticamente não sofrerem danos sob impacto dos veículos, são normalmente empregados em vias com elevados volumes de tráfego.

Assim, os principais fatores a considerar na seleção de barreiras longitudinais de proteção incluem:

- desempenho da barreira quanto às funções esperadas;
- comportamento da barreira em termos de deflexão lateral;
- espaço disponível para acomodar a deflexão da barreira.

Outro aspecto a considerar refere-se aos custos adicionais de implantação e de manutenção da barreira, já que, para o cumprimento eficiente de suas funções, estes dispositivos devem manter suas características originais.

Ao se estudar as condições para implantação de barreiras de proteção, é importante considerar que a solução ideal é a eliminação da causa responsável pela necessidade de sua implantação. Na maioria das vezes, esta eliminação implica na suavização de taludes de aterro, afastamento ou eliminação de obstáculos fixos ou alargamento do canteiro central,

sendo necessário investigar a melhor solução para cada caso específico.

É importante também considerar que as características da seção transversal da via podem afetar significativamente o desempenho da barreira de proteção. Elementos como meios-fios, valetas de drenagem, acostamentos fortemente inclinados e degraus nos canteiros centrais podem ocasionar situações em que o veículo desgovernado passe por sobre a barreira ou, ao contrário, colida com a parte inferior da defesa metálica, ou ainda colida com a barreira e, na seqüência, sofra um capotamento. O melhor desempenho para um sistema de proteção longitudinal é proporcionado por uma superfície relativamente em nível na área frontal à barreira e, no caso de dispositivos flexíveis ou semi-rígidos, também abaixo e atrás da barreira. Em locais onde o sistema de drenagem requer meios-fios e valetas, estes devem estar alinhados com a face da barreira ou ligeiramente atrás.

Na elaboração do projeto geométrico da via, deve-se considerar ainda que o emprego de barreiras longitudinais de proteção pode, eventualmente, promover a redução da distância de visibilidade disponível. Nestes casos, deve-se tomar medidas que assegurem as distâncias mínimas de visibilidade nas curvas horizontais, de modo a garantir que os dispositivos de proteção não constituam obstáculo visual aos motoristas.

A necessidade de defensas ou barreiras em cristas de aterros pode ser definida em função do gráfico apresentado na Figura 14.5, levando-se em conta a altura e a declividade do talude.

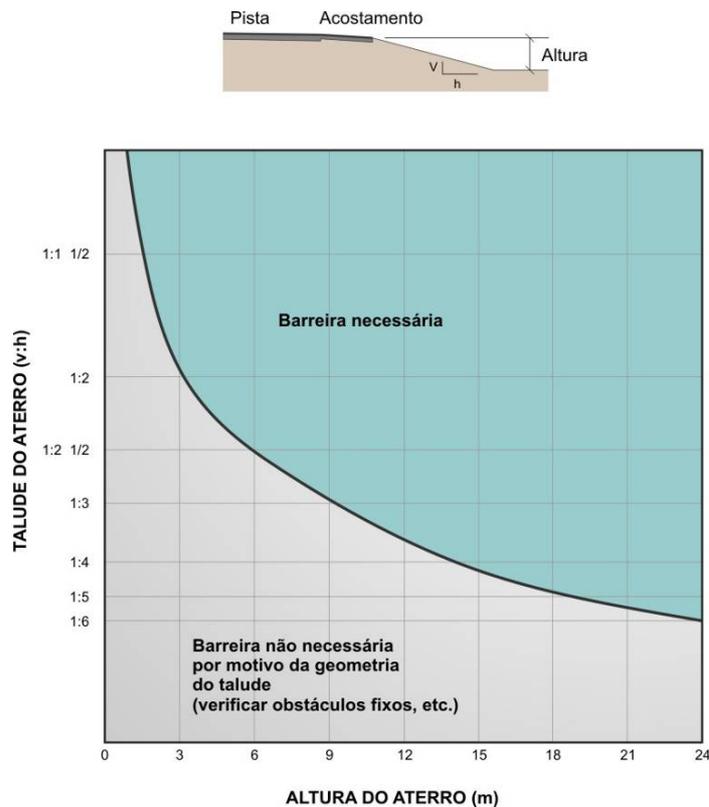


Figura 14.5 – Necessidade de defesa ou barreira rígida em aterros

No caso dos canteiros centrais, a necessidade de barreiras ou defensas é função da largura do canteiro e dos volumes de tráfego que utilizam a rodovia. Quando os volumes de tráfego são baixos, a probabilidade de um veículo cruzar o canteiro e colidir com os veículos que

trafegam na direção oposta é relativamente baixa. Da mesma forma, para canteiros centrais com larguras relativamente elevadas, a probabilidade de um veículo cruzá-los e atingir veículos da direção oposta é também muito baixa.

Assim, as barreiras de canteiro central são usualmente recomendadas apenas em casos em que as distâncias de separação entre as pistas de fluxos opostos sejam reduzidas ou nos casos em que os volumes de tráfego são bastante elevados. Assim, os critérios estabelecidos em normas para análise da necessidade de implantação de barreiras em canteiros centrais consideram usualmente combinações entre o volume médio diário de tráfego (VDM) e a largura do canteiro central.

O Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais do DNER⁽¹⁾ estabelece critérios para implantação de dispositivos de segurança através de um ábaco no qual pode-se visualizar três tipos de áreas caracterizadas por diferentes cores indicando: a necessidade de implantação de barreiras no canteiro central, a não necessidade de implantação e a condição de implantação opcional. A Figura 14.6 é uma reprodução do ábaco.

