

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – GRUPO UNIS

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

JAQUELINE ISRAEL CUSTODIO

**ANÁLISE E READEQUAÇÃO DO PROJETO GEOMÉTRICO DA INTERSEÇÃO
DE ACESSO A TRÊS PONTAS - MG, SITUADA NA MG-167**

Varginha

2017

JAQUELINE ISRAEL CUSTODIO

**ANÁLISE E READEQUAÇÃO DO PROJETO GEOMÉTRICO DA INTERSEÇÃO
DE ACESSO A TRÊS PONTAS- MG, SITUADA NA MG-167**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas – Grupo Unis
como pré-requisito para a obtenção do grau de bacharel,
sob orientação da Prof. Me. Luana Bernardete Dariva.

Varginha

2017

JAQUELINE ISRAEL CUSTODIO

**ANÁLISE E READEQUAÇÃO DO PROJETO GEOMÉTRICO DA INTERSEÇÃO
DE ACESSO A TRÊS PONTAS- MG, SITUADA NA MG-167**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do
Centro Universitário do Sul de Minas – Grupo Unis
como pré-requisito para a obtenção do grau de bacharel,
pela Banca Examinadora composta pelos membros:

Aprovado em / /

Prof. Me. Luana Bernardete Dariva

Prof.

Prof.

OBS.:

Dedico este trabalho primeiramente à Deus, também a meus pais que me proporcionaram todo o apoio nessa jornada acadêmica.

AGRADECIMENTOS

Agradeço este trabalho a Deus por me capacitar; a meus pais Maria Cristina e José pelo apoio e confiança; aos meus irmãos Jaine e Junior pela compreensão; ao Lucas Felix por todos os momentos de companheirismo; aos meus queridos colegas de classe e a meus professores pelo conhecimento que transmitiram; em especial ao professor Armando Belato Pereira que fez contribuições importantes neste trabalho e a minha orientadora Luana Bernardete Dariva que me instruiu com sabedoria e prontidão; a todos que mesmo não citados aqui colaboraram com minha formação acadêmica e pessoal, considerando que não seria possível desempenhá-la sozinha.

Clama a mim, e te responderei, e te anunciarei coisas grandes e inacessíveis, que não conheces.

Jeremias 33:3

RESUMO

Este estudo teve por finalidade a análise e readequação do projeto geométrico da interseção de acesso à cidade de Três Pontas- MG, devido principalmente aos acontecimentos de acidentes na mesma. Para isso foram feitas comparações entre a situação atual do local com as regras apresentadas pelos órgãos brasileiros competentes na área de estudos tráfego e de rodovias. Foram desenvolvidas contagens volumétricas de veículos e o levantamento topográfico da interseção para que os dados do local fossem obtidos. A partir deles foram determinados parâmetros como o nível de serviço e capacidade da rótula, as declividades das pistas e o veículo de projeto. E assim, foram verificadas as falhas que a interseção apresentava, assim como as soluções para que esta possa atender a solicitação do tráfego que a utiliza. As melhorias puderam ser feitas por meio de um novo projeto geométrico da rótula que contempla as modificações necessárias.

Palavras-chave: Interseção; Tráfego; Rótula.

ABSTRACT

This study had as objective the analysis and realignment of the intersection's geometric project which gives access to Três Pontas - MG, because of mainly the events of accidents on it. For this purpose were done comparisons between the place's actual situation with the rules presented for the traffic Brazilian agency's that are qualified in the area of traffic studies and highways. It was developed volumetric count of the vehicles and the topographical survey of the intersection, so that the information about the studied were obtained. From them, were decided the parameters as level of service and the intersection capacity, the slopes of the tracks and the project vehicle. And so, were verified the failures that the intersection presented, as the solutions for that it can assist the traffic requests that use it. The advances could be done through a new geometric project of the roundabout that considers the necessary modifications.

Keywords: *Intersection; Traffic; Roundabout*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Interseção mínima	38
Figura 2– Interseção tipo gota	39
Figura 3 – Interseção canalizada	39
Figura 4 – Rótula urbana	40
Figura 5 – Interseção deslocada.....	40
Figura 6 – Rótula tipo D	41
Figura 7 - Interconexão.....	42
Figura 8 - Escolha do tipo de interseção	43
Figura 9 - Escolha do tipo de interseção	44
Figura 10 – Gráfico indicativo do tipo de interseção	46
Figura 11 – Tipos básicos de movimento	47
Figura 12 – Tipos conflitos nas interseções	48
Figura 13 – Pontos de conflito na interseção de quatro ramos e na rótula com uma faixa de tráfego.....	49
Figura 14 – Pontos de conflito na interseção de quatro ramos e na rótula com uma faixa de tráfego.....	52
Figura 15 – Fluxos em uma rótula.....	54
Figura 16 – Fluxo de circulação	56
Figura 17 – Fluxo de saída	57
Figura 18 – Triângulo de visibilidade para tráfego em movimento	62
Figura 19 – Local de estudo	71
Figura 20 – Local de estudo 1	72
Figura 21 – Local de estudo 2	72
Figura 22 – Local de estudo 3	73
Figura 23 – Local de estudo 4	73
Figura 24 - Entradas de fluxo	76
Figura 25 – Fluxograma de movimentos.....	81
Figura 26 – Alinhamento vertical e declividades	82
Figura 27 – Raios das curvas da rótula.....	90
Figura 28 - Perfil longitudinal via rural.....	94
Figura 29 - Área de aterro.....	95
Figura 30 - Seções do aterro	95

Figura 31 - Seção transversal aterro	96
--	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Critério de classificação de rodovias.....	21
Tabela 2– Velocidades de projeto para rótulas convencionais.....	50
Tabela 3 – Critério de nível de serviço.....	54
Tabela 4 – Equações de capacidade para vias de entrada.....	55
Tabela 5 – Equivalência de carro de passageiro.....	55
Tabela 6 – Designação de pistas assumidas	58
Tabela 7 – Designação de volumes para duas pistas de entrada	58
Tabela 8 – Intervalos de tempo aceitos para giros à esquerda.....	63
Tabela 9 – Distâncias de visibilidade (b) em interseções controladas pela sinalização “Parada Obrigatória” – giro à esquerda a partir da rodovia secundária	64
Tabela 10 – Intervalos de tempo aceitos para giros à direita.....	65
Tabela 11 – Distâncias de visibilidade (b) em interseções controladas pela sinalização "Parada Obrigatória" – giro à direita ou travessia a partir da rodovia secundária	65
Tabela 12 – Coeficientes de atrito longitudinal.....	66
Tabela 13 – Distâncias de visibilidade de parada em (m)	67
Tabela 14 – Raios mínimos para curvas em interseções	68
Tabela 15 – Fluxo de tráfego por tipo de veículo.....	79
Tabela 16 – Simulação da hora de pico	82
Tabela 17 – Conversão de volumes em taxas.....	83
Tabela 18 – Equivalência em carros de passeio	84
Tabela 19 – Fluxo de circulação da rótula.....	84
Tabela 20 – Fluxo de entrada da rótula	84
Tabela 21 – Fluxo de saída da rótula.....	85
Tabela 22 – Capacidade de circulação das pistas após uma entrada.....	85
Tabela 23 – Fator de ajustamento de veículos pesados para as pistas de entrada.....	86
Tabela 24 – Conversão de taxas de fluxo em (veh/h).....	87
Tabela 25 – Relação entre taxa de fluxo e capacidade	87
Tabela 26 – Controle de atraso em cada pista	87
Tabela 27 – Distâncias de visibilidade para giros à direita	88
Tabela 28 – Distâncias de visibilidade de parada.....	89
Tabela 29 – Raio calculado	90
Tabela 30 - Resumo de incompatibilidades da interseção.....	91

Tabela 31 - Dados populacionais	92
Tabela 32 - Verificação das variáveis.....	92
Tabela 33 - População saturada	92
Tabela 34 - Capacidade futura.....	93
Tabela 35 - Relação fluxo e capacidade do ano de 2028.....	93
Tabela 36 - Controle de atraso.....	93
Tabela 37 - Volume de aterro	95
Tabela 38 - Volume das saias do aterro.....	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

HCM 2010 - Highway Capacity Manual

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

TRB - Transportation Research Board

UNIVALI – Universidade do Vale do Itajaí

UFSC – Universidade Federal de São Carlos

LISTA DE SÍMBOLOS

<i>h</i>	hora
<i>km</i>	quilômetro
<i>km/h</i>	quilômetro por hora
<i>m</i>	metro
<i>m/s²</i>	metro por segundo ao quadrado
<i>pc/h</i>	carros de passageiro por hora
<i>s</i>	segundo
<i>s/veh</i>	segundo por veículos

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
2 OBJETIVO	17
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
3.1 O projeto geométrico.....	18
3.2 Classificação de rodovias	19
3.3 Velocidades.....	22
3.4 Veículo de projeto.....	23
3.5 Volume médio diário (VMD).....	25
3.5.1 Volume horário de projeto (VHP)	25
3.5.1.1 Horas de pico	26
3.6 Contagem Volumétrica	27
3.7 Planejamento de transporte.....	28
3.7.1 Estimativa Incondicional	28
3.7.1.1 Projeção Linear.....	28
3.7.1.2 Projeção Geométrica ou Exponencial.....	29
3.7.1.3 Linha de tendência.....	29
3.7.1.4 Curva Logística	30
3.7.2 Estimativa Condicional.....	31
3.7.2.1 Regressão simples	31
3.7.2.2 Regressão múltipla	32
3.8 Interseções	35
3.8.1 Dados básicos para uma interseção	35
3.8.1.1 Interseções em nível	36
3.8.1.2 Interseções em níveis diferentes	37
3.8.2 Critérios para determinação do tipo de interseção.....	38
3.8.3 Escolha do tipo de interseção	42
3.8.3.1 Normas Inglesas	44
3.9 Movimentos e conflitos em interseções	46
3.9.1 Movimentos	46
3.9.2 Conflitos	47
3.9.2.1 Conflitos em rótulas	48
3.10 Parâmetros de rótulas convencionais	49
3.10.1 Velocidade de projeto.....	50
3.10.2 Ilha central	50
3.10.3 Entradas e saídas.....	51
3.10.4 Superelevação.....	51
3.10.5 Distância de visibilidade e greides	52
3.11 Capacidade e nível de serviço de uma rótula.....	53
3.12 Alinhamentos	60
3.12.1 Alinhamento horizontal	60
3.12.2 Alinhamento vertical	60
3.13 Elementos do projeto de interseções	61
3.13.1 Distâncias de Visibilidade.....	61
3.13.2 Tipos de controle de tráfego nas interseções	62

3.13.3 Distâncias de visibilidade de parada.....	66
3.14 Curva horizontal circular	67
3.14.1 Raios mínimos para curvas em interseções	67
3.15 Terraplenagem.....	68
3.15.1 Cálculo das áreas	69
3.15.2 Cálculo de volumes	69
3.15.3 Distribuição do material escavado.....	70
3.15.4 Talude de um aterro.....	70
4 METODOLOGIA.....	71
4.1 O local de estudo.....	71
4.2 Contagem volumétrica e classificação das vias.....	74
4.3 A interseção.....	74
4.4 Parâmetros de uma rótula	75
4.5 Elementos de projeto.....	77
4.6 Readequações das inconformidades da interseção.....	77
4.6.1 Tráfego futuro e nível de serviço.....	77
4.6.2 Alinhamento vertical e distância de visibilidade.....	78
4.6.3 Superelevação da pista rotatória	78
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	79
5.1 Levantamento topográfico.....	79
5.2 Volume de tráfego.....	79
5.3 A interseção.....	80
5.3.1 Parâmetros da rótula convencional	80
5.4 Elementos do projeto.....	88
6 READEQUAÇÃO DA RÓTULA	91
6.1 Projeção do tráfego futuro e nível de serviço.....	91
6.1.2 Nível de serviço considerando duas faixas de tráfego para o tráfego ano de 2028.....	92
6.2 Correção do alinhamento vertical e distância de visibilidade.....	94
6.3 Correção da superelevação da pista rotatória	96
6.4 Projeto geométrico final.....	97
7 CONCLUSÃO.....	98
REFERÊNCIAS	99
ANEXO A - Ficha de contagem volumétrica	100
APÊNDICE A – Média das Contagens Volumétricas por trecho da interseção	101
APÊNDICE B – Levantamento topográfico	104
APÊNDICE C –Projeto geométrico.....	105

1 INTRODUÇÃO

A necessidade de locomoção dos indivíduos, seja para o trabalho, o lazer ou a saúde, contribui para que os números de veículos nas rodovias aumentem. Em contrapartida a maioria das vias não está pronta para receber esse tráfego, pois são construídas muitas vezes com projetos mal elaborados, outras contemplam alto índice de erro na execução ou de reparo. Fica claro que as vias têm uma grande relevância na vida dos seres humanos, no Brasil, por exemplo, o modal rodoviário é o mais utilizado.

O projeto geométrico de uma rodovia é responsável por definir se as condições de uso da mesma serão harmônicas ou não; nele é contemplada uma série de fatores que vão garantir fluidez do tráfego e segurança para os usuários.

Para Pimenta e Oliveira (2004), o custo referente a alterações em estradas depois de construídas causam perdas de muitos outros serviços, o que gera custos altos que poderiam ser evitados. Já a escolha de características geométricas adequadas nem sempre acrescenta acréscimos de custo na construção.

A interseção de acesso à cidade de Três Pontas – MG tem seu estudo justificado pela ocorrência de acidentes, filas de veículos e desconforto na utilização pelos motoristas. Os principais acidentes já ocorridos no local foram causados pelo tombamento de veículos ao descreverem uma curva.

No capítulo 3 foi elaborada uma revisão bibliográfica que abrange os temas referentes ao projeto geométrico de interseções.

Em seguida no capítulo 4 foi apresentado o local estudado, suas características e métodos utilizados para verificar se a interseção se enquadrava nos parâmetros impostos pelo DNIT. Entre os itens verificados podem ser citados alguns elementos como suas faixas de tráfego, os movimentos nela efetuados, as elevações da pista, os raios das curvas, o volume e composição do tráfego.

No capítulo 5 foram obtidos os produtos da análise, assim como as discussões referentes aos mesmos.

No capítulo 6 são apresentadas as propostas para adequação da interseção com o intuito de melhorar as condições de tráfego e segurança do local; as adequações necessárias foram dadas por meio de cálculos e um projeto geométrico que contempla as alterações no local. E por fim no capítulo 7 encontra-se as considerações finais do estudo.

2 OBJETIVO

Objetivo geral:

Pretende-se com esse estudo verificar se a interseção de acesso à cidade Três Pontas/MG, localizada entre o km 17 e o km 18 da MG-167, apresenta características geométricas e de operação compatíveis com as determinadas nos manuais de infraestrutura de transportes para o tipo implantado no local, e apresentar as modificações necessárias para as deficiências do atual projeto.

Objetivos específicos:

- Realizar o levantamento topográfico e do traçado da interseção;
- Realizar contagem volumétrica para a obtenção do volume de tráfego do local;
- Verificar a classificação da interseção;
- Analisar os parâmetros e elementos do projeto geométrico da interseção;
- Avaliar e desenvolver soluções para os problemas identificados;
- Apresentar o projeto com as alterações previstas.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste item serão descritas as premissas que embasaram esta pesquisa, que se resumem em conhecimentos relativos a projetos da Engenharia Rodoviária. Prioritariamente será feita a exposição de interseções, que apresentam, segundo o DNIT (2005), os mesmos princípios de projeto geométrico, ressalvo algumas diferenças em que são conduzidos os veículos ao se aproximarem destas áreas.

Para a escolha de uma intercessão é necessário que sejam conhecidos o volume e particularidades do tráfego. A obtenção desses dados pode ser por meio de consultas a autoridades confiáveis ou por contagem no local (DNIT, 2005).

3.1 O projeto geométrico

Para Pimenta e Oliveira (2004), projeto geométrico de estradas pode ser definido como o estudo da diversidade de características geométricas do traçado em função das leis do movimento, do comportamento dos motoristas, das características de operação dos veículos e do tráfego, com o intuito de garantir uma estrada segura, confortável e eficiente, com o menor custo possível. Portanto, para o desenvolvimento do projeto geométrico devem-se considerar os fatores que influenciam no traçado da rodovia, as fases dos projetos e suas classes, a velocidade e veículos de projeto.

O projeto se inicia com o traçado, e para a escolha deste, Pimenta e Oliveira (2004), descreve que fatores como a topografia devem ser considerados, já que grandes volumes de cortes e aterros podem alterar significativamente o custo da obra, ou até mesmo mostrar a necessidade de obras civis menos comuns, como túneis e viadutos. A topografia de uma região é dividida em três grandes grupos, são eles: terreno plano, terreno ondulado e terreno montanhoso.

As condições geológicas e geotécnicas também são importantes devido às condições dos solos, pois a dureza de um material pode demandar técnicas de escavação especiais, que podem alterar os custos do projeto, assim como o alcance do lençol freático, problemas de estabilidade de taludes e estabilização de aterros sobre solos moles, também geram custos elevados.

A hidrologia do local merece atenção, é ideal que seja evitada a passagem do traçado da rodovia por rios e córregos, com a finalidade de reduzir a quantidade de obras civis como pontes e galerias; quando não é possível evitar essa situação, é importante escolher trechos

perpendiculares para que seja reduzido o tamanho das obras civis, e evitar a correção dos rios ou córregos atravessados.

Deve-se evitar que o traçado atinja construções e loteamentos sempre que possível, porque quando a rodovia precisa passar por locais onde existem benfeitorias, o custo para desapropriar é elevado. E por fim, na construção de estradas é necessário considerar a interferência no ecossistema, na maioria das vezes implica em derrubada de vegetação e alteração nas condições naturais do relevo, o que pode causar graves danos ao ecossistema local. Em regiões onde a preservação do meio ambiente é importante, a solução é optar por traçados alternativos que evitem o problema. O traçado alternativo, nem sempre é a melhor solução do ponto de vista técnico, mas pode trazer benefícios para o local atravessado nos requisitos sociais e culturais.

Após o conhecimento de tudo aquilo que pode impactar no projeto geométrico, chega a fase chamada de anteprojeto, Pimenta e Oliveira (2004), indica que é necessário conhecer todos os itens que podem influenciar na localização a ser definida para o traçado, pois todas as etapas que precedem o projeto anteprojeto são úteis para evitar custos imprevistos.

Aspectos sociais e econômicos, como renda da população, produção agrícola e industrial são importantes já que o motivo da implantação da rodovia é atender às necessidades da região. No anteprojeto também já deve ser previsto o traçado da estrada, que é dependente de se evitar trechos longos retos, por causa da sonolência que causam nos motoristas, da passagem por pontos obrigatórios, em função do desvio de rios, edificações, material rochoso, grandes volumes de cortes e aterros ou da necessidade de passar por áreas industriais, povoados e cidades. Com o levantamento de todos os dados é possível então confeccionar de plantas e perfis.

E por fim se atinge o projeto geométrico final, que é desenvolvido a partir de mudanças e detalhamento do anteprojeto escolhido. Todos os elementos necessários para a definição do traçado, do perfil longitudinal, e das seções transversais da estrada são escolhidos e calculados nesta etapa (PIMENTA E OLIVEIRA, 2004).

3.2 Classificação de rodovias

Se tratando de rodovias, essas podem ser classificadas de acordo com a função que exercem, quanto ao tipo de administração e também quanto às características físicas como pavimentação ou o número de faixas que possuem.

Segundo Senço (2008), vias que devem dar acessos e vias que devem permitir mobilidade, são os primórdios para uma classificação funcional de rodovias. Com a classificação funcional é possível mais flexibilidade nos estudos, pelo fato de que novas avaliações podem ser feitas continuamente sobre as funções que as rodovias estão exercendo.

Acesso é a função que a rodovia exerce quando se constitui em um elemento de início ou fim de viagem, e está ligada a uma rodovia principal. As vias que recebem esses veículos e os conduzem para outras, também de início e fim de viagem, são a condição de mobilidade. Entre as duas funções descritas, existem rodovias que desempenham ambas as funções, ou seja, são intermediárias entre os sistemas de mobilidade e acesso.

O conceito de mobilidade e acesso permite classificar as rodovias em três sistemas:

- arterial: função principal é dar mobilidade ao tráfego
- coletora: função mista para dar mobilidade e acesso;
- local: função principal é dar acesso

O Manual de Implantação Básica de Rodovia (DNIT, 2010), mostra que as vias se classificam em federais, estaduais, municipais e particulares. Em circunstâncias específicas, trechos da malha rodoviária que são de jurisdição federal, têm sua administração repassada para a responsabilidade de outro órgão, por delegação do DNIT.

A Tabela 1 apresenta classes instituídas, juntamente com características gerais das vias, critérios de classificação e suas velocidades de projeto adequadas. Cabe ressaltar que as declividades do terreno plano é de até 3%, do terreno ondulado entre 3 e 4,5% e terreno montanhoso entre 4,5 a 6% (DNIT; UFSC, 2008).

Tabela 1 - Critério de classificação de rodovias

CLASSE DE PROJETO (1)	CARACTERÍSTICAS	CRITÉRIO DE CLASSIFICAÇÃO TÉCNICA (2)	VELOCIDADE DE PROJETO POR REGIÃO (km/h)		
			Plana	Ondulada	Montanhosa
0	Via Expressa - controle total de acesso	Decisão administrativa	120	100	80
I	A	O volume de tráfego previsto reduzirá o nível de serviço em uma rodovia de pista simples abaixo do nível "C" (4)	100	80	60
	B	Pista simples Volume horário de projeto VHP > 200 Volume médio diário VMD > 1400			
II	Pista simples	Volume médio diário VMD 700 - 1400	100	70	50
III	Pista simples	Volume médio diário VMD 300 - 700	80	60	40
IV	Pista simples	Volume médio diário VMD < 300	80-60 (3)	60-40 (3)	40-30 (3)

Fonte: DNIT, 2010

(1) As vias integrantes do Sistema Arterial Principal, como definido pelo DNIT, devem possuir as características básicas das Classes 0 e I, não devendo ser projetadas com base em padrões inferiores, a não ser no caso especial de rodovias pioneiras.

(2) Os volumes de tráfego bidirecionais indicam veículos mistos para o fim dos dez primeiros anos de operação da via.

(3) A ser decidido de acordo com as características da região e a finalidade da rodovia.

(4) Nível de Serviço: vide *Highway Capacity Manual*(2010).

No Manual de Implantação Básica de Rodovia (DNIT, 2010), as classes de projeto são mais bem explicadas conforme o exposto abaixo:

- Via Classe 0 – É o tipo de rodovia com padrão técnico mais elevado, apresenta controle total de acesso e pelo menos, pista dupla. Esta classe deve ser adotada: quando a principal função da rodovia for a de atender ao fluxo de tráfego que passa por uma região, ou seja, quando indicar função de mobilidade, sem grandes considerações quanto ao atendimento ao tráfego local e das propriedades lindeiras (função de acessibilidade) que, por hipótese devem ser atendidas por outras vias; quando o volume de tráfego direto causar transtornos indesejáveis, com relação à operação e segurança, e na existência recíproca entre atividades humanas nas propriedades lindeiras ou áreas vizinhas à faixa de domínio (pedestres, paradas de

ônibus, tráfego local); quando a rodovia constituir trecho ou parte de um sistema viário (conjunto de estradas do mesmo padrão), cujas características técnicas e operacionais se desejar manter uniformes e homogêneas; quando os volumes de tráfego forem elevados e os custos operacionais o justificarem (geralmente não inferiores àqueles que requerem uma rodovia classe I-A). Os níveis de serviço desta classe são iguais aos da classe I-A.

- Via Classe I-A – Rodovia com pista dupla, controle de acesso e com número total de faixas determinado pelo tráfego previsto.
- Via Classe I-B – Rodovia de pista simples, projetada para 10 anos, para um limite inferior de tráfego de 200 veículos horários bidirecionais ou um volume médio diário bidirecional de 1400 veículos mistos e para um limite superior igual ao requerido no caso da classe I-A.
- Via Classe II – Rodovia de pista simples, projetada para o 10º ano, para um limite inferior de tráfego médio diário bidirecional de 700 veículos mistos e para um limite superior de tráfego médio diário bidirecional de 1400 veículos mistos.
- Via Classe III – Rodovia de pista simples, projetada para o 10º ano, para um limite inferior de tráfego médio diário bidirecional de 300 veículos mistos e para um limite superior de tráfego médio diário bidirecional de 700 veículos mistos.
- Via Classe IV A - Rodovia de pista simples, geralmente dotada apenas de revestimento primário, suportando tráfego médio diário, no ano de abertura, compreendido entre 50 veículos e 200 veículos.
- Via Classe IV B - Rodovia simples que suporta tráfego médio diário no ano de projeto menor que 50 veículos, são rodovias pioneiras, estradas agrícolas, estradas agrícolas ou estradas de serviço.

3.3 Velocidades

A velocidade pode se apresentar de maneiras diferentes, de acordo com a situação em que é considerada, (DNIT, 2006). Pimenta e Oliveira (2004) destaca dois conceitos de velocidade, a velocidade de projeto e a velocidade média de percurso.

A velocidade de projeto (V_p) está associada à importância da estrada; é a maior velocidade que um veículo padrão pode desenvolver em uma seção de pista, em condições

normais com segurança. A escolha do valor a ser adotado para a velocidade de projeto é de suma importância, já que todas as características geométricas devem estar acordadas com ela.

É certo que velocidades de projeto altas, implicam em estradas de melhor padrão, e conseqüentemente de maior custo. Sempre que possível, deve ser determinada uma única velocidade de projeto para toda a estrada, a mudança de velocidade só é necessária quando ocorrerem mudanças sensíveis na topografia da região que a estrada passa. Pode-se determinar a velocidade em função da classe da rodovia, do relevo e volume de tráfego conforme Tabela 1; a Equação 1 também a define:

$$t = \frac{E}{V_p} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

E = extensão da estrada, em (km);

t = tempo de percurso, em (hora);

V_p = velocidade de projeto, em (km/h).

Já a velocidade média de percurso (V_m) é a média das velocidades do percurso todo ou parte dele. É o resultado da divisão da somatória das distâncias percorridas pela somatória dos tempos de percurso. Quando uma rodovia possibilita maior segurança, os motoristas adotam velocidades maiores, o que torna a velocidade média do percurso uma função da velocidade de projeto. A AASHTO (1994), a partir de observações estatísticas, faz a correspondência entre a velocidade média do percurso V_m e a velocidade de projeto V_p .

3.4 Veículo de projeto

Para fins de projeto é necessário examinar todos os tipos de veículos em circulação, selecionando-os em classes e estabelecendo a representatividade dos tamanhos dos veículos dentro de cada classe. (DNIT, 2006).

Aos veículos representativos é dado o nome de veículos de projeto. Seus pesos, dimensões e forma de operação, serão as bases para controlar o projeto geométrico de rodovias e suas interseções.

O Manual de Projeto de Interseções, DNIT, (2005), classifica os veículos usuais em cinco categorias a serem adotadas em cada ocasião de acordo com as características predominantes do tráfego:

- VP - Representa os veículos leves, física e operacionalmente assimiláveis ao automóvel, incluindo minivans, vans, utilitários, pick-ups e similares.
- CO - Representa os veículos comerciais rígidos, não articulados. Abrangem os caminhões e ônibus convencionais, normalmente de dois eixos e quatro a seis rodas.
- O - Representa os veículos comerciais rígidos de maiores dimensões. Entre estes se incluem os ônibus urbanos longos, ônibus de longo percurso e de turismo, bem como caminhões longos, frequentemente com três eixos (trucão), de maiores dimensões que o veículo CO básico. Seu comprimento aproxima-se do limite máximo legal admissível para veículos rígidos.
- SR - Representa os veículos comerciais articulados, compostos de uma unidade tratora simples (cavalo mecânico) e um semi-reboque. Seu comprimento aproxima-se do limite máximo legal para veículos dessa categoria.
- RE - Representa os veículos comerciais com reboque. É composto de uma unidade tratora simples, um semi-reboque e um reboque, frequentemente conhecido como bitrem. Seu comprimento é o máximo permitido pela legislação.

Projetar uma rodovia ou interseção para um determinado veículo de projeto, implica em dizer que os demais veículos que compõem a frota terão condições operacionais melhor ou igual ao veículo escolhido. É ideal que a participação dos outros veículos com características operacionais mais desfavoráveis, seja reduzida e os efeitos não vantajosos causados por estes possam ser desprezados. A escolha final do veículo de projeto deve ser feita considerando as contagens de tráfego e as projeções futuras (DNIT, 2005).

A seleção do veículo de projeto deve considerar quando houver a predominância de veículos de passeio no local de estudo, o veículo VP adequado.

Quando uma rodovia ou interseção apresentar uma considerável contribuição de veículos comerciais rígidos como ônibus e veículos de carga/ou caminhões convencionais, o veículo de projeto a ser adotado é o CO. Da mesma forma que quando os ônibus longos tiverem expressiva participação na composição do tráfego, o tipo O deve ser admitido.

Em locais onde existem interseções que servem para terminais de carga, depósitos de matérias ou centros de abastecimento, a contribuição no tráfego de semi-reboques é geralmente alta, e por isso o veículo empregado deve ser o SR. No caso de interseções entre

vias expressas com vias artérias, cujo volume de tráfego for prioritariamente de veículos com reboques, o veículo RE, deve ser escolhido.

3.5 Volume médio diário (VMD)

Volume de Tráfego (ou Fluxo de Tráfego) é definido como a quantidade de veículos que passam por uma seção de uma via, ou de uma determinada faixa, durante uma unidade de tempo. Pode ser expresso de diversas formas dependendo da unidade de tempo a ser usada, como por exemplo: veículos/dia (vpd) ou veículos/hora (vph) (DNIT, 2006).

Conforme o Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006), o volume médio diário (VMD), é a média entre os volumes de veículos que trafegam em um dia, em um trecho de uma via. O VMD é usado para indicar as condições do local estudado, com a finalidade de descobrir se o mesmo comporta o volume que nele circula ou se há a necessidade de melhorias.

O VMD pode ser expresso de outras formas como: VMDa (Volume médio diário anual), representa o número total de veículos trafegando em um ano dividido por 365, ou VMDm (Volume médio diário mensal) que indica o número total de veículos trafegando em um mês dividido pelo número de dias o mês.

3.5.1 Volume horário de projeto (VHP)

Em necessidade de analisar as alternâncias do fluxo de tráfego durante o dia, usa-se a hora como unidade de tempo. O Volume Horário (VH) representa o número total de veículos trafegando em uma determinada hora. Quando esse volume é adotado para dimensionamento de projeto geométrico de vias e interseções, o mesmo é chamado de Volume Horário de Projeto (VHP) (DNIT, 2006). É comum que não se tenha contagens de veículos durante um ano todo, entretanto o volume horário de projeto (VHP) é muito próximo de um dos volumes de pico de um ano.

O volume de veículos pode variar dentro da hora, do dia, do mês, do ano ou mesmo em uma das faixas de uma via. Quando a variação do fluxo acontece dentro de um dia, são identificados pontos máximos, nominados de picos. Nos horários de pico geralmente acontecem os fatos mais relevantes em relação à composição e quantidade do fluxo. A estimativa de uma contagem para todo o dia será possível com o conhecimento de flutuação de volumes (DNIT, 2006).

3.5.1.1 Horas de pico

As Horas de Pico, contendo os maiores volumes de veículos de uma via em um determinado dia, variam de local para local, mas tendem a se manter estáveis em um mesmo local, no mesmo dia da semana. Enquanto a hora de pico em um determinado local tende a se manter estável, o seu volume varia dentro da semana e ao longo do ano (DNIT, 2006).

De acordo com o Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006), o volume de veículos trafegando por um trecho de via não é uniforme durante um período de tempo. Ao comparar quatro períodos consecutivos de quinze minutos, fica evidente que são diferentes entre si.

O Fator Horário de Pico (FHP) é estabelecido pela variação desses períodos e mede a flutuação e o grau de uniformidade do fluxo conforme Equação 2.

$$FHP = \frac{V_{hp}}{4V_{15max}} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde:

FHP = fator horário de pico;

V_{hp} = volume da hora de pico, em (veh/h);

V_{15max} = volume do período de quinze minutos com maior fluxo de tráfego dentro da hora de pico, em (veh/h).

Nos estudos de capacidade usam-se geralmente intervalos de 15 minutos, intervalos menores que esses podem resultar em superdimensionamento da via, e maiores em subdimensionamento da mesma.

O FHP varia, teoricamente, entre 0,25 (fluxo totalmente concentrado em um dos períodos de 15 minutos) e 1,00 (fluxo completamente uniforme), ambos os casos são verificados raramente. É mais comum que se encontre FHP na faixa de 0,75 a 0,90. Os valores de FHP nas áreas urbanas se situam geralmente no intervalo de 0,80 a 0,98. Valores superiores de 0,95 são indicativos de grandes volumes de tráfego, algumas vezes com restrições de capacidade durante a hora de pico.

É comum que os volumes de tráfego sejam expressos em taxas de demanda de fluxo, para isso basta dividir o volume da demanda de um movimento pelo FHP.

$$v_i = \frac{V_i}{FHP}$$

(Eq. 3)

Em que:

V_i = volume da demanda para o movimento i , em (veh/h);

v_i = taxa da demanda de fluxo para o movimento i , em (veh/h);

FHP = Fator Horário de Pico.

3.6 Contagem Volumétrica

A contagem volumétrica tem por finalidade determinar como o tráfego de um local de estudo é composto, as quantidades de veículos em um intervalo de tempo e a direção do fluxo. As características determinadas pela contagem serão relevantes para determinar parâmetros de tráfego e podem ser realizadas no trecho entre interseções, para identificar a quantidade de veículos de uma via, ou nas interseções, para levantar os fluxos das vias que se interceptam e de seus ramos (DNIT, 2006).

A contagem varia de acordo com a análise que se deseja do tráfego. O tipo classificatória, é usado para registrar os volumes para os vários tipos e classes de veículos, assim, é útil para o dimensionamento estrutural e projeto geométrico de rodovias e interseções.

As contagens podem ser executadas de forma manual ou por meio de contadores automáticos. Para a forma manual, é usada a ficha de contagem volumétrica, conforme Anexo A, esta inclui os modelos de veículos previstos no trecho, e são preenchidas por traços que simbolizam o veículo.

As contagens deverão ser realizadas pelo menos durante três dias, normalmente são realizadas nos dias úteis, exceto onde predominarem problemas relacionados com o tráfego de fim-de-semana. É ideal que se a contagem seja feita de forma que inclua o provável pico horário semanal (DNIT, 2006).

Comumente as contagens devem ser realizadas durante oito horas, sendo três horas incluindo o pico da manhã, três horas incluindo o pico da tarde e duas horas fora do pico. Quando for identificada previamente a incidência de problemas no horário do almoço, deve ser feita a contagem nesse horário (DNIT, 2006).

Nas interseções e rodovias, após a obtenção dos dados de fluxo, os mesmos devem ser apresentados em fluxogramas, com o propósito de mostrar cada movimento dos veículos. A

representação do fluxo será resultado da transformação dos diferentes tipos de veículos em equivalência a carros de passeio (HCM, 2010).

3.7 Planejamento de transporte

Para Campos (2013), o planejamento de transportes tem por finalidade balancear a oferta de transporte com a demanda existente ou futura, por meio de estratégias ou medidas que podem ser a intervenção em somente um sistema de transporte ou a implantação de novos sistemas.

A partir do volume do tráfego atual, é possível fazer a estimativa do tráfego futuro por meio de métodos de projeção ou modelos de planejamento de transportes.

Os modelos diretos de previsão de demanda são usados para estimar o fluxo de tráfego para projetos de transportes e podem ser de dois tipos:

- Incondicional – utilização de séries históricas; independe de outras variáveis.
- Condicional – possui vínculo com outras variáveis como tarifa, renda, população e produção.