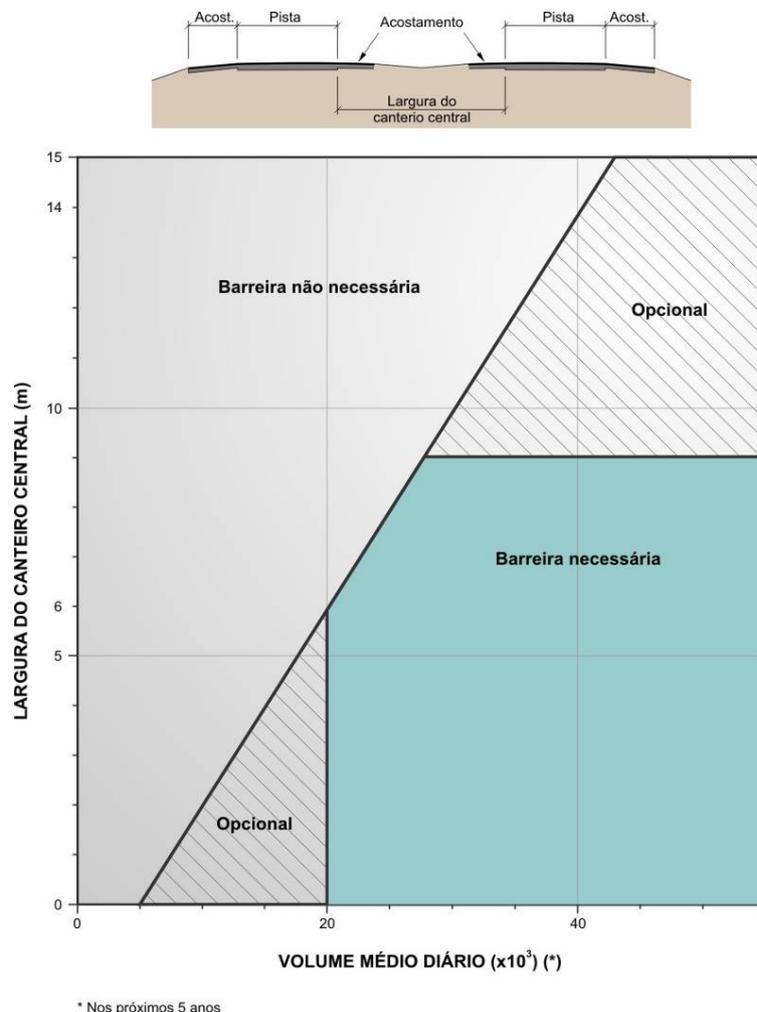


Figura 14.6 – Necessidade de defesa ou barreira rígida em canteiros centrais de acordo com o DNER (atual DNIT)

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais⁽¹⁾



Outro ábaco que trata da necessidade de implantação de barreiras em canteiros centrais é definido pela NBR 6971⁽¹⁷⁾, ábaco este reproduzido na Figura 14.7. O critério de combinações de larguras de canteiro central com valores de VDM adotado nessa norma é similar ao do ábaco do DNER já apresentado.

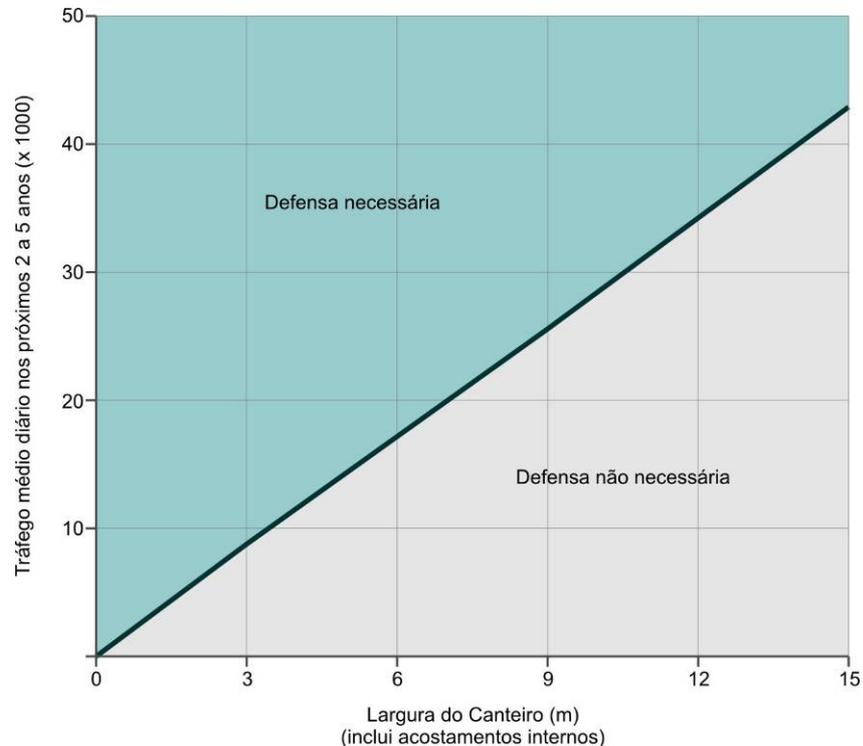


Figura 14.7 – Necessidade de defesa ou barreira rígida em canteiros centrais de acordo com a NBR 6971⁽¹⁷⁾

Finalmente, cabe destacar ainda outro ábaco similar, o qual integra a publicação que pode ser considerada como a referência internacional mais destacada para o assunto em questão. Trata-se do *Roadside Design Guide*⁽¹⁸⁾ da AASHTO. O capítulo 6 dessa publicação trata exclusivamente de barreiras em canteiros centrais de rodovias de pista dupla, sendo que os conceitos que embasam suas recomendações são similares aos das normas brasileiras.

Este ábaco, reproduzido na Figura 14.8, indica que, para canteiros com largura inferior a 10 m, deve-se obrigatoriamente instalar barreira. Para larguras de canteiros superiores a 15 m, fica dispensada a instalação e, para larguras entre 10m e 15m, a instalação é opcional.

De acordo com este manual, convém considerar a instalação da barreira apenas para VDM elevados e nos casos em que haja histórico de acidentes com cruzamento total do canteiro. Nos casos em que a necessidade de instalação é opcional, o projetista deve, evidentemente, analisar cuidadosamente as condições de geometria mais críticas, como por exemplo, curvas horizontais de raio reduzido associadas com declividades longitudinais descendentes acentuadas, constituindo ponto crítico para motoristas que não obedecem à sinalização existente e excedem a velocidade-limite regulamentada no local

O DER/SP considera que, para o caso de implantação de rodovias, deve-se observar as disposições do *Roadside Design Guide*⁽¹⁸⁾, e em particular as orientações decorrentes do ábaco a seguir apresentado. Em complementação às indicações que resultam da aplicação do

ábaco da Figura 14.8, esta publicação destaca ainda os seguintes fatores que são frequentemente considerados para reforçar a decisão quanto à necessidade de implantação da barreira:

- alta porcentagem ou elevado volume diário médio de veículos comerciais;
- situações adversas de geometria proporcionadas especialmente pelos trechos em curva horizontal;
- gravidade das conseqüências causadas pela penetração de veículos descontrolados nas faixas de tráfego do fluxo de sentido oposto.

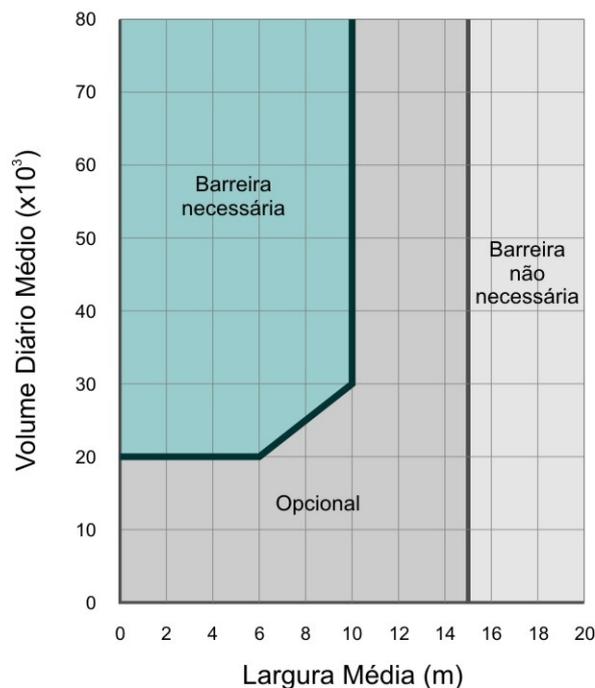
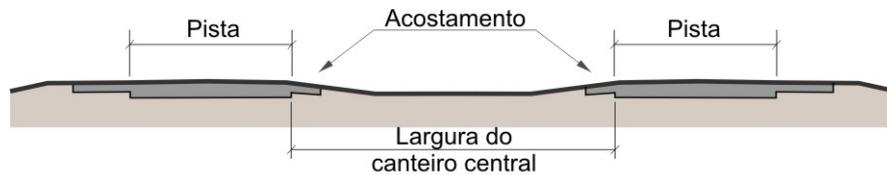


Figura 14.8 – Necessidade de defesa ou barreira rígida em canteiros centrais de acordo com a AASHTO⁽¹⁸⁾

Depois de iniciada a operação da rodovia, é recomendável o monitoramento da incidência de acidentes em um mesmo trecho da via, uma vez que certas premissas consideradas em projeto podem se alterar no decorrer da vida útil desta. Assim, a título de exemplo, podem ser citadas como premissas sujeitas a variações ao longo de períodos maiores de tempo:

- as condições de ocupação no entorno de certos trechos da via, as quais podem passar a criar conflitos entre os veículos do fluxo de tráfego local e os do fluxo de tráfego de passagem; estas condições podem ainda gerar necessidade de travessia de pedestres na via, onde originalmente a necessidade não existia;



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	175 de 185

- a capacidade de aceleração e desaceleração dos veículos, caracterizando a notória evolução do desempenho dos veículos no decorrer de um período mais longo de tempo, implicando em velocidades reais praticadas pelos motoristas diferentes daquelas previstas originalmente, independentemente da velocidade regulamentada em certos trechos da via;
- o próprio comportamento dos motoristas, associado, dentre outros fatores, a aspectos sociais, culturais e educacionais, que comprovadamente têm se alterado ao longo das últimas décadas não só no Brasil mas em vários países;
- condições climáticas, que lentamente podem se alterar ao longo de décadas, afetando as condições originalmente previstas para a drenagem da superfície da pista assim como as condições de visibilidade.

Por fim, é importante salientar que as barreiras rígidas e as defensas metálicas devem ser introduzidas de maneira gradual com transição adequada. A elevação da crista destes dispositivos de segurança deve ser desenvolvida ao longo de extensão adequada, de modo a não se constituir em obstáculo frontal ao fluxo de veículos em circulação.

15 CONCEITOS SOBRE CONSISTÊNCIA DE TRAÇADO

Atualmente, em países como a Alemanha, a análise da consistência de traçado é uma atividade integrante do escopo de desenvolvimento do projeto geométrico de implantação, restauração e adequação de rodovias. Devido a sua importante relação com a segurança, o DER/SP considera importante toda iniciativa que permita a análise da consistência do traçado tanto em projetos de rodovias novas como em projetos de recuperação de rodovias existentes, mesmo que, como se verá mais adiante, existam dificuldades para a aplicação no Brasil de critérios e procedimentos de projeto que já vem sendo utilizados normalmente em outros países.

Neste sentido, é oportuna uma breve explanação acerca de certos conceitos básicos envolvidos neste tema. Um traçado consistente é aquele que não exige dos motoristas variações bruscas de trajetória ou de velocidade, ou seja, aquele que é coerente com as expectativas dos condutores e não lhes causa surpresas. Em geral, os altos índices de acidentes estão associados a pontos ou trechos inconsistentes do traçado.

Diversos parâmetros e controles de projeto estavam relacionados direta e exclusivamente com a velocidade de projeto. Mais recentemente, os estudos têm indicado a velocidade operacional como mais adequada à fixação de alguns desses parâmetros, na medida em que, sendo a velocidade uma variável que depende, além de outros fatores, também do comportamento dos motoristas, nem sempre a velocidade de projeto reflete adequadamente o que se verifica na prática. Isto decorre do fato da velocidade de projeto, em sua conceituação clássica, estar mais associada a premissas hipotéticas adotadas para a condução dos veículos, considerando-se ainda coerência do valor assumido com o relevo, o uso do solo e a classe da rodovia, do que às velocidades efetivamente praticadas pelos condutores. É por este motivo que velocidades operacionais verificadas em certos trechos de rodovias muitas vezes superam a velocidade de projeto, o que justifica plenamente o interesse em estudar esta variável de forma mais aprofundada.



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	176 de 185

No caso de rodovias de padrão mais elevado, em geral, a principal condicionante da velocidade praticada é a velocidade legal regulamentada, uma vez que, em sendo a geometria mais generosa, a influência do traçado sobre as velocidades praticadas é menos acentuada. Assim, nesse caso considera-se que a obediência aos critérios de projeto, ainda que baseados na velocidade de projeto, já tende a assegurar a consistência do traçado. Torna-se, portanto, desnecessária uma avaliação mais aprofundada deste aspecto em tal condição.