3.7.1 Estimativa Incondicional

A estimativa incondicional da demanda geralmente não se relaciona com outras variáveis, ou seja, é aquela realizada a partir de uma série histórica e utiliza três tipos de projeção: linear, geométrica, linha de tendência e logística (CAMPOS, 2013).

3.7.1.1 Projeção Linear

Esta projeção admite que a demanda aumente segundo uma progressão aritmética. A razão é definida como o percentual de crescimento da demanda por ano, no período que compõe a série histórica.

$$V_n = V_0 (1 + na) \tag{Eq.4}$$

Onde:

V_n = volume e tráfego no ano “n”,

V_0 = volume de tráfego no ano base;

a = taxa de crescimento anual;

n = número de anos decorridos após o ano base.

3.7.1.2 Projeção Geométrica ou Exponencial

Esta demanda possui como primeiro termo a demanda inicial, já a razão é o fator de crescimento anual. Considera-se que a demanda tem seu crescimento segundo uma progressão geométrica.

$$D_n = a + bx$$

(Eq.5)

Em que:

D_n = demanda no ano “n”;

D_o = volume de tráfego no ano base ;

a = taxa de crescimento anual;

n = número de anos decorridos após o ano base.

3.7.1.3 Linha de tendência

A partir de uma série histórica, este procedimento busca identificar a tendência do crescimento positivo ou negativo da demanda em um período de tempo. Para a realização deste usa-se o método dos mínimos quadrados. O modelo, de forma geral, tem como resultado a equação de uma reta, cuja equação geral é:

$$Y = a + bx$$

(Eq.6)

Onde:

Y = variável dependente (demanda);

x = variável independente (ano correspondente);

a = coeficiente linear (intercepto);

b = coeficiente angular.

Os coeficientes são calculados por meio das expressões:

$$b = \frac{\sum(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})^2}{\sum(x_i - \bar{x})^2}$$

(Eq.7)

$$a = y - b\bar{x}$$

(Eq.8)

Onde:

x_i - valor observado da variável independente;

y_i - valor observado da variável dependente;

\bar{x} e \bar{y} - valores médios das observações.

3.7.1.4 Curva Logística

A curva logística determina o volume de tráfego em um ano, condicionando este dado ao valor de saturação ou capacidade de uma rodovia (CAMPOS, 2013 apud DNIT,2006).

$$V_n = \frac{C}{1 + ke^{-b(n-n_0)}}$$

(Eq.9)

Onde:

V_n = volume de tráfego no ano “n”;

C = capacidade da rodovia;

k = constante;

b = constante;

n = ano a que se refere o V_n ;

n_0 = ano base.

Os valores das constantes k e b são definidos a partir das expressões:

$$z = ke^{-b(n-n_0)}$$

(Eq.10)

$$w = \ln z = \ln k + bn_0 - b_n$$

(Eq.11)

$$w = \ln k - b(n - n_0)$$

(Eq.12)

$$Vn = \frac{C}{1+z} \quad (\text{Eq.13})$$

$$z = \frac{C}{Vn - 1} \quad (\text{Eq.14})$$

Assim, com essa transformação pode-se usar para o método estatístico da regressão linear a variável dependente $y = w$ e a variável independente $x = (n_0 - n)$. Na equação da reta resultante, a constante a , corresponderá a $\ln K$ e o coeficiente da reta ao b da função logística.

3.7.2 Estimativa Condicional

Segundo Campos (2013), a estimativa condicional é feita com a identificação dos fatores e variáveis que causam efeitos na demanda e a forma com que estes afetam ou são partes dos sistemas de transportes.

Os fatores que determinam a demanda estão relacionados com o nível de serviço e o custo do uso do sistema, como também as características sociais e econômicas dos usuários.

Quanto as variáveis, essas são utilizadas de acordo com o tipo de demanda em estudo. Na determinação da demanda de transportes de carga, variáveis como produção, custo do transporte, consumo de combustível e PIB, são exemplos.

Já para a demanda de transportes de passageiros é comum o uso de variáveis como renda, população, pessoas empregadas e custo de transporte.

O método estatístico de regressão é usado na estimativa condicional e consiste em determinar funções matemáticas capazes de representar a associação existente entre duas variáveis. Existem dois tipos de análise de regressão: simples e múltipla (CAMPOS, 2013).

3.7.2.1 Regressão simples

Usada para determinar uma função que envolva apenas duas variáveis: variável dependente (demanda) e variável independente, e que melhor se adeque a um conjunto de pares de valores.

$$y = a + bx$$

(Eq.15)

Onde:

y – demanda (volume, viagens, etc);

x – variável independente.

3.7.2.2 Regressão múltipla

Usada para a determinação de uma função que envolva mais de duas variáveis, sendo uma dependente e as demais independentes, e que melhor se ajuste a um conjunto de grupos de valores dados.

$$Y = a + a_1x_1 + a_2x_2 \dots a_nx_n \quad x_1x_n$$

(Eq.16)

Onde:

a, x = variáveis condicionadas.

Com o intuito de se verificar a eficácia estatística da análise feita pelo método da regressão, são usados testes estatísticos padrões:

- Coeficiente de determinação “ r ”: mostra a representatividade da proporção da variação total de “ y ” por meio da regressão. Quanto mais próximo de 1 for o valor obtido da equação, mais significativo é.

$$R^2 = \frac{\sum(y_i^e - \bar{y})(y_i - \bar{y})^2}{\sum(y_i - \bar{y})^2}$$

(Eq.17)

Onde:

y_i^e = é o valor estimado a partir da reta ajustada;

\bar{y} = é a média dos valores observados;

y_i = valor observado.

- Erro padrão da estimativa “ p ”: é a medida do erro esperado quando se calcula variável dependente a partir de variáveis independentes. Indica o grau de variação dos dados da linha de tendência obtida.
- Teste “ t ”: indica a relevância do coeficiente de regressão de cada variável independente da equação de regressão. Normalmente “ t ” deve apresentar um valor de no mínimo 2, para que se alcance um nível de significância de 95%. É calculado pela

divisão do coeficiente de regressão pelo seu erro padrão. No caso de variáveis com “t” menor que 2, essas não contribuem para uma correlação confiável.

$$t = \frac{b}{EP} \quad (\text{Eq.18})$$

$$EP = \frac{s}{\sqrt{(x - \bar{x})}} \quad (\text{Eq.19})$$

$$s^2 = \frac{1}{n - 2} \sum (y - \bar{y})^2 \quad (\text{Eq.20})$$

Em que:

b = é o coeficiente angular;

EP = o erro padrão;

s^2 = é a variância residual.

3.7.2.3 Crescimento logístico populacional

Segundo Pereira (2016), o modelo de crescimento logístico populacional é parecido ao da curva logística, porém o crescimento populacional segue uma relação matemática que segue uma curva em formato de S. O modelo é indicado quando não existem dados de VMDA de anos passados, e segue o princípio de que a demanda de tráfego acompanha o crescimento populacional. Inicialmente calcula-se um fator de crescimento, dado relacionando-se a população do ano de projeto com a população atual dado pela Equação 21 que dará o VMDA no ano de projeto.

$$T_f = F_c \cdot T_a \quad (\text{Eq.21})$$

Onde

T_f = tráfego futuro;

F_c = fator de crescimento;

T_a = tráfego conhecido em um determinado ano.

O fator de crescimento pode ser calculado pela razão de dados de duas épocas diferentes, como por exemplo população, número de viagens e número de carros (PEREIRA, 2016 apud DNIT, 2006). O fator de crescimento pode ser calculado conforme Equação 22.

$$F_c = \frac{P_f}{P_a}$$

(Eq.22)

Onde:

P_f = população futura;

F_c = fator de crescimento;

P_a = população do ano de referência.

Devem ser atendidas as seguintes condições para a utilização do método do crescimento logístico:

- $P_0 < P_1 < P_2$
- $P_0 \times P_2 < P_1^2$

Em que P_0 , P_1 e P_2 são dados populacionais mais recentes da região.

Para Pereira, após a verificação das condições citadas pode-se efetuar o cálculo da população de saturação pela Equação 23, bem como os coeficientes K_1 e c pelas Equações 24 e 25.

$$P_s = \frac{(2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2) - (P_1^2) \cdot (P_0 + P_2)}{(P_0 \cdot P_2) - (P_1^2)}$$

(Eq.23)

$$c = \frac{(P_s - P_0)}{P_0}$$

(Eq.24)

$$K_1 = \left(\frac{1}{t_2 - t_1} \right) \cdot \ln \left[\frac{P_0 \cdot (P_s - P_1)}{P_1 \cdot (P_s - P_0)} \right]$$

(Eq.25)

Onde:

t_0 , t_1 e t_2 = anos respectivos a P_0 , P_1 e P_2 .

Por fim, Pereira (2016), define que a população futura será dada pela Equação 26.

$$P_f = \frac{P_s}{1 + c \cdot e^{[K_1 \cdot (t - t_0)]}}$$

(Eq.26)

Onde:

t = ano de projeto

3.8 Interseções

A área em que duas ou mais vias se unem ou se cruzam é definida como interseção. As interseções são classificadas de acordo com os movimentos realizados na mesma, são elas: interseções em nível e interseções em níveis diferentes (DNIT, 2005).

As interseções devem garantir a circulação segura e organizada de veículos, com o intuito de manter o nível de serviço da rodovia. Por serem pontos de descontinuidade, podem ocasionar situações críticas que devem ser tratadas com cuidado. O espaço destinado aos movimentos de tráfego, incluindo canalizações e faixas auxiliares, é chamado de área funcional de uma interseção, acesso ou retorno.

Para fins de projeto seguem as definições, de acordo com o Manual de projeto de interseções (DNIT, 2005):

- Interseção: confluência, entroncamento ou cruzamento de duas ou mais vias.
- Acesso: interseção de uma rodovia com uma via de ligação a propriedades marginais de uso particular ou público.
- Retorno: dispositivo de uma rodovia que permite a veículos de uma corrente de tráfego a transferência para a corrente de sentido contrário.

3.8.1 Dados básicos para uma interseção

Alguns fatores devem ser considerados no estudo e projeto de uma interseção, como os dados funcionais, que indicam a classificação de vias que se interceptam, velocidades e prioridade de passagens. Já os dados físicos são aqueles obtidos através de aerofotogrametria, levantamentos topográficos, com ou sem o auxílio de modernos equipamentos eletrônicos ou de processamento de dados. Os dados de tráfego envolvem movimentação de veículos, pedestres e ocorrência de acidentes; devem conter VMD, VHP e fluxogramas que indicam as correntes de veículos (DNIT, 2005).

De acordo com DNIT (2005), a solução que deve ser adotada para uma interseção e o dimensionamento de seus ramos, depende necessariamente do fluxo de tráfego que circulará no ano de projeto e suas características.

O Manual de projeto de interseções (DNIT, 2005) indica que para a obtenção dos fluxogramas deverão ser feitas contagens volumétricas nas interseções. Inicialmente, deverão ser determinados os dias da semana e períodos horários que ocorrem os picos.

O número de pedestres que frequentam o local é geralmente contado em horas de pico, para que posteriormente sejam previstas a presença ou não de passarelas.

Outro fator que auxilia na melhoria de uma interseção é o conhecimento de acidentes que já ocorreram, com relatórios contendo informações de suas causas. E por fim os dados econômicos, que são relevantes porque estão ligados ao custo de implantação da interseção, que pode envolver desapropriações.

As interseções são divididas em dois grandes grupos: interseções em nível e interseções em níveis diferentes.

3.8.1.1 Interseções em nível

Em função do número de ramos.

- Interseção de três ramos ou “T”: interseção em nível com três ramos.
- Interseção de quatro ramos: interseção em nível com quatro ramos.
- Interseção de ramos múltiplos: interseção em nível com cinco ou mais ramos.

Em função das soluções adotadas

- Mínima: solução sem controles especiais, aplicada geralmente quando o volume horário total em termos de carros de passeio da via principal for menor que 300 e o da via secundária for inferior 50.
- Gota: solução que adota uma ilha direcional do tipo “gota” na via secundária com a função de adequar os movimentos de giro à esquerda.
- Canalizada: solução na qual os movimentos do tráfego têm suas trajetórias definidas pela sinalização horizontal, por ilhas e outros meios, com a finalidade de minimizar os seus conflitos.
- Rótula (rotatória): solução em que o tráfego se move no sentido anti-horário ao redor de uma ilha central.
- Rótula vazada: solução em que as correntes diretas da via principal atravessam uma ilha central, em torno da qual as demais correntes circulam no sentido anti-horário.

Em função do controle de sinalização

- Sem sinalização semafórica (luminosa): típica de zonas rurais onde o fluxo é controlado por sinalização horizontal e vertical.
- Com sinalização semafórica (luminosa): típica de zonas urbanas onde o fluxo é controlado por semáforo.

3.8.1.2 Interseções em níveis diferentes

Quando as rodovias não trocam fluxos. Os níveis diferentes impedem ramos de conexão. As vias se cruzam por meio de estruturas de separação dos greides. Os cruzamentos são designados por:

- Passagem Superior: quando a rodovia principal passar sobre a via secundária.
- Passagem Inferior: quando a rodovia principal passar sob a via secundária.
- Interconexão: quando, além do cruzamento em desnível, a interseção possui ramos que conduzem os veículos de uma via à outra. Normalmente as interconexões são classificadas em sete tipos básicos:
 - Interconexão em “T” ou “Y”: interconexão com três ramos. O aspecto geral do projeto faz com que seja designada por “T” ou “Y”. Quando uma das correntes de tráfego de um ramo executar giro próximo de 270° a interconexão é designada por “trombeta”.
 - Diamante: interconexão em que a via principal apresenta, para cada sentido, uma saída à direita antes do cruzamento e uma entrada à direita após o mesmo. As conexões na via secundária são interseções em nível.
 - Trevo completo: interconexão em que, nos quatro quadrantes, os movimentos de conversão à esquerda são feitos por laços (loops) e à direita por conexões externas aos laços.
 - Trevo parcial: interconexão formada pela eliminação de um ou mais ramos de um trevo completo, apresentando pelo menos um ramo em laço.
 - Direcional: interconexão que utiliza ramos direcionais para os principais movimentos de conversão à esquerda. Quando todos os movimentos de conversão são feitos por ramos direcionais a interconexão diz-se “totalmente direcional”.
 - Semidirecional: interconexão que utiliza ramos semidirecionais para os principais movimentos de conversão à esquerda.

- Giratório: interconexão que utiliza uma interseção rotatória (rótula) na via secundária.

3.8.2 Critérios para determinação do tipo de interseção

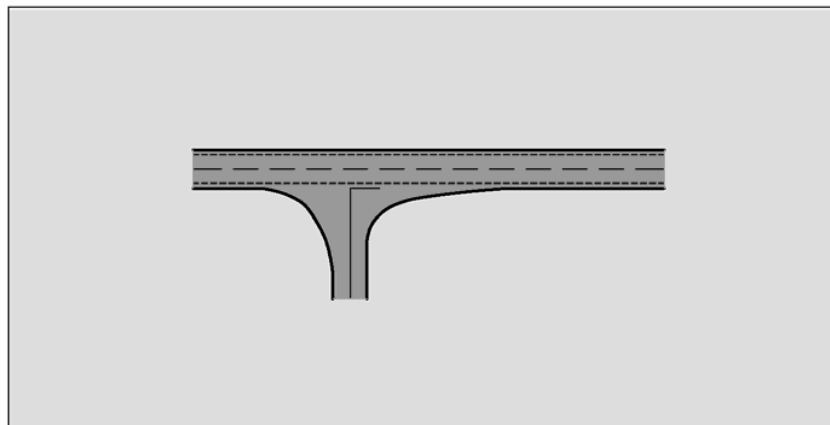
No Manual de Estudos de Interseções (DNIT, 2005), fica exposto que ao utilizar uma interseção, é necessário que o usuário não encontre dificuldades, e por isso é importante que padrões sejam estabelecidos. As considerações para a determinação de uma interseção pode ser feita pelas Normas Suecas e Normas Inglesas.

As Normas Suecas (Vägutformning 94), publicadas em 2002, orientam os tipos de solução por meio de várias recomendações.

As interseções em rodovias foram divididas em sete tipos, sendo, Interseções Menores, A, B, C, G, e Interseções Maiores, D, E, F. O primeiro grupo não requer medidas significativas para melhorias. Os tipos A, B, C, são destinados a rodovias rurais e urbanas, já o tipo G, é usado apenas em centros urbanos. Uma variação de uma interseção menor com quatro ramos é deslocada.

- Tipo A (Interseção mínima): a interseção tipo A, não apresenta ilhas canalizadoras do tráfego. Existe só uma faixa de trânsito para cada movimento.

Figura 1– Interseção mínima

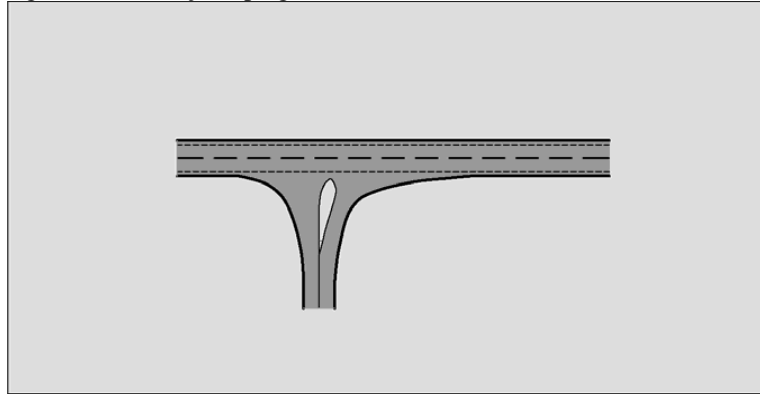


Fonte: DNIT, 2005.

- Tipo B (Interseção tipo gota): a interseção tipo B, apresenta na via secundária uma ilha divisória do tipo gota, que canaliza o tráfego que chega ou sai da rodovia principal. A ilha canalizadora possui algumas vantagens, como o controle do fluxo de tráfego, das condições de visibilidade e, em alguns casos, a facilitar a travessia de

pedestres. Interseções tipo B têm comumente uma faixa de trânsito para cada movimento.

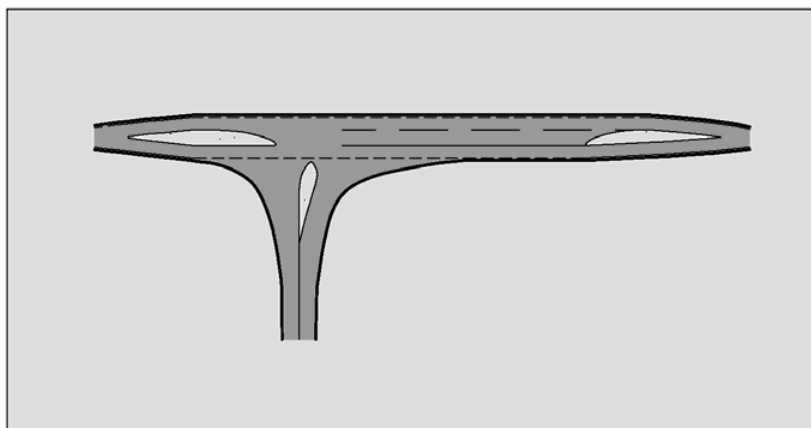
Figura 2– Interseção tipo gota



Fonte: DNIT, 2005.

- Tipo C (Interseção canalizada): a interseção tipo C tem uma faixa de trânsito para giro à esquerda na rodovia principal. O que facilita a circulação do tráfego na rodovia principal são ilhas projetadas, essas também diminuem o risco de colisão traseira. Quando há presença significativa de pedestres, as ilhas divisórias devem ser projetadas de maneira a servir de refúgio para eles.

Figura 3 – Interseção canalizada

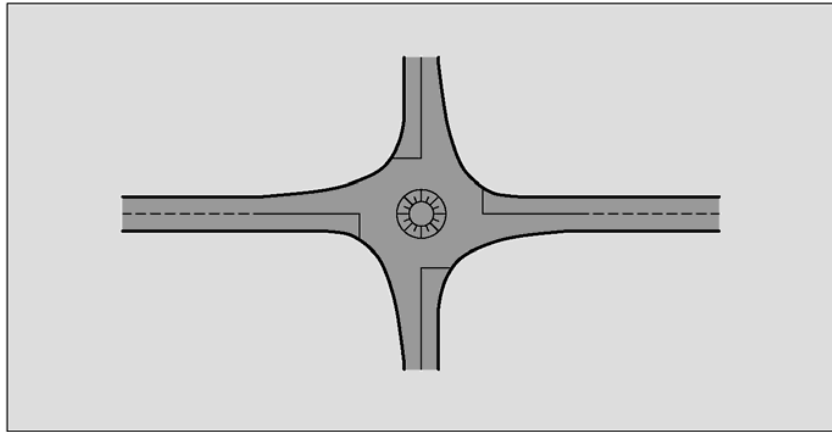


Fonte: DNIT, 2005.

- Tipo G (Rótula urbana): as interseções tipo G são projetadas com o objetivo de minimizar a velocidade dos veículos que circulam por elas. A preferência é dos veículos que circulam em torno da ilha central, ou seja, todos os que chegam são obrigados a ceder passagem em todos os acessos. São projetadas áreas de circulação

com raios pequenos, introduzem-se elevações, saliências e/ou estreitamentos nas saídas e entradas, além de Parada Obrigatória antes de entrar na área de circulação.

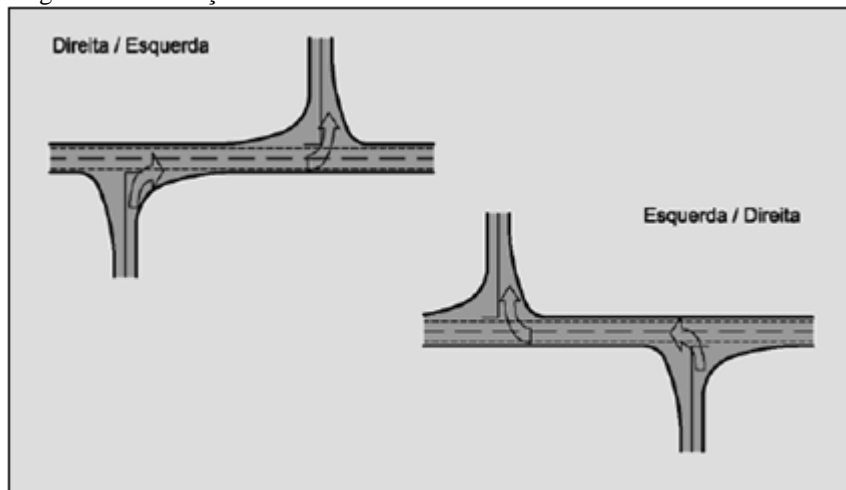
Figura 4 – Rótula urbana



Fonte: DNIT, 2005.

- Interseções deslocadas: as interseções deslocadas são formadas a partir da transformação de uma interseção de quatro ramos em duas interseções de três ramos. A interseção pode ser deslocada à direita ou à esquerda. Para o caso de ser efetuado primeiro o giro à esquerda, a distância mínima entre os ramos de uma interseção deslocada deve ser de 50 m. No caso contrário - direita/esquerda, a distância mínima é de 100 m.

Figura 5 – Interseção deslocada



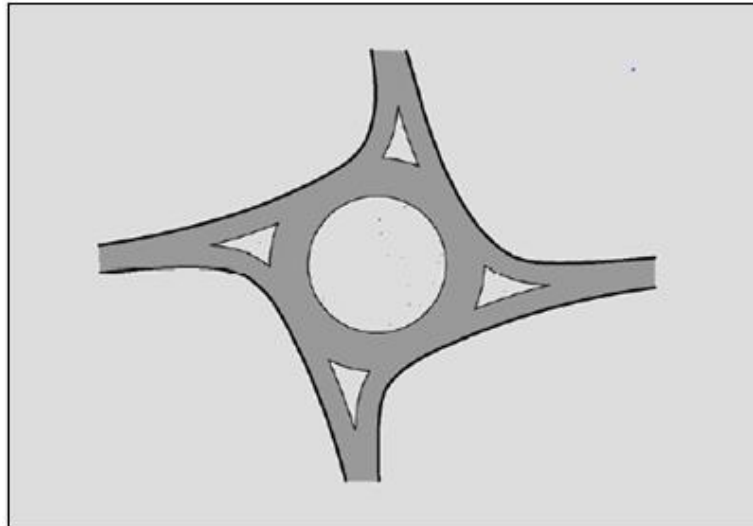
Fonte: DNIT, 2005.

Em relação aos tipos D, E, F, estes necessitam de melhorias e causam um aumento impactante na segurança do tráfego.

- Tipo D (Rótula): uma rótula tipo D apresenta de forma geral uma ou duas faixas de tráfego nos acessos. É caracterizada por necessitar de maior raio de giro da ilha central e o emprego de ilhas canalizadoras nos acessos. Embora não haja referência nas Normas Suecas, no Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005), o as rótulas serão subdivididas em:

- a) Rótula convencional: quando a prioridade do tráfego, em um ou mais acessos, é do ramo de acesso.
- b) Rótula moderna: quando a prioridade é do tráfego quem circula na rotatória.

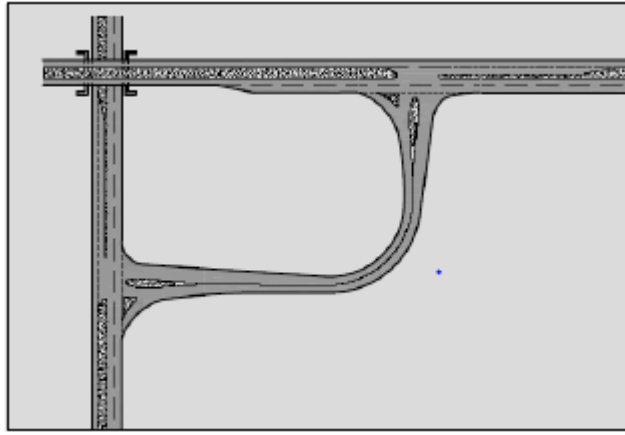
Figura 6 – Rótula tipo D



Fonte: DNIT, 2005.

- Tipo E (Sinalizada): o tipo E é a interseção controlada por semáforos (sinais luminosos). Não faz parte do escopo do Manual de Estudos de Interseções (DNIT, 2005).
- Tipo F (Interconexão): O tipo F é a interseção em que algumas das correntes de tráfego cruzam em níveis diferentes, eliminando total ou parcialmente os cruzamentos em um mesmo nível.

Figura 7 - Interconexão

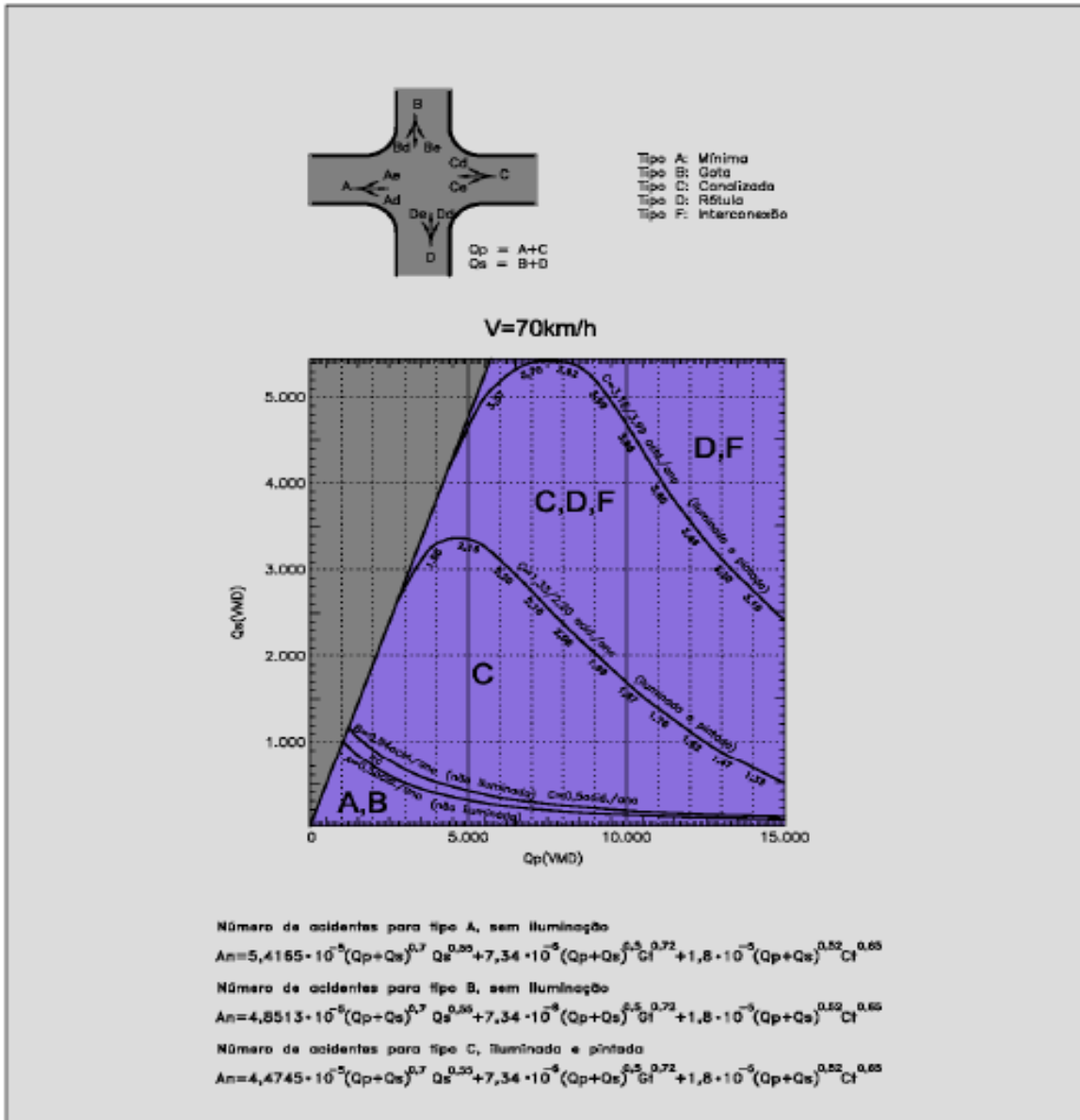


Fonte: DNIT, 2005.

3.8.3 Escolha do tipo de interseção

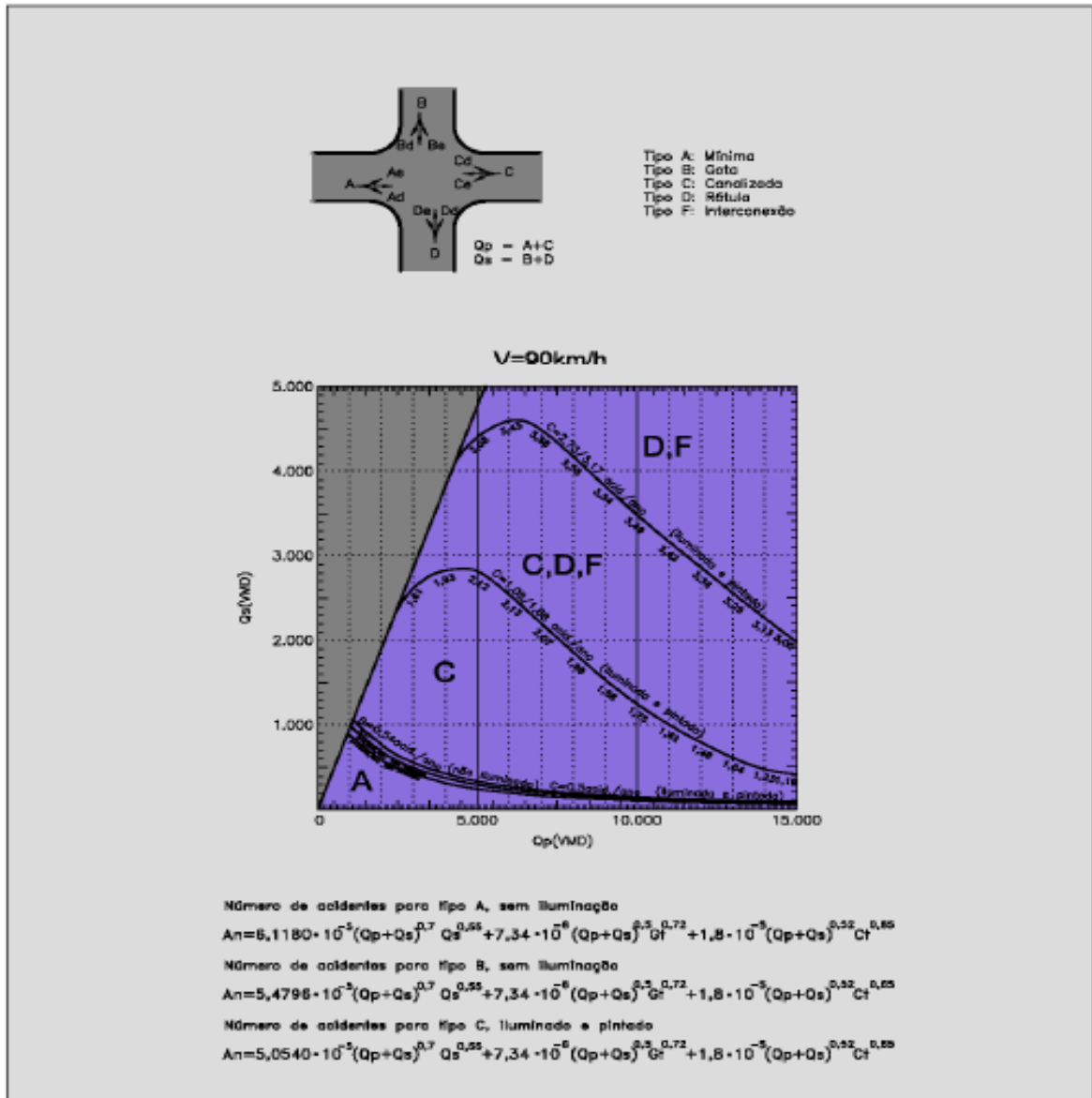
De acordo com o Manual de projeto de interseções (DNIT, 2005), com a finalidade de simplificar a escolha do tipo de interseção, podem ser utilizados os gráficos que seguem nas Figuras 8 e 9. Estes sistematizam as recomendações das normas Suecas. Sendo Q_s (número de veículos que chegam na interseção provenientes da rodovia secundária e Q_p o (número de veículos que chegam na interseção provenientes da rodovia principal).

Figura 8 - Escolha do tipo de interseção



Fonte: DNIT, 2005.

Figura 9 - Escolha do tipo de interseção



Fonte: DNIT, 2005.

3.8.3.1 Normas Inglesas

Segundo DNIT (2006), as normas inglesas ditam que as interseções com prioridade são caracterizadas por estabelecer que o tráfego da via principal possua prioridade ao uso da interseção em relação ao tráfego da via secundária. É a forma mais comum de interseção, controlada pela sinalização de “Dê a preferência” ou da sinalização “Parada Obrigatória” na via secundária. Estudos ingleses recomendam que se adote esse tipo de interseção apenas para fluxos baixos: VMD de até 5000 veículos por dia na rodovia principal e 3000 na secundária.