Esta situação é bem diferente no caso de rodovias de pista simples, de características geométricas inferiores, onde, embora a velocidade regulamentada também exerça certa influência, as velocidades operacionais dependem consideravelmente das condições de geometria com as quais os motoristas se deparam. Tais condições frequentemente restringem a gama de valores de velocidades possíveis de serem praticadas com segurança. Ocorre até mais do que isso: restrições de geometria tendem a se constituir em locais que conflitam com as expectativas dos motoristas, obrigando-os, em certas situações, a reduzir brusca, e às vezes inesperadamente, a velocidade considerada segura e mais elevada com que conduzem seus veículos em trechos subseqüentes. Esta elevada variação de velocidade indica inconsistência de traçado.

Além de não ocasionar tal tipo de variação, um traçado consistente deve apresentar uma velocidade operacional, associada a condições seguras, próxima da velocidade de projeto, de forma a assegurar que os elementos dimensionados a partir deste segundo parâmetro sejam realmente adequados para as condições operacionais vigentes.

Conforme previamente definido ao se tratar de velocidades no presente documento, a medida mais utilizada internacionalmente para a velocidade operacional corresponde ao 85º percentil de uma curva de distribuição das velocidades praticadas em condições de fluxo livre, associadas a uma localização específica ou a uma característica geométrica. Os estudos demonstram que, para as condições existentes de uma rodovia, o grau de envolvimento em acidentes cresce consideravelmente para motoristas que conduzem acima desta velocidade. Assim, ao se adotar o percentual mencionado como aquele ao qual corresponde a velocidade operacional, considera-se implicitamente que a maioria dos condutores, cerca de 85%, dirige a velocidades que podem ser consideradas seguras.

Dentro da conceituação apresentada, torna-se evidente que a análise de consistência requer o conhecimento da velocidade de projeto e, mais do que isso, da estimativa da velocidade operacional, assumida como sendo a V_{85} , prevista de ocorrer para cada situação distinta de geometria. Esta pode ser obtida através de medições em campo, para distintas condições de geometria em termos de alinhamento horizontal, alinhamento vertical e de seção transversal. Este processo demanda, evidentemente, trabalhos de campo e recursos materiais expressivos, pois seria necessário realizar medições nos diversos segmentos com características distintas de geometria, em quantidade de observações que permitisse validar os resultados sob o ponto de vista estatístico. Além disso, existe ainda a óbvia restrição de que tal procedimento só poderia ser aplicado no caso de rodovias já existentes, e não na fase de projeto de uma nova rodovia.

Assim, para a aplicação dos conceitos atuais de análise da consistência do traçado, torna-se evidente a conveniência de se dispor de uma equação para previsão das velocidades operacionais. Esta expressão deve ser obtida, através de processo de regressão, a partir de uma abrangente campanha de medições de campo das velocidades reais praticadas pelos



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	177 de 185

motoristas em distintas condições de geometria. Em vários países já se conseguiu desenvolver um amplo programa de medições de velocidades, o que permitiu estabelecer expressões de previsão de velocidades operacionais, conforme exemplos ao se tratar deste tópico no início deste documento.

A aplicação direta de tais equações desenvolvidas em outros países ao Estado de São Paulo não seria, em princípio, recomendável. Isto decorre do fato de que a velocidade praticada pelos motoristas deve ser considerada como um parâmetro comportamental porque depende, além de uma série de outros fatores, também de aspectos culturais, educacionais e de comportamento, os quais são típicos de uma região ou país. O perfil dos condutores, mais agressivo ou mais conservador, e as características da frota são, então, alguns dos fatores que influenciam as velocidades por eles praticadas, as quais, naturalmente, podem variar de um país para outro e até mesmo de uma para outra região do mesmo país. Daí a necessidade de desenvolver equações mais específicas para cada país ou região, motivo pelo qual se recomenda a realização de uma campanha de medições de velocidades em rodovias existentes, de acordo com metodologia adequada à obtenção das expressões necessárias.

Neste momento, entretanto, tendo em vista que não se dispõe de uma equação de previsão de velocidades operacionais específica para o Estado de São Paulo, em projetos específicos a serem definidos pelo DER/SP, será considerada a conveniência de se aferir, em caráter experimental, expressões já estabelecidas em outros países. Para tanto, são recomendadas campanhas de medições de velocidades que poderiam ser efetuadas em trechos distintos da própria rodovia em estudo. Em projetos específicos, este procedimento se somará a outras iniciativas que o DER/SP pretende realizar visando a consolidação das bases para a efetivação de um amplo programa que permita o estabelecimento de uma expressão de previsão de velocidades operacionais válida para o Estado de São Paulo.

Aprofundando-se um pouco mais na experiência já alcançada em outros países, vale destacar que, na quase totalidade das expressões neles estabelecidas, o grau de curvatura das curvas horizontais é o fator de geometria que mais fortemente influencia a velocidade operacional. Por esta razão, via de regra, tais expressões fornecem a velocidade operacional em função do raio ou da taxa de mudança de curvatura; esta segunda alternativa é mais adequada por incluir a consideração de espirais de transição. Para segmentos em tangente, tem-se que a taxa de mudança de curvatura é nula.

A análise de tangentes em um estudo de consistência envolve também a avaliação quanto à condição de que seus comprimentos sejam efetivamente suficientes para que a velocidade desejada por até 85% dos motoristas nestes trechos seja atingida. Quando isso ocorre, tem-se uma tangente independente, conforme ilustra figura a seguir.