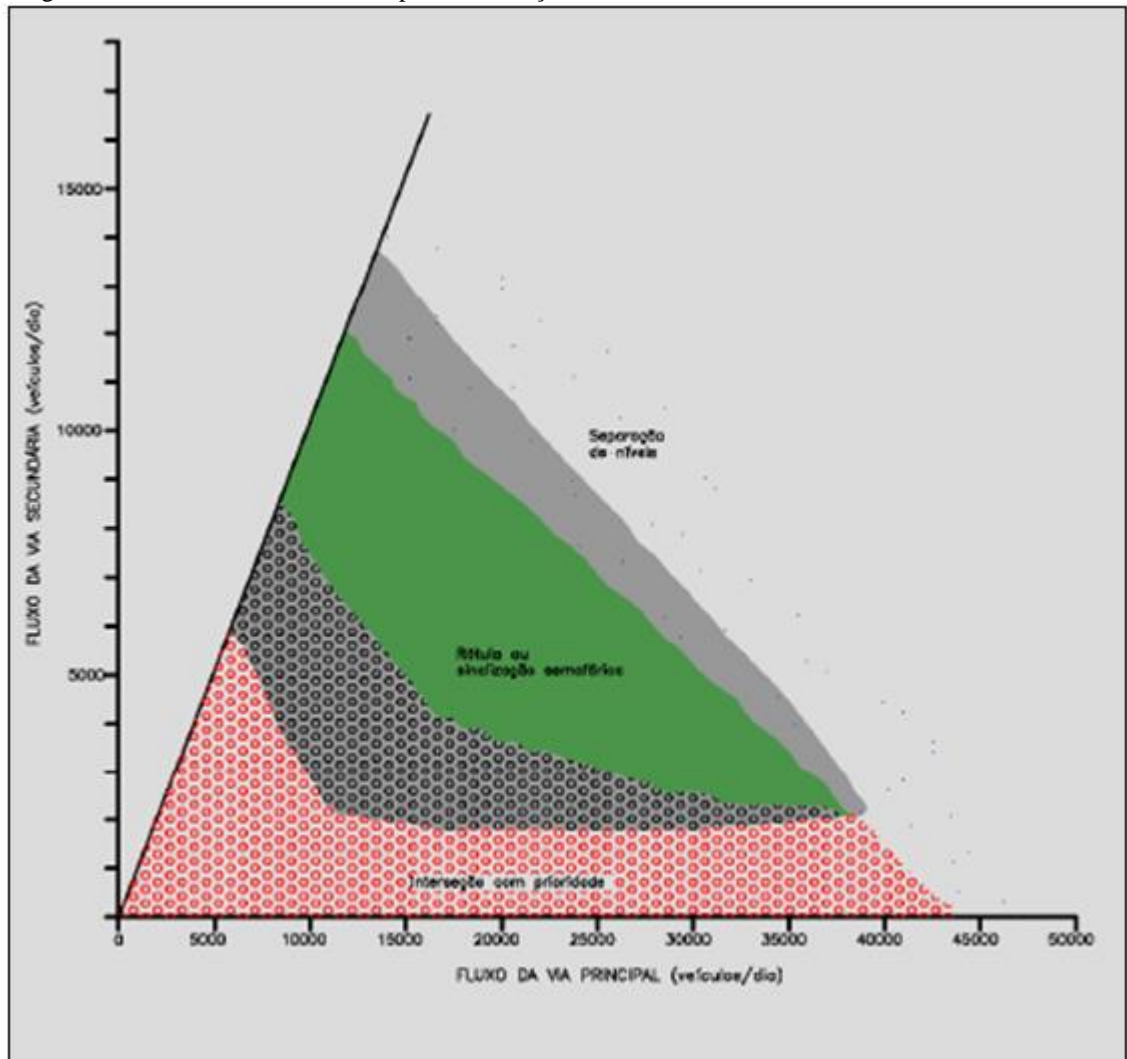
Para as normas inglesas, as interseções podem ser escolhidas de acordo com a influência da velocidade e do volume de tráfego. Diferentes tipos de interseções são indicados em função dos volumes de tráfego, velocidades e limitações locais.

No projeto de uma interseção devem ser considerados os seguintes fatores:

- Os tempos de espera e capacidade devem ser obtidos com a utilização de fórmulas e programas usuais, desde que adequados para as condições do local de estudo. A capacidade, por outro lado, não deve ser obtida com a perda de segurança.
- Interseções de entendimento simplificado apresentam menos problemas. Os projetos devem sempre concordar com o tipo de rodovia e com as demais interseções, quando existirem.
- Em rodovias rurais com pouco tráfego a solução mais econômica é a adoção do tipo T, pois os motoristas da rodovia secundária entendem claramente que precisam reduzir a velocidade, o que resulta na preferência ao tráfego direto da rodovia principal.

Segue na Figura 10, um gráfico ilustrativo que é resultado dos estudos desenvolvidos pela (*Roads and Traffic in Urban Areas, Institution of Highways and Transportation, Her Majesty's Stationery Office, England, 1987*), que relaciona os volumes de tráfego que interceptam uma interseção com os tipos básicos de interseções.

Figura 10 – Gráfico indicativo do tipo de interseção



Fonte: DNIT, 2005.

3.9 Movimentos e conflitos em interseções

Conforme o Manual de Projetos de Interseções (DNIT, 2005), as correntes de tráfego são constituídas por conjuntos de veículos que se movimentam em uma interseção. Devido a fatores como número e largura das faixas e distâncias de visibilidade, a circulação pode ser afetada e ocasionar conflitos.

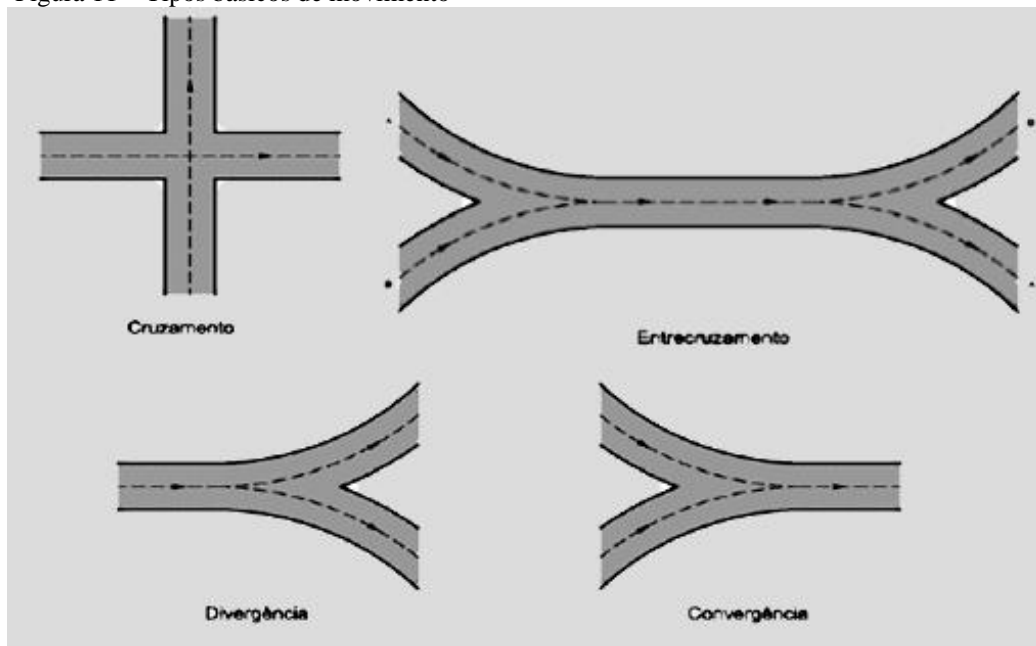
O tipo de interseção define a natureza dos movimentos e já o comportamento da corrente de tráfego dependerá de sua composição, volume e velocidade.

3.9.1 Movimentos

Os movimentos podem ser divididos quanto ao deslocamento dos veículos na rótula como segue:

- Movimentos de cruzamento: acontece quando a trajetória dos veículos de uma corrente corta a trajetória dos veículos de outra.
- Movimentos convergentes (incorporações): quando uma única corrente de tráfego é formada pela junção de duas ou mais correntes.
- Movimentos divergentes: acontece quando há a separação entre veículos de uma corrente de tráfego, e estes formam trajetórias independentes.
- Movimentos de entrecruzamento (entrelaçamento): quando acontece a combinação de duas ou mais correntes independentes, assim formando uma corrente única e depois se separam.

Figura 11 – Tipos básicos de movimento

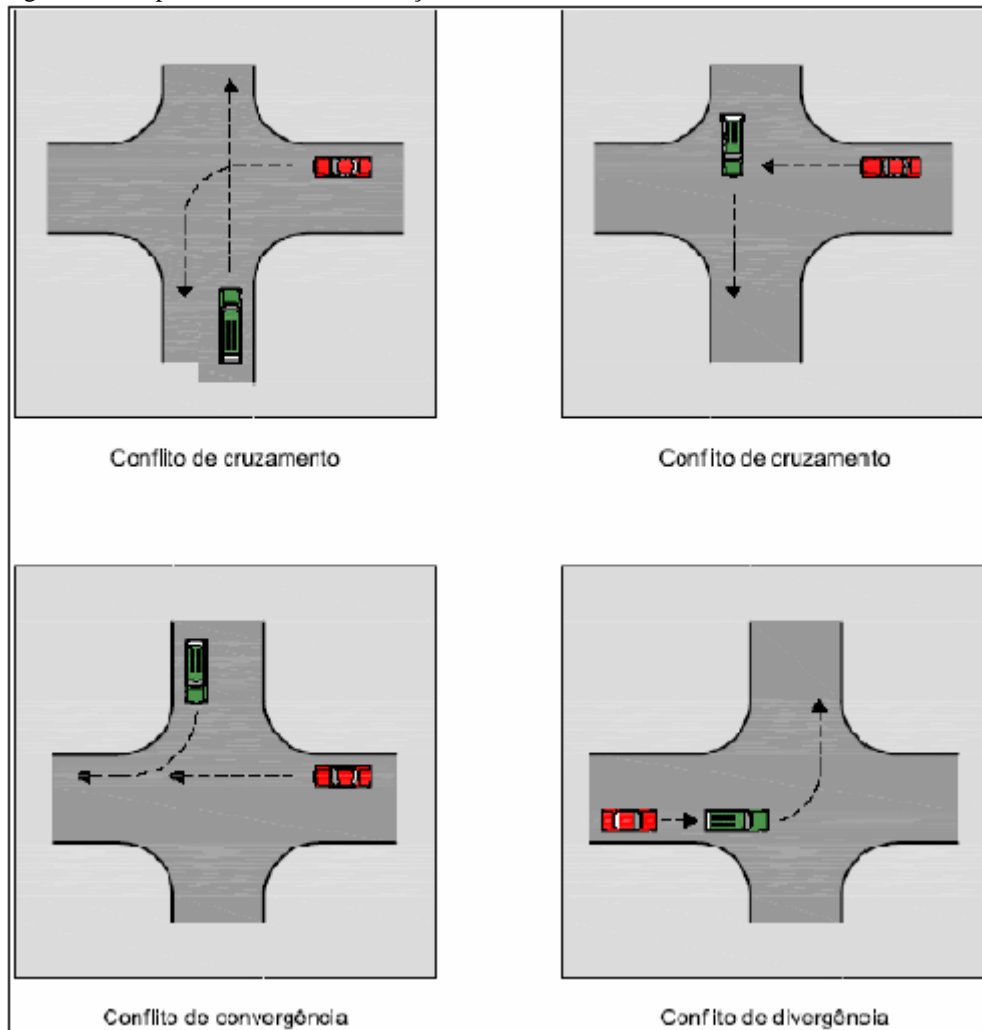


Fonte: DNIT, 2005.

3.9.2 Conflitos

São chamados pontos de conflito aqueles em que ocorrem os movimentos de divergência, convergência e cruzamento. O movimento de entrecruzamento inicia com um conflito de convergência e termina com um de divergência. A operação do tráfego é afetada pelos conflitos, pois estes causam redução nas velocidades e segurança, etc. Os tipos de conflitos que acontecem em uma interseção seguem na Figura 12.

Figura 12 – Tipos conflitos nas interseções



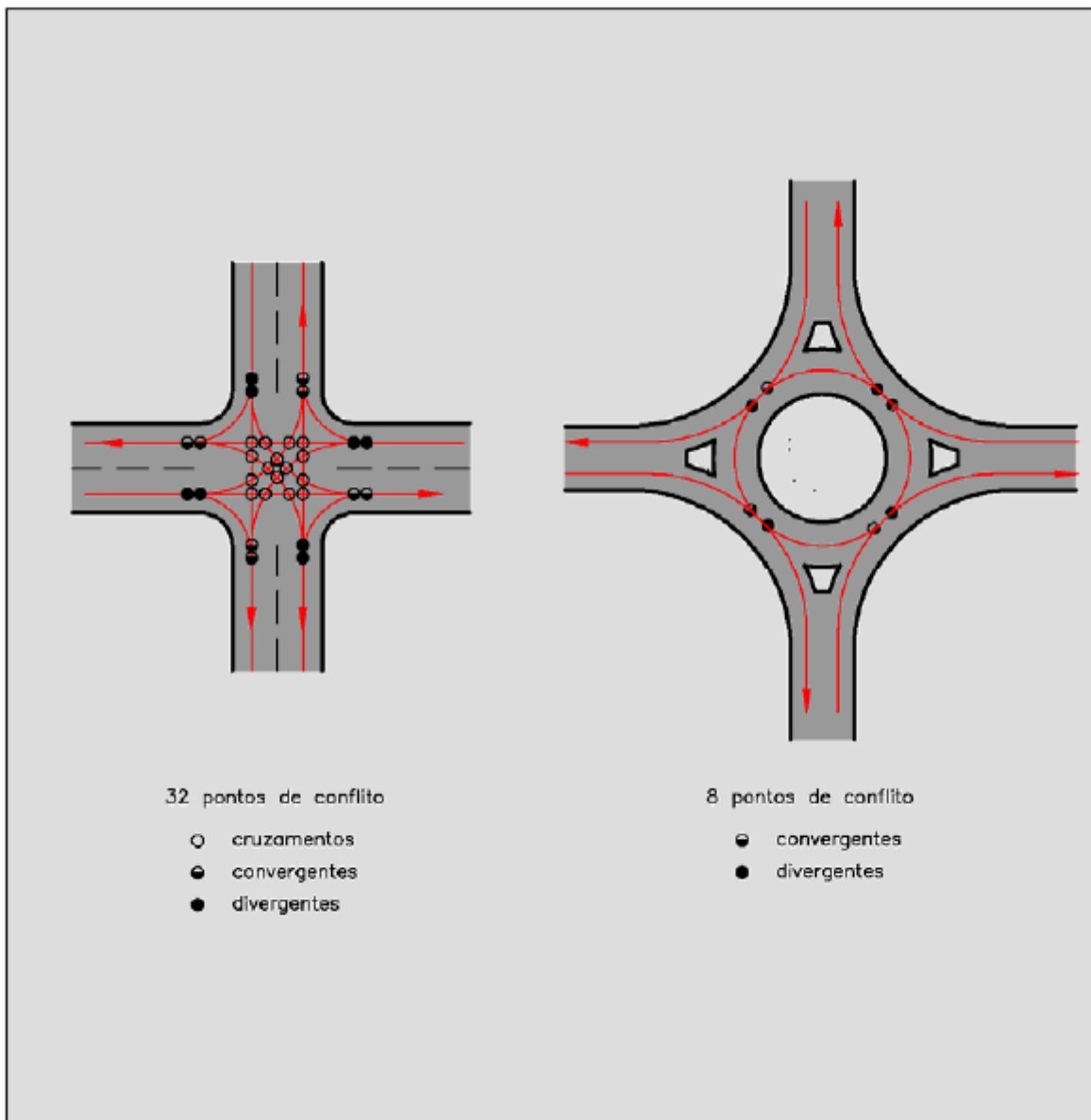
Fonte: DNIT, 2005.

3.9.2.1 Conflitos em rótulas

Para o Manual de projetos de Interseções (DNIT, 2005), a operação com regra de prioridade aumenta muito a capacidade da rotatória. Estudos mostram que rótulas reduzem o número de acidentes significativamente nas interseções que são aplicadas.

A redução dos acidentes das rótulas, quando comparadas com interseções de prioridade, é devido à redução dos pontos de conflito entre as duas configurações. É possível passar de 32 pontos de conflito, em uma interseção de 4 ramos, para 8 pontos quando se utiliza uma rotatória com uma única faixa de trânsito como mostra a Figura 13.

Figura 13 – Pontos de conflito na interseção de quatro ramos e na rótula com uma faixa de tráfego



Fonte: DNIT, 2005.

3.10 Parâmetros de rótulas convencionais

O Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005), cita que nesta rótula a preferência de passagem do tráfego é de quem vier pela direita, ou seja, os acessos à rótula terão preferência sobre o tráfego que vem pela pista rotatória.

Este tipo de solução não estabelece prioridade para o tráfego que está circulando na rotatória, e deve ser usado apenas em casos especiais. Pode ser recomendado para rótulas de grandes dimensões, em que uma rodovia principal de elevado volume de tráfego é conectada com vias secundárias de importância muito inferior. Este tipo de interseção é constituído basicamente por uma série de trechos de entrecruzamento, nos quais se evita o conflito direto.

A capacidade destas interseções está, pois, principalmente condicionada à capacidade das seções de entrecruzamento que a constituem. Essas rótulas podem ter várias formas, dependendo das posições relativas e tipos de rodovias que convergem, das condições locais e de tráfego.

3.10.1 Velocidade de projeto

É muito raro fazer o projeto de uma rótula com a mesma velocidade diretriz das vias que convergem para ela. A Tabela 2 fornece as velocidades de projeto recomendadas para a pista rotatória, a fim de que a área que a interseção ocupa não seja excessiva e para que a percurso dos veículos que por ela circulem não se alongue muito.

Tabela 2– Velocidades de projeto para rótulas convencionais

Velocidade de projeto da rodovia (km/h)	Velocidade média de operação da rodovia (km/h)	Velocidade de projeto da pista rotatória (km/h)	
		Mínima	Desejável
50	45	30	50
65	55	50	55
≥80	65 a 80	55	65

Fonte: DNIT, 2005.

3.10.2 Ilha central

Conforme Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005), nas áreas rurais a pista rotatória deve ter no mínimo duas faixas e não mais que quatro. É preferível que a largura por faixa seja de 3,60 m e sempre que possível, já que este valor, segundo Pimenta e Oliveira (2004), corresponde às dimensões para cálculo do alargamento das pistas nas curvas em rodovias, com base no caminhão padrão (SU), em que 2,60 m correspondem à largura do veículo e 1,00 m aos espaços de segurança.

A ilha central pode ser de forma circular, oval ou completamente irregular. O projeto dependerá de quatro fatores: número e situação dos ramos da interseção, comprimento necessário dos trechos de entrecruzamento para acomodar os volumes de projeto à velocidade diretriz, curvatura da pista rotatória de acordo com a velocidade de projeto de modo a garantir condições seguras de operação.

3.10.3 Entradas e saídas

Os raios e ângulos nas entradas e saídas devem ser suficientes para que os movimentos de giro sejam executados de maneira fácil por todos os tipos de veículos que utilizar rotatória.

As entradas devem ser projetadas para a mesma velocidade diretriz da pista rotatória e as saídas para uma velocidade pouco maior, para melhor escoamento do fluxo. As características geométricas destes componentes devem ser determinadas adotando-se os mesmos parâmetros que se aplicam nas demais interseções em nível (DNIT, 2005).

3.10.4 Superelevação

Segundo Pimenta e Oliveira (2004), quando um veículo está trafegando em um trecho reto, com velocidade constante, a resultante das forças que atuam sobre ele é nula, e o movimento é retilíneo uniforme. Ao atingir uma curva é necessária a presença de uma força no centro da curva, chamada de força centrípeta, para que o veículo consiga descrever a curva.

Superelevação ou sobrelevação é a inclinação transversal da pista, geralmente expressa em porcentagem, que tem como objetivo criar uma componente do peso do veículo na direção do centro da curva, que somada à força de atrito, produzirá a força centrípeta (PIMENTA e OLIVEIRA 2004). As Equações 27 e 28 expressam o valor da força centrípeta e da força de atrito.

$$F_c = \frac{m \times V^2}{R} \quad (\text{Eq.27})$$

Onde:

F_c = força centrípeta;

m = massa do veículo;

V = velocidade do veículo;

R = raio da curva.

$$F_{at} = N \times f \quad (\text{Eq.28})$$

Onde:

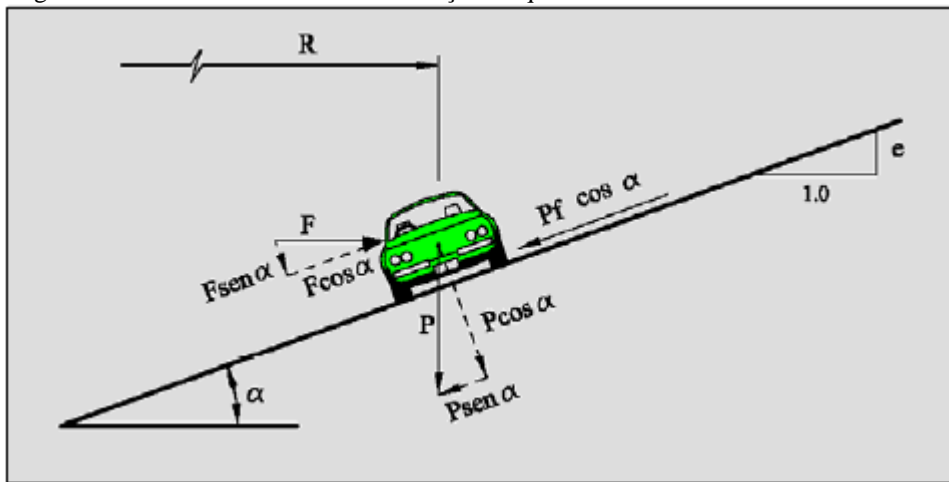
F_{at} = Força de atrito;

N = força normal;

f = coeficiente de atrito transversal entre o pneu e o pavimento.

A Figura 14 mostra um veículo percorrendo uma curva circular superelevada, nela é possível observar que a tangente do ângulo formado pelo plano e pela pista com o plano horizontal define o valor da superelevação, como exposto na Equação 29.

Figura 14 – Pontos de conflito na interseção de quatro ramos e na rótula com uma faixa de tráfego



Fonte: DNIT, 2005

$$e = tg\alpha$$

(Eq.29)

Em que:

e = superelevação

α = ângulo entre o plano formado pela pista com o plano horizontal.

Para o DNIT (2005), apesar de ser muito difícil alcançar superelevações desejadas devido ao número de arranjos possíveis em uma interseção deste tipo, deve ser feito tudo que possível para aproximar-se aos valores desejados e evitar resultados negativos.

3.10.5 Distância de visibilidade e greides

É ideal que a distância de visibilidade ao trecho de chegada à ilha direcional deve exceder a distância de visibilidade de parada da rodovia de aproximação. Preferencialmente, os greides em toda a interseção rotatória não devem exceder 3% para que a visibilidade seja garantida quando os usuários se aproximarem da interseção (DNIT, 2005).

3.11 Capacidade e nível de serviço de uma rótula

De acordo com DNIT (2006), o conceito de nível de serviço foi instituído pelo *Highway Capacity Manual – HCM*, que possibilita verificar as condições do serviço oferecido por uma via.

Segundo HCM (2010), os critérios utilizados para avaliar o nível de serviço para veículos em rótulas são dados na Tabela 3, onde é relacionado o atraso dos veículos com a relação entre o volume e a capacidade. Quando a capacidade excede 1,0, independente do controle de atraso, o nível de serviço atribuído é o F. Os níveis de serviço podem ser segundo (DNIT, 2005):

- **Nível de serviço A:** A maioria dos veículos das correntes de tráfego pode passar livremente pela interseção, quase sem a ocorrência de atrasos.
- **Nível de serviço B:** A capacidade de deslocamento da corrente secundária é afetada pela corrente preferencial, os tempos de espera são pequenos.
- **Nível de serviço C:** Os motoristas da corrente secundária têm que estar atentos a quantidade expressiva de veículos da corrente principal, os tempos de espera são maiores que no item anterior. Inicia-se a formação de filas de veículos, mas sem grande extensão.
- **Nível de serviço D:** A maioria dos veículos da corrente secundária realizam paradas com significativa perda de tempo. Mesmo com a formação de retenções de veículos maiores, essas tendem a reduzir. O movimento do tráfego permanece estável.
- **Nível de serviço E:** As retenções de veículos não serão reduzidas enquanto permanecer os mesmos volumes de tráfego. Os tempos de espera tornam-se muito elevados. Neste estágio foi atingida a capacidade.
- **Nível de serviço F:** O número de veículos que chegam a interseção é superior a capacidade, formam-se longas filas de veículos, com elevados tempos de espera. A situação só é aliviada com queda significativa dos volumes de espera.

Tabela 3 – Critério de nível de serviço

Controle de atraso (s/veh)	Nível de serviço por volume em relação a capacidade	
	$v/c \leq 1,0$	$v/c \geq 1,0$
0 - 10	A	F
>10 - 15	B	F
>15 - 25	C	F
>25 - 35	D	F
>35 - 50	E	F
>50	F	F

Fonte: HCM 2010

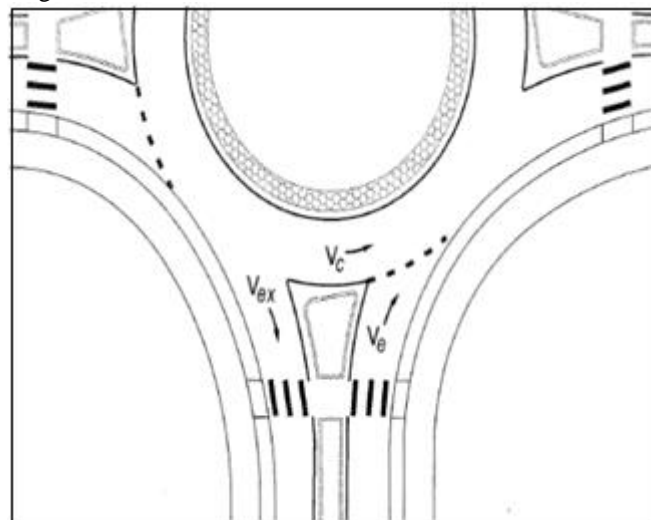
Para analisar uma rótula é válido verificar o número e configuração das pistas em cada entrada, o volume de tráfego para cada movimento de entrada e de veículos e pedestres (se houver), durante 15 minutos ou uma hora do horário de pico, a porcentagem de veículos pesados e a distribuição de volume em entradas de várias pistas.

A capacidade em uma rótula é determinada considerando a relação da quantidade de pistas de entrada da mesma com as pistas de circulação. De acordo com HCM (2010), a taxa de fluxo de circulação que causa conflito com uma entrada da rótula é o que se considera para cálculo da capacidade como exposto na Tabela 4.

Para a capacidade de entrada de uma rótula os três fluxos de interesse são:

- Fluxo de entrada (V_e)
- Fluxo circulante (V_c)
- Fluxo de saída (V_{ex})

Figura 15 – Fluxos em uma rótula



Fonte: HCM, 2010.

Tabela 4 – Equações de capacidade para vias de entrada

Pistas na entrada	Pistas na rótula	Equação utilizada
2	2	$C_{e,dir,pce} = 1130 \times e^{(-0,7 \times 10^{-5})} V_{c,pce}$ $C_{e,esq,pce} = 1130 \times e^{(-0,75 \times 10^{-5})} V_{c,pce}$
1	2	$C_{e,pce} = 1130 \times e^{(-0,7 \times 10^{-5})} V_{c,pce}$
2	1	$C_{e,pce} = 1130 \times e^{(-1,0 \times 10^{-5})} V_{c,pce}$
1	1	$C_{e,pce} = 1130 \times e^{(-1,0 \times 10^{-5})} V_{c,pce}$

Fonte: BISSOLOTTI e CRESTANI 2012 apud HCM 2010

Onde:

$C_{e,pce}$ = capacidade da via de entrada ajustado para veículos pesados (pc/h);

$C_{e,dir,pce}$ = capacidade da via de entrada direita, ajustado para veículos pesados (pc/h);

$C_{e,esq,pce}$ = capacidade da via de entrada esquerda, ajustado para veículos pesados (pc/h);

$V_{c,pce}$ = taxa de fluxo em conflito, total de ambas as faixas (pc / h).

Para a determinação do nível de serviço é preciso que seja feita a equivalência entre veículos transformando os veículos pesados em carros de passeio. A Tabela 5 indica os valores para realizar a transformação.

Tabela 5 – Equivalência de carro de passageiro

Tipo de veículo	Equivalente de carro de passageiro
Carro de passageiro	1
Veículo pesado	2

Fonte: HCM 2010

O fator de ajuste para veículos pesados e taxa de demanda de fluxo para um movimento são determinados pelas Equações 30 e 31.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T \times (E_T - 1)} \quad (\text{Eq.30})$$

$$v_{i,pce} = \frac{v_i}{f_{HV}} \quad (\text{Eq.31})$$

Em que:

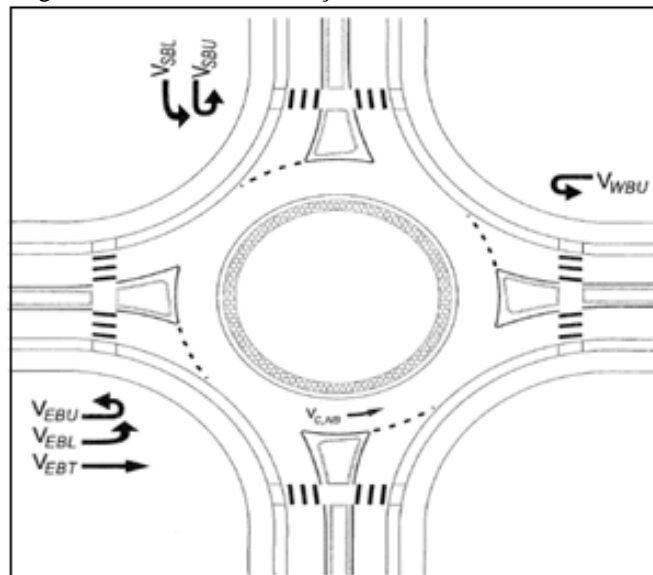
f_{HV} - fator de ajustamento para veículos pesados;

- P_T – proporção de veículos pesados no fluxo de tráfego;
 E_T - equivalente de veículos pesados em carros de passageiro;
 $v_{i,pce}$ – taxa de demanda de fluxo para o movimento i (pc/h);
 v_i – taxa de demanda de fluxo para o movimento i (veíc./h).

A determinação das taxas de fluxo de saída e de entrada que circulam nas rótulas também são relevantes para a obtenção do nível de serviço como mostra Figura 16.

- Taxa de saída: pode ser obtida conforme mostrado na Figura 17, e Equação 33.

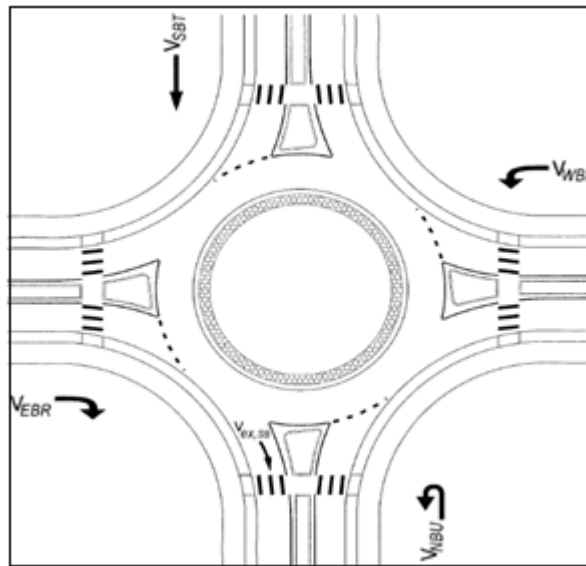
Figura 16 – Fluxo de circulação



Fonte: HCM, 2010

$$v_{c,NB,pce} = v_{WBU,pce} + v_{SBL,pce} + v_{SBU,pce} + v_{EBT,pce} + v_{EBL,pce} + v_{EBU,pce} \quad (\text{Eq.32})$$

Figura 17 – Fluxo de saída



Fonte: HCM, 2010

$$v_{ex,pce} = v_{NBU,pce} + v_{WBL,pce} + v_{SBT,pce} + v_{EBR,pce} - v_{EBR,pce,bypass} \quad (\text{Eq.33})$$

- Taxa de entrada: é a soma de todas as taxas de movimento que utilizam a entrada. Quando as entradas apresentam múltiplas faixas e entradas com faixas livres, ou ambas as situações, deve-se usar as seguintes descrições.
 - a) Se uma pista de desvio para a direita, por sua vez, é fornecida, o fluxo da pista de circulação é removido a partir do cálculo dos fluxos de entrada da rotatória.
 - b) Se apenas uma pista está disponível para um dado movimento, o fluxo para o movimento é atribuído apenas para aquela pista.
 - c) Os demais fluxos são assumidos para ser distribuídos em todas as pistas, sujeitos as quaisquer restrições impostas, desequilíbrios observados ou utilização volumes estimadas de pista.

Tabela 6 – Designação de pistas assumidas

Designações de pista atribuídas	Designações de pista assumidas
LT, TR	Se $v_u + v_L + v_T + v_{R,e} > v_{R,e}$: L, TR (Faixa de virada a esquerda) Se $v_{R,e} > v_u + v_L + v_T$: LT, R (Faixa de virada a direita) Outro LT, TR
L, LTR	Se $v_T + v_{R,e} > v_u + v_L$: L, TR (Através da faixa da direita) Outro L, LTR
LTR, R	Se $v_u + v_L + v_T > v_{R,e}$: L, TR (Através da faixa da esquerda) Outro LTR, R

Fonte: HCM, 2010

Notas: v_u , v_L , v_T e $v_{R,e}$ são Volta, Virar esquerda, direita, fluxo através de passagem livre utilizando uma determinada entrada, respectivamente. L = esquerda; LT = através da esquerda; TR = através da direita; LTR = Esquerda através da direita e R = direita.

As taxas de fluxo podem ser atribuídas a cada entrada utilizando as fórmulas da Tabela 7, onde, %RL é a porcentagem de entrada do tráfego com a pista da direita, %LL é a porcentagem de entrada utilizando a via de entrada à esquerda.

Tabela 7 – Designação de volumes para duas pistas de entrada

Caso	Designações de pistas assumidas	Pista Esquerda	Pista direita
1	L, TR	$v_u + u_L$	$v_T + u_{R,e}$
2	LT, R	$v_u + u_L + u_T$	$u_{R,e}$
3	LT, TR	(%LL) eu	(%RL) eu
4	L, LTR	(%LL) eu	(%RL) eu
5	LTR, R	(%LL) eu	(%RL) eu

Fonte: HCM, 2010

Notas: v_u , v_L , v_T e $v_{R,e}$ são Volta, Virar esquerda, direita, fluxo através de passagem livre utilizando uma determinada entrada, respectivamente. L = esquerda; LT = através da esquerda; TR = através da direita; LTR = Esquerda através da direita e R = direita.

O HCM (2010) ainda define que após a obtenção das taxas de fluxo de capacidade por pista, deve-se converter a taxa em veículos por hora. Para tal, é necessário encontrar o fator de ajuste para veículos para cada pista, a capacidade e o volume em veículos por hora.

O fator de ajuste para veículos pesados para cada faixa de entrada pode ser aproximado pela média ponderada dos fatores de ajuste de veículos pesados para cada movimento de entrada na rótula pela taxa de fluxo, como mostra a Equação 34.

$$f_{HV,e} = \frac{f_{HV,u} v_{u,PCE} + f_{HV,L} v_{L,PCE} + f_{HV,T} v_{T,PCE} + f_{HV,R,e} v_{R,ePCE}}{v_{u,PCE} + v_{L,PCE} + v_{T,PCE} + v_{R,ePCE}}$$

(Eq.34)

Onde:

$f_{HV,e}$ = fator de ajustamento para veículos pesados para a pista de entrada;

$f_{HV,i}$ = fator de ajustamento para veículos pesados para a pista de entrada i;

$v_{i,PCE}$ = taxa de fluxo da demanda por movimento i (pc/h).