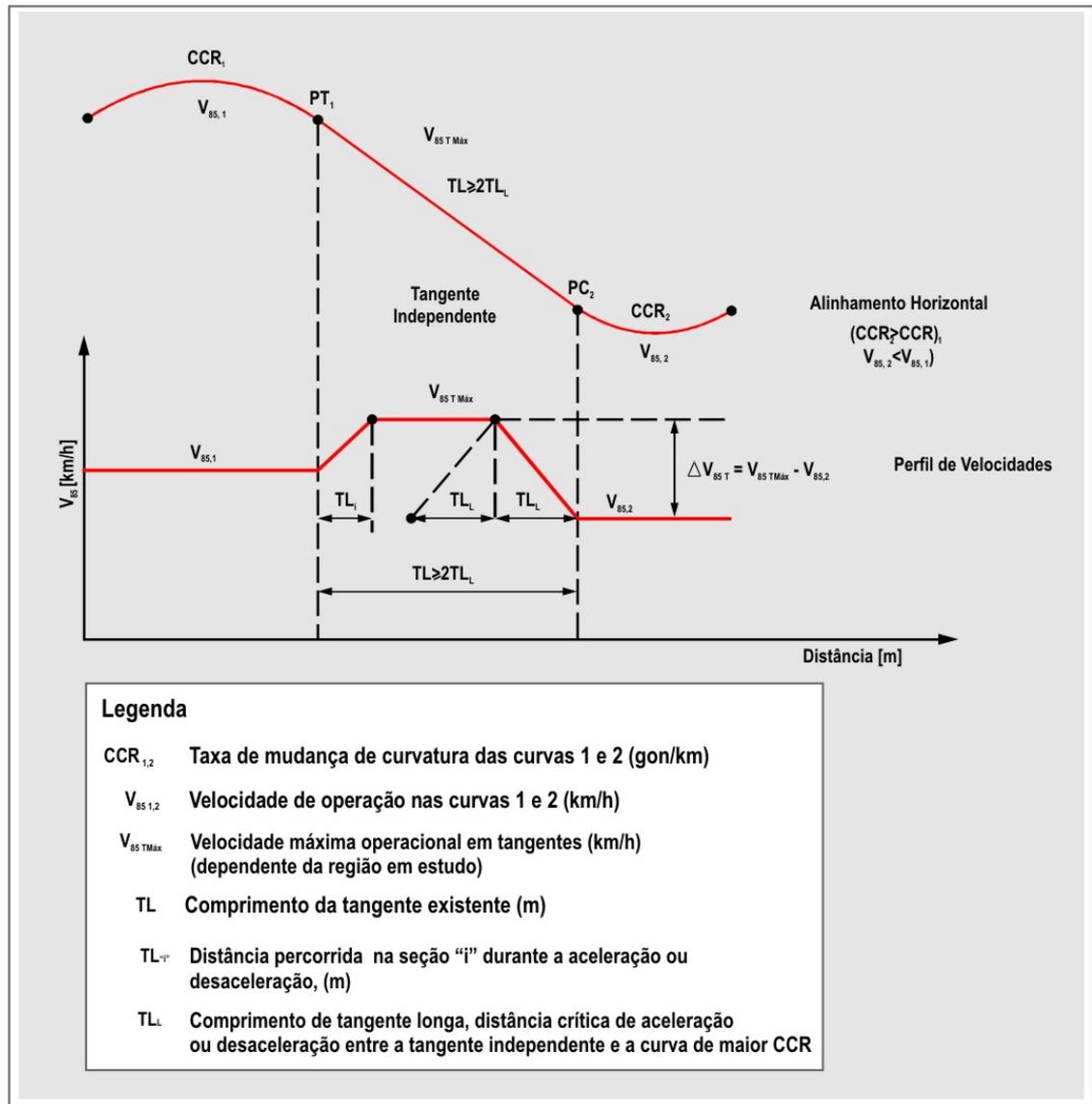


Figura 15.1 - Esquema Representativo do Alinhamento Horizontal e do Perfil de Velocidades para o Caso de Tangentes Independentes

Fonte: *Tangent as an independent design element* ⁽¹⁹⁾

Na prática, entretanto, ocorrem ainda duas outras situações. O comprimento de uma tangente pode ser tal que seja possível apenas reduzir a velocidade para percorrer a curva seguinte sob condições seguras, ou acelerar, considerando o sentido de tráfego inverso, conforme figura a seguir.

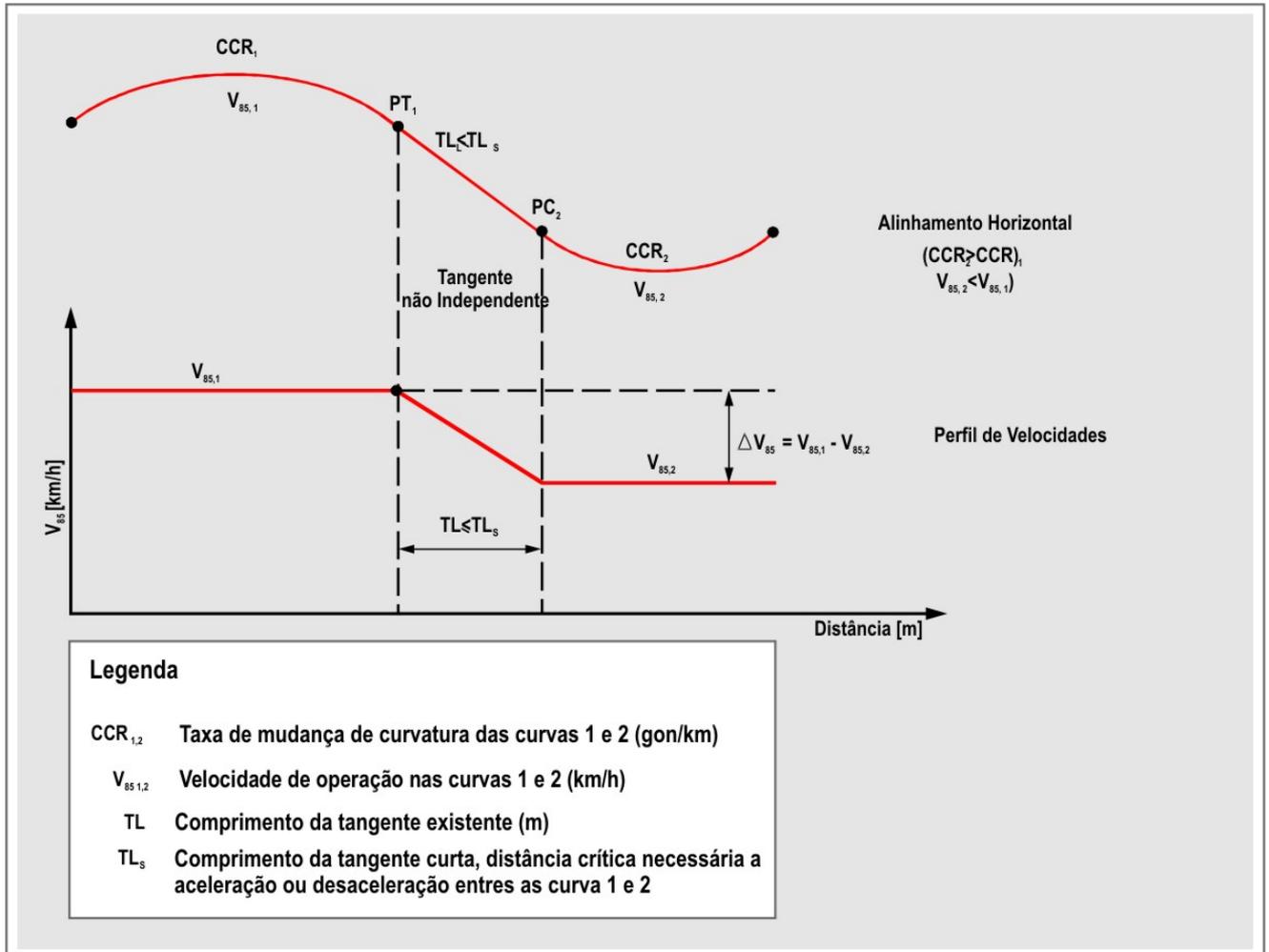


Figura 15.2 - Esquema Representativo do Alinhamento Horizontal e do Perfil de Velocidades para o Caso de Tangentes Não-Independentes, com Extensão Insuficiente para Aceleração

Fonte: *Tangent as an independent design element* ⁽¹⁹⁾

Outra possibilidade é que o comprimento da tangente permita alguma aceleração, mas não o suficiente para atingir a velocidade desejada para este trecho, antes de ser necessário reduzir a velocidade do veículo para percorrer adequadamente a curva seguinte. Esta terceira situação é ilustrada na figura apresenta a seguir.

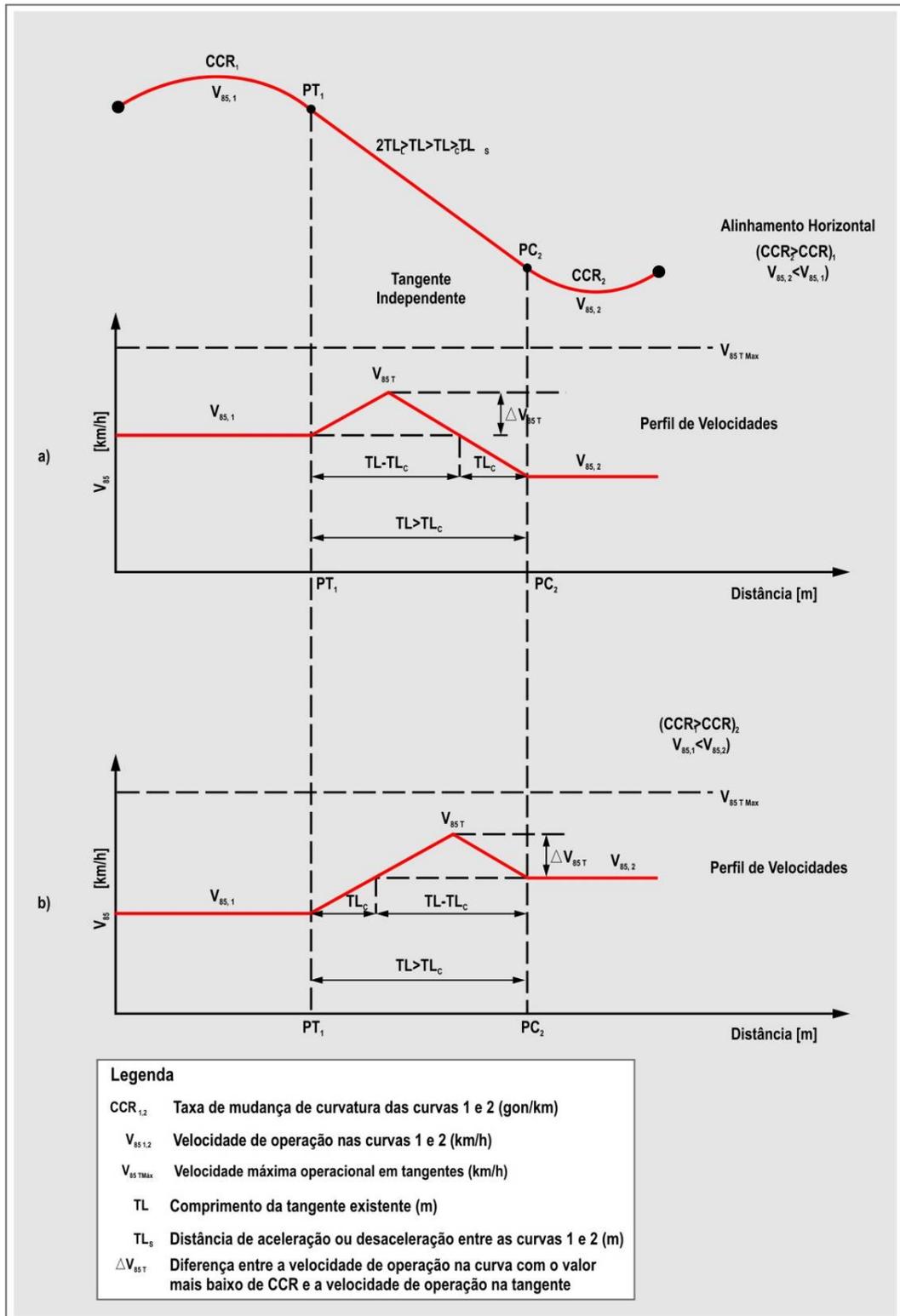


Figura 15.3 - Esquema Representativo do Alinhamento Horizontal e do Perfil de Velocidades para o Caso de Tangentes Não-Independentes com Extensão Suficiente para Aceleração