E com a Equação 35, a capacidade é convertida novamente em veículos por hora:

$$c_i = c_{i,PCE} \times f_{HV,e} \times f_{ped} \quad (\text{Eq.35})$$

Em que:

c_i = capacidade por pista i, (veh/h);

$c_{i,PCE}$ = capacidade por pista i, (pc/h);

$f_{HV,e}$ = fator de ajustamento para veículos pesados por pista i;

f_{ped} = fator de impedância de pedestre.

A relação entre a taxa de fluxo de demanda da pista a ser avaliada pela capacidade da pista a ser avaliada, é chamada de proporção do volume da capacidade da pista a ser avaliada, que é calculada conforme a Equação 36.

$$x_i = \frac{v_i}{c_i} \quad (\text{Eq.36})$$

Onde:

x_i = proporção do volume da capacidade da pista a ser avaliada i;

v_i = taxa de fluxo de demanda da pista a ser avaliada i (veh/h);

c_i = capacidade da pista a ser avaliada i (veh/h).

O controle de atraso médio para uma determinada pista é a função da capacidade da pista pelo grau de saturação como mostra a Equação 37 Segundo o modelo proposto pelo HCM 2010, não há fila residual no início do período de análise e se o grau de saturação é maior que 0,9, o controle médio de atraso é fortemente afetado pela duração do período de análise.

$$d = \frac{3600}{c} + 900T \left[x - 1 \sqrt{(x - 1)^2 + \frac{\left(\frac{3600}{c}\right)^x}{450T}} \right] + 5 \times \min [x, 1] \quad (\text{Eq.37})$$

Onde:

d = média de controle de atraso (s/veh);

x = proporção do volume da capacidade da pista a ser avaliada;

c = capacidade da pista a ser avaliada i (veh/h);

T = período de tempo (h), $T = 0,25$ h para 15 minutos analisados.

O controle de atraso médio para a rótula inteira é calculado conforme Equação 38.

$$d_{interseção} = \frac{\sum d_i v_i}{\sum v_i} \quad (\text{Eq.38})$$

Em que:

$d_{interseção}$ = controle de atraso para a interseção inteira (s/veh);

d_i = controle de atraso para o acesso i (s/veh);

v_i = taxa de fluxo do acesso i (veh/h);

3.12 Alinhamentos

Os alinhamentos horizontal e vertical da rodovia principal no local de uma interseção são frequentemente definidos por condicionantes que dificultam a realização de alterações para atender as exigências operacionais da interseção. Entretanto, quase sempre é possível implantar modificações em locais de geometria desfavorável, com o objetivo de modificar os alinhamentos de modo a garantir melhores condições de operação e maior visibilidade em todas as direções (DNIT, 2006).

3.12.1 Alinhamento horizontal

Em todos os tipos de cruzamento é ideal que vias interceptantes se encontrem com ângulo igual ou próximo a 90°. Ângulos entre 75° e 90°, causam poucas restrições na visibilidade e operação do tráfego. Para ângulos inferiores a 60° o realinhamento deve ser considerado.

3.12.2 Alinhamento vertical

O perfil longitudinal do projeto de uma estrada, também chamado de greide deve tornar fácil o controle de veículos nos cruzamentos. Deve-se existir amplas distâncias de visibilidade ao longo das vias que se interceptam, sempre que uma ou ambas as vias que cheguem à interseção em curvas verticais. Os greides de vias que se cruzam devem ser tão

suaves quanto possível, principalmente nos trechos destinados ao armazenamento de veículos parados.

É ideal a utilização de greides menor que 3%, pois valores acima deste exigem correção de vários fatores de projeto, para que as condições sejam equivalentes às rodovias de região plana.

As linhas de greide e as seções transversais dos ramos do cruzamento devem ser ajustadas desde uma distância antes do cruzamento. É comum que o greide da rodovia principal seja mantido através da interseção e o do cruzamento ajustado ao mesmo.

3.13 Elementos do projeto de interseções

3.13.1 Distâncias de Visibilidade

O Manual de Projetos de Interseções (DNIT, 2005), dita que para que os usuários possam identificar possíveis conflitos e perigos antes de realizar as manobras necessárias, devem ter visão livre de toda a interseção e de partes dos ramos de acesso. A área de visibilidade necessária é função das distâncias percorridas durante os tempos de percepção e reação e frenagem.

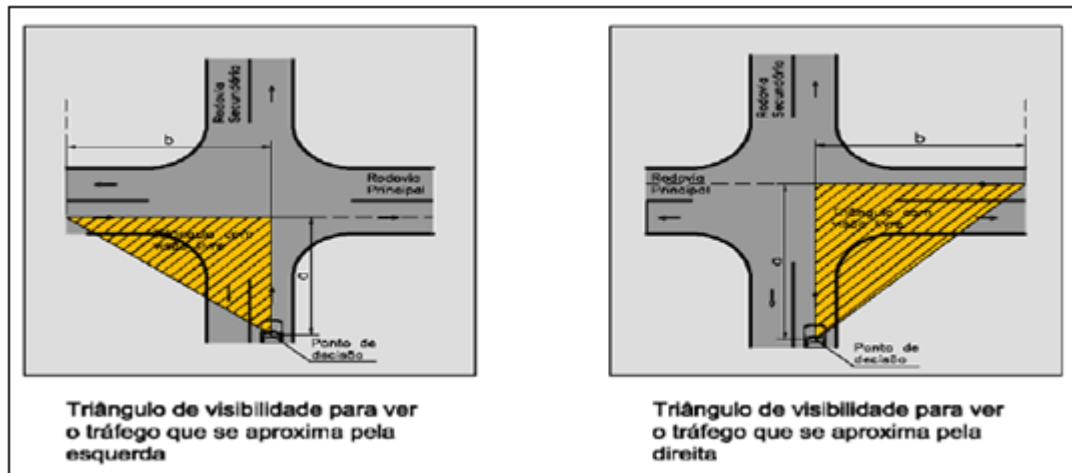
Quando for impossível proporcionar distâncias adequadas de visibilidade, deve-se fazer o controle reduzindo as velocidades de aproximação.

A análise dos obstáculos à livre visão é feita em função do veículo de projeto considerado, sendo que para carro de passeio tanto o olho do motorista como o objeto estão à altura de 1,08 m; enquanto para caminhões o olho do motorista está à altura de 2,33 m e o objeto a 1,08 m. Essas alturas são recomendadas na edição de 2001 na publicação da AASHTO "*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*".

Em função do controle de trânsito são escolhidas as opções que serão adotadas para cada interseção. Para cada situação existe uma relação espaço-tempo-velocidade, que indica o triângulo de visibilidade livre necessário. Devem ser evitados ao máximo, obstáculos que atrapalhem a visão do tráfego, como: edificações, veículos estacionados, taludes de cortes, cercas, árvores, moitas e plantações altas.

A Figura 18 mostra as áreas de visibilidade para ver o tráfego que se aproxima pela esquerda e pela direita.

Figura 18 – Triângulo de visibilidade para tráfego em movimento



Fonte: DNIT, 2005.

Quando um veículo para em uma interseção, este deve ter visibilidade suficiente da rodovia principal, para que assim possa cruzá-la ou incorporar-se na rodovia principal em segurança. O projeto deve satisfazer tanto as visibilidades de tráfego conflitante como as necessidades de espaço para manobras de visibilidade.

As distâncias “b” são as percorridas por veículos da rodovia principal durante o tempo em que o veículo que vem pela secundária se desloca do ponto de decisão e atravessa a interseção ou se incorpora em uma das correntes da rodovia principal. As distâncias “a” são as percorridas na rodovia secundária a partir do ponto de decisão até o ponto de cruzamento com uma das correntes da rodovia principal.

3.13.2 Tipos de controle de tráfego nas interseções

Os giros à direita e à esquerda a partir da rodovia secundária da interseção são dependentes das distâncias de visibilidade que são definidas como segue:

- Giro à esquerda a partir da rodovia secundária

O ponto de partida na rodovia secundária (ponto de decisão) deve ficar à distância de 4,40 m a 5,40 m do bordo da faixa de tráfego da rodovia principal.

Observações dos intervalos de tempo entre veículos da rodovia principal aceitos pelos motoristas que giram à esquerda a partir da rodovia secundária permitiram criar a Tabela 8.

Tabela 8 – Intervalos de tempo aceitos para giros à esquerda

Veículo de projeto	Intervalo entre veículos na rodovia principal na velocidade de projeto t_g(s)
Carro de passeio (VP)	7,5
Caminhão/Ônibus	9,50
Semi-reboque/Reboque (SR/RE)	11,5

Fonte: AASHTO.

Obs:

- i) Intervalos de tempo necessários para um veículo parado girar à esquerda em uma rodovia de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central.
- ii) Se na aproximação pela rodovia secundária o greide for ascendente e exceder 3%, adicionar 0,2 segundos para cada 1% de acréscimo.
- iii) Se a rodovia principal tiver mais de duas faixas deve-se acrescentar 0,5 segundos para carros de passeio e 0,7 segundos para caminhão ou ônibus, para cada faixa a mais a ser atravessada.

A distância de visibilidade na interseção à esquerda e à direita ao longo da rodovia principal (dimensão b) é determinada pela Equação 39:

$$DVI = 0,278 \times Vp \times t_g$$

(Eq.39)

Onde:

DVI = distância de visibilidade necessária ao longo da via principal (m);

Vp = velocidade diretriz da rodovia principal (km/h);

t_g = intervalo de tempo entre veículos da rodovia principal aceitos por veículos procedentes da rodovia secundária (s).

Os valores DVI para casos da prática são dados na Tabela 9.

Tabela 9 – Distâncias de visibilidade (b) em interseções controladas pela sinalização “Parada Obrigatória” – giro à esquerda a partir da rodovia secundária

Veículo de projeto	Distâncias de visibilidade necessárias para um veículo parado girar à esquerda em uma rodovia de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Aproximações com greide até 3%											
VP	40	65	85	105	125	145	165	190	210	230	250
CO/O	55	80	105	130	160	185	210	240	265	290	315
SR/RE	65	95	130	10	190	225	255	290	320	350	385
Aproximações com greide até 4%											
VP	45	65	85	105	130	150	170	195	215	235	255
CO/O	55	80	110	135	160	190	215	245	270	295	325
SR/RE	65	100	130	165	195	230	260	295	325	360	390
Aproximações com greide até 5%											
VP	45	65	90	110	130	155	170	195	215	235	255
CO/O	55	85	110	140	165	195	220	250	275	305	330
SR/RE	65	100	130	165	200	230	265	300	330	365	395
Aproximações com greide até 6%											
VP	45	70	90	115	135	160	180	205	225	250	270
CO/O	55	85	110	140	170	195	225	255	280	310	335
SR/RE	65	100	135	170	200	235	270	305	335	370	405

Fonte: AASHTO.

- Giro à direita a partir da rodovia secundária

O giro à direita da rodovia secundária para a principal deve atender o triângulo de visibilidade de partida para o tráfego da rodovia principal que se aproxima pela esquerda (Figura 85), considerando sempre o mesmo ponto de partida na rodovia secundária do caso do giro à esquerda. Os intervalos de tempo aceito para giros estão expostos na Tabela 10:

Tabela 10 – Intervalos de tempo aceitos para giros à direita

Veículo de projeto	Intervalo entre veículos na rodovia principal na velocidade de projeto tg(s)
Carro de passeio (VP)	6,5
Caminhão/Ônibus	8,50
Semi-reboque/Reboque (SR/RE)	10,5

Fonte: AASHTO

Obs:

i) Intervalos de tempo necessários para um veículo parado girar à direita ou atravessar uma rodovia de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central.

ii) Se na aproximação pela rodovia secundária o greide for ascendente e exceder 3%, adicionar 0,1 segundos para cada 1% de acréscimo.

iii) No caso de travessia, se a rodovia principal tiver mais de duas faixas deve-se acrescentar 0,5 segundos para carros de passeio e 0,7 segundos para caminhão ou ônibus, para cada faixa a mais a ser atravessada ou canteiro central estreito que não puder abrigar o veículo de projeto.

Tabela 11 – Distâncias de visibilidade (b) em interseções controladas pela sinalização "Parada Obrigatória" – giro à direita ou travessia a partir da rodovia secundária

Veículo de projeto	Distâncias de visibilidade necessárias para um veículo parado girar à esquerda em uma rodovia de duas faixas e dois sentidos de tráfego, sem canteiro central (m)										
	Velocidade diretriz da rodovia principal (km/h)										
	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Aproximações com greide até 3%											
VP	35	55	70	90	110	125	145	165	180	200	215
CO/O	45	70	95	120	140	165	190	215	235	260	285
SR/RE	60	90	115	145	175	205	235	265	290	320	350
Aproximações com greide até 4%											
VP	35	55	75	90	110	130	145	165	185	200	220
CO/O	55	80	105	135	160	185	215	240	265	295	320
SR/RE	60	90	120	145	175	205	235	265	295	325	355
Aproximações com greide até 5%											
VP	35	55	75	95	110	130	150	170	185	205	225
CO/O	55	80	110	135	160	190	215	245	270	295	325
SR/RE	60	90	120	150	180	210	240	270	295	325	355
Aproximações com greide até 6%											
VP	40	55	75	95	115	130	150	170	190	210	225
CO/O	55	80	110	135	165	190	220	245	270	300	325
SR/RE	60	90	120	150	180	210	240	270	0	330	360

Fonte: AASHTO

3.13.3 Distâncias de visibilidade de parada

Uma distância de visibilidade acima da mínima de parada deve ser estabelecida em todas as pistas da interseção. Não é considerada a distância de visibilidade de ultrapassagem em pistas com dois sentidos de tráfego, pelo fato de que nas interseções os trechos são curtos e a sinalização deve proibir a ultrapassagem (DNIT, 2005).

Para Pimenta e Oliveira (2004), é a distância de visibilidade mínima que um veículo precisa ao percorrer uma estrada, na velocidade de projeto, possa parar, com segurança, antes de atingir um obstáculo que possa surgir em sua trajetória.

As rampas auxiliam o veículo a parar nas subidas e dificulta nas descidas, esse fato é explicado pela componente do vetor peso do veículo. A inclinação da rampa é designada por i , é definida como o ângulo formado entre a rampa e a horizontal. Usa-se o sinal positivo para rampas ascendentes e o negativo nas descendentes, assim a distância de frenagem em rampas é dada pela Equação 40 e os fatores de atrito de acordo com a velocidade podem ser encontrados na Tabela 12.

$$Df = 0,7 \times V + 0,0039 \frac{(V^2)}{f \pm i} \quad (\text{Eq.40})$$

Onde:

Df = distância de frenagem (m);

V = velocidade do veículo (km/h);

f = coeficiente de atrito longitudinal;

i = inclinação da rampa.

Tabela 12 – Coeficientes de atrito longitudinal

Velocidade de projeto (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Coeficiente de atrito	0,40	0,38	0,35	0,33	0,31	0,30	0,30	0,29	0,28	0,28

Fonte: Pimenta e Oliveira, 2004

Os valores arredondados para fins de projeto são dados na Tabela 13.

Tabela 13 – Distâncias de visibilidade de parada em (m)

Velocidade diretriz (km/h)	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Mínima	15	20	30	45	60	75	90	110	130	155	180	205
Desejada	15	20	30	45	65	85	110	140	175	210	255	310

Fonte: DNIT, 2005

3.14 Curva horizontal circular

Segundo DNIT (2005) as curvas apresentam raios de curvatura que consideram os seguintes aspectos: atender aos veículos satisfatoriamente quando estes realizam manobras de conversão no local, sem invasão de outras faixas; garantir segurança para pedestres, já que raios maiores aumentam a travessia de pedestres, tornando maiores os riscos de atropelamento; fazer a combinação ideal entre o raio e a superelevação para reduzir os problemas de giro na interseção; quando o traçado da rodovia passa por locais onde será necessário realizar desapropriações, essas aumentam na medida em que o raio de curvatura aumenta.

3.14.1 Raios mínimos para curvas em interseções

Quando se deseja que os veículos consigam girar a velocidades maiores que 25 km/h, as curvas devem possuir raios maiores e superelevações adequadas.

Relacionando-se o coeficiente de atrito transversal e a velocidade, e fixando-se a superelevação da curva, é possível determinar o raio mínimo a ser empregado. É claro que cada valor de superelevação resulta em diferentes raios para cada par velocidade de projeto/coeficiente de atrito, mas para projeto de interseções é conveniente definir um raio mínimo só para cada velocidade; que é obtido a partir da fixação de uma taxa mínima de superelevação para cada raio. No caso de ser adotada uma taxa maior, os efeitos serão positivos, já que o atrito transversal diminuirá e assim os motoristas poderão trafegar com mais conforto e velocidade.

Em condições extremas e considerando os comprimentos disponíveis para o desenvolvimento da superelevação, a taxa mínima variará de 0% a 25 km/h até 9% a 70 km/h. A Tabela 14 indica os raios mínimos para as velocidades de projeto das curvas, com as superelevações correspondentes.

Tabela 14 – Raios mínimos para curvas em interseções

Velocidade de projeto (km/h)	25	30	40	50	60	70
Coefficiente de atrito transversal - <i>f</i>	0,32	0,28	0,23	0,19	0,17	0,15
Superelevação (%)	0	2	4	6	8	9
Raio mínimo calculado (m)	15	24	47	79	113	161
Raio mínimo arredondado (m)	15	25	50	80	115	160

Fonte: DNIT, 2005

Para Pimenta e Oliveira o raio de uma curva pode ser calculado pela Equação 41 com (m), ou da forma mais usual conforme Equação 42, com a velocidade em (km/h) e o raio em (m).

$$R = \frac{v^2}{g \times (e+f)} \quad (\text{Eq.41})$$

$$R = \frac{V^2}{127 \times (e + f)} \quad (\text{Eq.42})$$

Onde:

R = raio da curva;

V = velocidade em que o veículo trafega;

e = superelevação;

f = coeficiente de atrito transversal entre o pneu e o pavimento;

g = aceleração da gravidade (9,81 m/s²)

3.15 Terraplenagem

Segundo Antas et al. (2010), a junção de atividades que tem por objetivo preparar uma plataforma adequada ao uso de veículos é entendida como terraplenagem.