Fonte: *Tangent as an independent design element* ⁽¹⁹⁾



O cálculo da extensão correspondente a uma dada variação de velocidades é feito de maneira bastante simples, partindo da equação de Torricelli:

$$v_1^2 = v_2^2 + 2 \times a \times \Delta s$$

Onde:

v1: velocidade na seção 1 (m/s)

v2: velocidade na seção 2 (m/s)

a: taxa de aceleração entre as seções (m/s²)

Δs: extensão ao longo da qual ocorre a variação de velocidade (m)

Considerando que v1 corresponda à velocidade operacional prevista na curva 1 e v2 corresponda à velocidade operacional prevista na curva 2, pode-se calcular o comprimento de tangente (TL = Δs) necessário a esta variação de velocidade. Assim, a equação anterior pode ser reescrita:

$$TL = \frac{(v_1^2 - v_2^2)}{2 \times a} = \frac{v_1 + v_2}{2} \times \frac{v_1 - v_2}{a} = \frac{\bar{v}_{85} \times \Delta v_{85}}{a}$$

Onde:

TL: comprimento de tangente (m)

\bar{v}_{85} : média da velocidade operacional nas curvas (m/s)

Δv85: variação da velocidade operacional entre curvas (m/s)

a: taxa de aceleração entre curvas (m/s²)

O comprimento assim calculado é, portanto, aquele teoricamente necessário à alteração da velocidade entre curvas sucessivas. Caso o comprimento de tangente efetivamente existente seja inferior a este valor, tem-se o caso de uma tangente não-independente. Note-se que valores bastante inferiores aos obtidos podem implicar em condições operacionais inadequadas. Considerando o sentido de percurso para o qual é prevista uma redução na velocidade, esta situação implica em taxas de desaceleração muito elevadas ou impossibilidade de se atingir a velocidade adequada à curva subsequente.

Caso a extensão efetivamente existente seja superior a este valor, ainda é necessária uma verificação adicional, pois o comprimento de tangente pode ou não permitir que a velocidade desejada para este segmento seja atingida. O procedimento de cálculo do comprimento necessário a esta variação é inteiramente análogo, também baseado na equação de Torricelli. A fim de simplificar a análise, é usual considerar que extensões superiores ao dobro do mínimo calculado são suficientes para caracterizar a existência de uma tangente independente.

Uma vez concluídas as estimativas das velocidades operacionais previstas nos distintos segmentos seqüenciais em curva e em tangente, torna-se possível traçar o perfil das velocidades seguras (V₈₅) previstas ao longo de todo o traçado em estudo. As velocidades obtidas para os elementos seqüenciais de tal perfil, tangente-curva-tangente, devem então ser



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMISSÃO	ago/2006	FOLHA	182 de 185

comparadas à velocidade de projeto para se verificar se as diferenças entre elas situam-se dentro de intervalos aceitáveis, sendo este procedimento considerado um primeiro critério de avaliação de segurança. Além disso, como um segundo critério, deve-se verificar se ocorrem variações muito bruscas dos valores de velocidade operacional (V_{85}) entre segmentos seqüenciais, também se tomando como referência intervalos considerados aceitáveis.

Usualmente, a esses dois primeiros critérios de avaliação da segurança se agrega a consideração de um terceiro critério que permite a comparação do fator de atrito lateral assumido para o projeto de cada curva do alinhamento horizontal com o fator de atrito lateral real demandado. Este último fator é baseado na V_{85} prevista para a curva a partir da expressão de previsão típica do país ou região.

A aplicação conjunta dos três critérios a todos os elementos seqüenciais do alinhamento permite então efetuar a avaliação da consistência do traçado em todos os segmentos da rodovia. Caso sejam verificadas condições inadequadas de segurança, torna-se recomendável rever o traçado em estudo e, no caso de rodovias existentes, propor, em função da natureza do estudo ou tipo de avaliação que se esteja efetuando, a alteração da geometria do trecho inconsistente.

Os conceitos necessários à análise de consistência do traçado são apresentados de maneira bem mais detalhada em outras publicações, a maioria delas internacionais, dentre as quais destaca-se o *Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook*⁽¹⁰⁾. Recomenda-se que sejam observadas as conceituações e orientações contidas nos Capítulos 8 a 12 dessa publicação para realização, quando cabível, da análise da consistência do traçado.

16 TEMAS RELEVANTES E TENDÊNCIAS ATUAIS E FUTURAS DE PESQUISA NA ÁREA DE PROJETO GEOMÉTRICO

Existem, atualmente, diversos temas relevantes cuja discussão deve levar a novas tendências e, possivelmente, a alterações nos procedimentos para a elaboração de projetos rodoviários. Dentro deste contexto, merecem destaque as diversas questões apresentadas a seguir.

- Classificação funcional: surgem problemas quando a função da via se altera ao longo do tempo ou quando o comportamento do motorista não é ou deixa de ser consistente com esta função. Estes problemas têm conduzido a um interesse cada vez maior acerca da relação entre a velocidade de projeto e a velocidade de operação.
- Distâncias de visibilidade: atualmente, destaca-se a reavaliação de critérios, modelos e parâmetros adotados nos manuais e instruções de projeto de vários países.
- Elementos de alinhamentos horizontal e vertical: os pesquisadores estão estudando modelos baseados mais no comportamento do motorista do que nas leis da física. Além disso, tem se avaliado o efeito das características dos alinhamentos na operação e segurança do tráfego.
- Elementos da seção transversal: grande parte das pesquisas analisa a relação entre os elementos da seção transversal e as condições de operação e segurança.
- Interseções: algumas pesquisas têm estudado configurações inovadoras para



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	183 de 185

interseções destinadas a altos volumes de tráfego. Outra linha de pesquisa tem analisado as inter-relações entre projeto geométrico, capacidade e segurança. Em particular, um dos tipos mais pesquisados em diversos países tem sido a rotatória, envolvendo aspectos operacionais e de segurança.

- Vias expressas: as pesquisas têm dado ênfase a faixas de aceleração, faixas seletivas para veículos com alta ocupação de passageiros, originalmente designadas *high-occupancy-vehicle* - HOV, rampas de entrada e saída, e detecção de locais com incidentes. Em corredores congestionados, começa-se a considerar a conveniência de segregação de faixas para utilização exclusiva de caminhões e de pistas pedagiadas exclusivas para automóveis.
- Consistência do traçado: crescem os estudos sobre modelos de previsão de velocidades operacionais em função de mudanças ao longo dos alinhamentos de rodovias de duas faixas de tráfego. A verificação da consistência do traçado de rodovias novas ou existentes, com incorporação dos modelos, tem sido adotada no processo de desenvolvimento do projeto.
- Motoristas idosos: os critérios e parâmetros de projeto devem ser revistos de forma a considerar a tendência do expressivo aumento da população de motoristas idosos que utilizam o sistema de vias rurais e urbanas.
- Pedestres, bicicletas e motos: constata-se a crescente necessidade de estabelecimento de critérios e parâmetros de projeto para partes do sistema viário destinadas a pedestres, ciclistas e motociclistas.
- Praças de pedágio: adquire importância a reavaliação de critérios e práticas de projeto em função de tecnologias modernas de cobrança de pedágio, e também pelo crescente número de praças implantadas, inclusive no meio urbano.
- Técnicas de visualização: o uso de maquetes eletrônicas, permitindo a visualização prévia dos empreendimentos, tende a constituir importante ferramenta em projetos mais complexos, especialmente nos casos em que haja necessidade de apresentação e aceitação por parte de autoridades e da comunidade.
- *Traffic calming*: envolve essencialmente medidas para minimizar os impactos negativos da presença do tráfego sobre o entorno das vias. Os profissionais da área de transportes precisam planejar, projetar e operar sistemas que contribuam para atender à crescente demanda das comunidades pela sustentabilidade e qualidade de vida nos centros urbanos.
- Auditoria de segurança em vias rurais e urbanas: as auditorias de segurança são procedimentos formais de avaliação do potencial de acidentes e do desempenho de vias novas ou existentes. O objetivo da auditoria é assegurar que todas as novas vias operem de forma tão segura quanto possível, tanto para veículos como para pedestres, e para tanto a segurança deve ser considerada ao longo do desenvolvimento do projeto.
- Projeto flexível, do original em inglês *context-sensitive design*: o projeto flexível representa um comprometimento com segurança e mobilidade e, ao mesmo tempo, um



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	184 de 185

comprometimento para preservar e proteger valores ambientais e culturais afetados pela implantação do sistema de transporte.

- Tecnologias ITS: várias tecnologias de *Intelligent Transportation Systems* – ITS, como o uso de painéis de mensagens variáveis e a cobrança automática em praças de pedágio, têm o potencial de afetar de forma significativa o projeto geométrico de vias rurais e urbanas.

17 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 DNER. **Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, Divisão de Capacitação Tecnológica. Rio de Janeiro, 1999, 195 p.
- 2 DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de Projeto de Interseções**. Rio de Janeiro, 2005. 514 p.
- 3 DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. **Manual de projeto – Anel Rodoviário de São Paulo**, partes I a VI. São Paulo, 1972.
- 4 AASHTO. **A Policy on Geometric Design of Highways and Streets**. Washington DC, American Association of Highway and Transportation Officials, 2004. 896 p.
- 5 DNER. **Normas para a Classificação Funcional de Vias Urbanas – Programa Especial de Vias Expressas**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Diretoria de Planejamento. Rio de Janeiro, 1974, 54 p.
- 6 AASHTO. **A Policy on Geometric Design of Highways and Streets**. Washington DC, American Association of Highway and Transportation Officials, 1994.
- 7 AASHTO. **A Policy on Geometric Design of Highways and Streets**. Washington DC, American Association of Highway and Transportation Officials, 2001.
- 8 ITE. **Speed Zone Guidelines: A Proposed Recommended Practice**. Washington DC, Institute of Transportation Engineers, 1993. 5 p.
- 9 FHWA. **Speed Prediction for Two-Lane Rural Highways**. MacLean, Virginia, Federal Highway Administration, 2000. 217p.
- 10 LAMM,R; PSARIANOS,B.; MAILAENDER,T. **Highway Design and Traffic Safety Engineering Handbook**. New York, MacGraw-Hill, 1999. ISBN 0-07-038295-6.
- 11 LAMM, R; CHOUERI, EM. **Recommendations for evaluating horizontal design consistency based on investigations in the state of New York. Transportation Research Record 1122**. Washington DC, p.68-78, 1987.
- 12 BRASIL. Lei nº 9.503, de 23 de setembro de 1997. Institui o Código de Trânsito Brasileiro. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**. Brasília, DF, 24 set 1997. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/Leis/L9503.htm>. Acesso em 31 ago.2006.



CÓDIGO	NT-DE-F00/001	REV.	A
EMIÇÃO	ago/2006	FOLHA	185 de 185

- 13 CONTRAN - Conselho Nacional de Trânsito. Resolução n.º 012/98, de 06.fev.1998. Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**. Brasília, 1998.
- 14 CONTRAN - Conselho Nacional de Trânsito. Resolução n.º 184/05, de 21.out.2005. Altera as Resoluções 12/98 e 68/98 do CONTRAN e revoga a Resolução 76/98 do CONTRAN. **Diário Oficial [da] República Federativa do Brasil**. Brasília, 2005.
- 15 FHWA. *Manual on Uniform Traffic Control Devices for Streets and Highways*. Federal Highway Administration, Washington DC, 2003. Disponível em <<http://mutcd.fhwa.dot.gov>>. Acesso em 06.out.2006.
- 16 DNER. **Manual de Sinalização Rodoviária**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, Divisão de Capacitação Tecnológica. Rio de Janeiro, 2a. edição, 1999. 175 p.
- 17 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6971**. Defensas metálicas – Projeto e implantação. Rio de Janeiro, 1999.
- 18 AASHTO. *Roadside Design Guide*. Washington DC, American Association of Highway and Transportation Officials, 2002.
- 19 LAMM, R; CHOUERI, EM; HAYWARD, JC; PALURI. *Tangent as an independent design element*. **Transportation Research Record 1195**. Washington DC, p.123-131, 1988.
- 20 KABBACH, F.I. Notas de Aula da disciplina de pós graduação PTR 5725 – Tópicos Avançados de Projeto Geométrico de Vias Rurais e Urbanas. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.
- 21 FAMBRO, D.B. et al. *Geometric Design: Past, Present and Future*. *Transportation in the New Milleniu*. Committee on Geometric Design, Transportation Research Board, 1999.