O conjunto de operações que fazem a transformação no terreno se resume em desmatamento e limpeza da faixa a ser usada pela estrada, raspagem da vegetação superficial, execução de estradas e serviços, escavação do solo que se encontra acima da cota de projeto, transporte do material escavado, aterro dos locais onde o terreno está abaixo da cota de projeto, compactação dos aterros, conformação das plataformas e taludes, abertura de valas

para serviço de drenagem e cavas para fundações de obras civis (PIMENTA e OLIVEIRA, 2004).

O custo de terraplenagem é significativo em relação ao custo total da obra da estrada e por isso é ideal que o material escavado nos cortes seja aproveitado para a construção de aterros.

3.15.1 Cálculo das áreas

Para Pimenta e Oliveira (2004), o primeiro passo para a obtenção dos volumes é o cálculo das áreas. No caso de seção totalmente em corte ou totalmente em aterro é feito o cálculo do polígono e o valor obtido entra no processo cálculo de volumes. No caso de seção mista calcula-se separadamente a área de corte e de aterro, ou a soma das áreas de aterro e de corte.

Para a realização do cálculo pode ser usado qualquer método informatizado. Existem dois processos práticos que podem ser aplicados de forma facilitada.

- **Pela fórmula de Gauss:** as coordenadas (x_i, y_i) dos pontos que definem a seção, tomados em sequencia em um mesmo sentido ao longo do perímetro como segue a Equação 43 .

$$A = \frac{1}{2} [(x_1y_2 + x_2y_3 + \dots + x_ny_1) - (y_1x_2 + y_2x_3 + \dots + y_nx_1)] \quad (\text{Eq. 43})$$

- **Pela divisão em figuras geométricas:** a seção é dividida em vários trapézios, para cada um é feito um cálculo de área que serão somadas.

3.15.2 Cálculo de volumes

O volume de um segmento pode ser calculado de forma simplificada, efetuando-se a multiplicação da média das áreas pela distância entre as seções. No caso de seções mistas, ou seja, que contemplam cortes e aterros, o cálculo de volumes é feito separadamente.

Para terrenos que apresentem superfície irregular, é preciso que sejam criadas seções intermediárias para que possíveis erros possam ser evitados (PIMENTA E OLIVEIRA, 2004).

3.15.3 Distribuição do material escavado

Para Pimenta e Oliveira (2004), o aproveitamento do material escavado pode ser usado para a construção de aterros é chamado de compensação de volumes. Nem todos os materiais podem ser utilizados para compor aterros, devido à condição inadequada dos mesmos. A essa operação de descarte desse material dá-se o nome de bota-fora, que também acontece quando o volume de corte é maior que o volume de aterro.

Para decidir qual a melhor opção para distribuir o material escavado deve ser levado em conta o custo do transporte, ou seja, analisar quando se deve compensar o solo transversalmente, lateralmente ou levá-lo para longe.

Quando o volume de corte for maior que o volume requerido por aterro, este deve ser executado com material do local, e o volume restante pode ser usado para a compensação longitudinal ou bota-fora. Entretanto, se o volume de corte for insuficiente, todo o material deve permanecer no local e vir de outro segmento o volume faltante (PIMENTA E OLIVEIRA, 2004).

3.15.4 Talude de um aterro

Segundo o Manual de Implantação Básica (DNIT, 2010), talude de um aterro é a cotangente do ângulo de inclinação da saia do aterro expresso de maneira análoga à dos cortes ou a tangente, com o ângulo horizontal. Os taludes dos aterros variam na prática de 2:3 (V: H) a 1:4 (V: H). A inclinação de 1:4 é indicada para aterros baixos (abaixo de 2,5 m). Vale ressaltar que a denominação talude tem sido usada para designar a rampa do corte ou da saia do aterro.

4 METODOLOGIA

4.1 O local de estudo

A interseção de acesso à cidade de Três Pontas - MG, vulgo “Trevo do Padre Victor”, apresenta segundo seus usuários grande desconforto na sua utilização. O local também já foi cenário de acidentes, e por isso é necessário verificar se as características da interseção estão de acordo com as condições de tráfego ideais conforme os parâmetros dos manuais de infraestrutura de transportes e as bibliografias de engenharia de transportes.

Nessa interseção existe grande movimentação de tráfego, as cidades como Santana da Vargem, Boa Esperança, Guapé, Campos Gerais, e Coqueiral usam a MG-167 para se locomoverem para outras, principalmente Varginha, para fins de trabalho e estudo. Além de que, a agricultura da região que é grande produtora de café e faz uso de uma considerável quantidade veículos de carga, por exemplo, na cidade de Três Pontas e Santana da Vargem existem armazéns para estoque de grãos.

A rodovia que cruza a interseção é a MG-167, ao norte fica a Avenida Ipiranga e ao sul uma estrada de acesso à zona rural como mostra a Figura 19.

Figura 19 – Local de estudo



Fonte: Google Earth

A interseção possui a sinalização de “Parada Obrigatória” na Avenida Ipiranga, antes de entrar na rodovia principal, como pode ser visto na Figura 20.

Figura 20 – Local de estudo 1



Fonte: Google Earth

As Figuras 21 e 22 indicam a sinalização de “Parada Obrigatória” também presente na pista rotatória, para que os ramos da rodovia principal não tenham seus fluxos interrompidos.

Figura 21 – Local de estudo 2



Fonte: Google Earth

Figura 22 – Local de estudo 3



Fonte: Google Earth

Já na Figura 23 é visto que há também a sinalização na pista de “Parada obrigatória” antes da entrada na interseção, na via rural.

Figura 23 – Local de estudo 4



Fonte: Google Earth

Foi realizado o levantamento topográfico da interseção em estudo para que os dados altimétricos do local fossem coletados, bem como as dimensões e contornos dos componentes da mesma.

4.2 Contagem volumétrica e classificação das vias

Com base no Manual de Estudos de tráfego (DNIT, 2006), a contagem volumétrica escolhida, foi a classificatória. A contagem foi realizada de segunda a sexta-feira, em 10 dias sendo os períodos de 3 a 7 de abril de 2017 e 8 a 12 de maio de 2017, entre 7h da manhã e 21h, em intervalos de 15 minutos. Foram feitas contagens em finais de semana para verificar se o fluxo de tráfego nesses dias era relevante, porém, se mostrou muito menor que o volume dos dias semanais.

Após a identificação dos horários mais carregados de fluxo foi feita uma nova contagem durante três dias, em períodos de 5 minutos para identificação da hora de pico e do fator horário de pico entre 15 e 17 de maio de 2017. Foi utilizada a ficha de contagem volumétrica do Anexo A para a realização da contagem.

A partir dos dados da contagem volumétrica foi identificado um valor representativo do volume médio diário (VMD) e do volume horário de projeto (VHP). O VMD foi obtido com a média dos volumes diários obtidos no período de contagem, já o VHP foi definido pelo volume da hora de pico, já que não se tem as contagens do período de um ano, e nesse caso o Manual de Estudo de Tráfego (DNIT, 2006), dita que o VHP será muito próximo do fluxo da hora de pico. Os veículos foram divididos em duas categorias: veículos leves (carros, caminhonetas, motos, vans, minivans) e veículos pesados (ônibus e caminhões).

As rodovias foram classificadas quanto à funcionalidade por Senço (2008). Já em relação à jurisdição a classificação tem como base o Manual de Implantação Básica de Rodovias (DNIT, 2010).

A partir da Tabela 1, foi determinada a classe de projeto da interseção como também a velocidade de projeto, em função do relevo e volume de tráfego da interseção.

Com a contagem também foi determinado o veículo de projeto da interseção.

4.3 A interseção

Conforme DNIT, (2005), a interseção foi classificada conforme seus níveis, quantidade de ramos e em função das soluções adotadas.

Segundo as Normas Suecas, descritas no DNIT (2005), que dividi as interseções em Tipos maiores e menores, foi possível determinar a classificação da interseção em análise.

Foi determinado o tipo de interseção com base nas Normas Inglesas, de acordo com a Figura 10, a classificação pelas Normas Suecas não foi considerada pela razão de não terem sido obtidos os números de acidentes e feridos do local. Nessa verificação foram usados os volumes de tráfego por dia da via secundária e da via principal.

4.4 Parâmetros de uma rótula

Com base na descrição do DNIT, (2005), foram identificados os possíveis movimentos e conflitos da interseção a partir do fluxograma com as correntes de tráfego.

A velocidade da interseção de estudo foi comparada com as velocidades da Tabela 2, com a finalidade de verificar se a velocidade desempenhada na rótula estava adequada.

A ilha central teve seu modelo definido, e também de acordo com Manual de Projeto de Interseções (DNIT, 2005), foi verificado se a interseção contemplava o número de faixas e a largura que o manual determina.

As superelevações na pista rotatória foram indicadas e comparadas com as descritas em DNIT (2005).

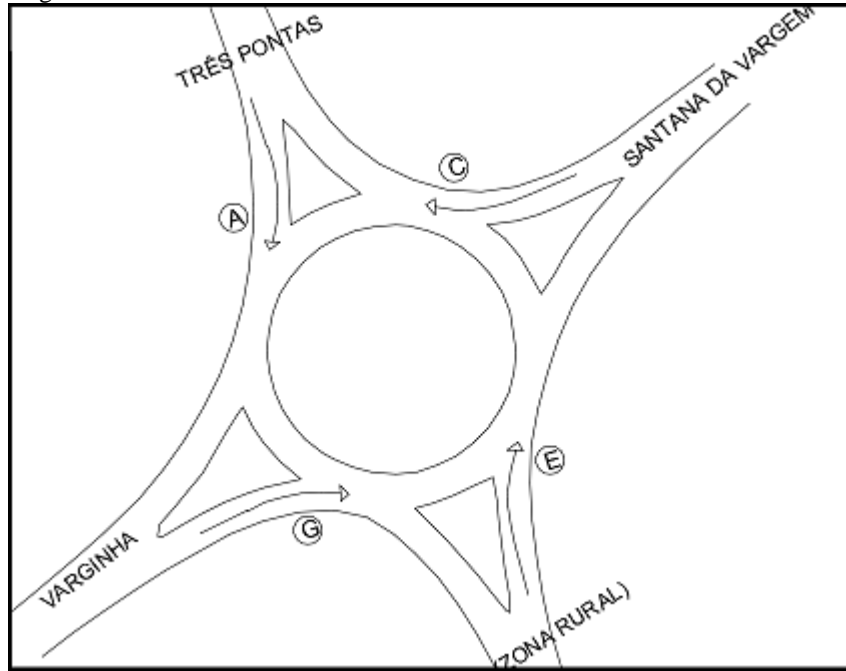
Os alinhamentos da rótula foram analisados conforme DNIT (2005), que para a verificação do ângulo do alinhamento horizontal foi observado quanto ao cruzamento da rodovia principal e da via que a intercepta. O alinhamento vertical foi verificado de acordo com a declividade longitudinal das pistas.

O nível de serviço e capacidade da rótula foi identificado conforme os itens que seguem.

- a) Inicialmente foi determinado o fator horário de pico a partir do volume da hora de maior volume de tráfego com a Equação 2.
- b) Por meio da Equação 3, os volumes de tráfego foram convertidas em taxas de demanda de fluxo com a relação entre o fluxo de tráfego de cada movimento com o fator horário de pico.
- c) Em seguida foi determinado o (F_{HV}), fator de ajuste para veículos pesados para fazer a equivalência em carros de passeio, foram usadas a Tabela 5, e a Equação 30. A Equação 31 foi usada para ajustar os movimentos em taxas de demanda de fluxo em unidades de carro de passeio (pc/h).

d) Foi feita a análise dos fluxos de circulação com base na Figura 16 e Equação 32, de saída Figura 17 e Equação 33, e de entrada conforme Figura 24 para que pudessem ser calculadas as capacidades de circulação das pistas após cada entrada.

Figura 24 - Entradas de fluxo



Fonte: a autora

O cálculo de capacidade foi definido conforme Tabela 4, que indica a equação a ser utilizada de acordo com o número de pistas de entrada e de faixas de circulação conflitantes da rótula. A equação usada foi:

$$C_{e,pce} = 1130 \times e^{(-1,0 \times 10^{-3})} V_{c,pce}$$

- a) As taxas de fluxo (pc/h) foram novamente convertidas em veículos por hora (veh/h). Para essa conversão foi considerado o FHV de cada pista, com a Equação 34, e em seguida multiplicou-se a taxa de fluxo (pc/h) pelo FHV como na Equação 35, a impedância de pedestres não foi considerada já que esse número se mostrou insignificante. Com os taxas em (veh/h), foram determinadas as capacidades após cada entrada em (veh/h).
- b) Foi feita proporção do volume da capacidade por pista conforme Equação 36, que é taxa de fluxo em veículos por hora, dividida pela capacidade, ambas em (veh/h).

Com o valor da proporção foi calculado o controle médio de atraso para cada movimento com a Equação 37, e para a interseção toda com a Equação 38.

Com os valores de controle médio de atraso e a proporção fluxo por capacidade foi possível definir o nível de serviço com base na Tabela 3.

4.5 Elementos de projeto

As distâncias de visibilidade para os giros à direita foram obtidas: dimensão “b” com as Tabelas 10 e 11, já a dimensão “a” foi apenas comparada com os valores já definidos por DNIT,(2005). Foi necessário encontrar as declividades longitudinais dos greides e usar o veículo de projeto.

As distâncias de visibilidade de parada foram definidas para todas as pistas da interseção, com a Equação 39 e Tabela 12, e seus valores arredondados foram obtidos conforme Tabela 13.

Foi verificado se os raios das curvas da interseção se adequavam às superelevações existentes na rótula, com a Equação 42. Os resultados obtidos foram comparados aos valores da Tabela 14.

4.6 Readequações das inconformidades da interseção

4.6.1 Tráfego futuro e nível de serviço

Inicialmente foi previsto o tráfego futuro para o ano de 2028 por meio do método de crescimento logístico populacional com base nos dados retirados do IBGE. Foram analisadas as três principais cidades que utilizam a interseção, Três Pontas, Varginha e Santana da Vargem. O tráfego futuro será produto de uma média entre os fatores de crescimento dos três municípios.

Foi verificada a validade das variáveis utilizadas, e em seguida foi calculada a população saturada por meio da Equação 23, e os coeficiente “c” e “K1” respectivamente pelas Equações 24 e 25. E assim encontrou-se a população futura com a Equação 26 e o fator de crescimento com a Equação 22, que foi aplicado ao tráfego atual da rótula para obter a quantidade de veículos futura.

Foi verificado o nível de serviço de serviço da interseção considerando duas faixas de tráfego na pista rotatória. Para tal, foi utilizado o tráfego que influencia na entrada em 2028 e calculada a capacidade por meio da equação da Tabela 4 que segue.

$$C_{e,pce} = 1130 \times e^{(-0,7 \times 10^{-3})} V_{c,pce}$$

Como já exposto, as taxas de fluxo em carros de passageiro, foram transformadas em taxas de veículos por hora com o fator fHv , e então calculada a capacidade para essa unidade e a respectiva relação entre fluxo e capacidade.

Foi encontrado o atraso de veículos após cada entrada pela Equação 37, e assim verificado o novo nível de serviço pela Tabela 3.

4.6.2 Alinhamento vertical e distância de visibilidade

Para corrigir o greide da via rural foi verificado qual deveria ser a cota para a qual deveria ser elevado o aterro na mesma para que a inclinação de 3% fosse atendida.

A pista foi dividida em seções de acordo com as curvas de nível para que pudessem ser determinadas as áreas e a extensão de cada seção, e então multiplicando as variáveis foi obtido o volume por trecho e também o volume total.

Para a saia do aterro foi considerada a inclinação de 2:3, e foi levantado o volume das saias também considerando a divisão por seções.

4.6.3 Superelevação da pista rotatória

Com a Equação 42, foi calculada a superelevação da pista compatível com o raio de 34 m e a velocidade adequada.

4.6.4 Projeto geométrico

Com a utilização do software AutoCAD foi desenvolvido um projeto que contempla as alterações observadas.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Levantamento topográfico

O levantamento topográfico realizado no local está exposto no Apêndice B. Neste é possível observar as curvas de nível e cotas de vários pontos da interseção. Os dados desse levantamento foram utilizados para observar muitas das características da interseção, como a elevação da pista, raio da rótula, extensões dos ramos e alinhamento entre vias.

5.2 Volume de tráfego

A partir dos dados das contagens volumétricas foram obtidos os fluxos médios de tráfego por hora, por tipo de veículo conforme apresentado na Tabela 15.

Tabela 15 – Fluxo de tráfego por tipo de veículo

Horário	Veíc. de passeio	Veículos pesados
7:00 - 8:00	398	156
8:00 - 9:00	267	88
9:00 - 10:00	93	21
10:00 - 11:00	99	28
11:00 - 12:00	152	23
12:00 - 13:00	147	34
13:00 - 14:00	133	28
14:00 - 15:00	502	66
15:00 - 16:00	480	73
16:00 - 17:00	512	85
17:00 - 18:00	840	307
18:00 - 19:00	280	105
19:00 - 20:00	180	47
20:00 - 21:00	80	26
Soma	4.163	1.087

Fonte: a autora

As médias diárias dos volumes de tráfego por trecho da interseção, referente às contagens realizadas estão no Apêndice A, neste os veículos estão divididos em leves e pesados, que é a classificação necessária para o cálculo do nível de serviço.

O volume horário de projeto foi definido conforme volume da hora de pico no valor de 1.147 veículos por hora, já o volume médio diário é de 5.250 veículos. Apesar de que não são

conhecidos os valores do fluxo no horário entre 21h e 7h, sabe-se que o maior fluxo de tráfego está dentro das horas nas quais foram realizadas as contagens.

A classe da interseção levando em conta o volume de veículos bidirecionais é a Classe I B, já que possui volume médio diário maior que 1.200 veículos por dia e volume horário de projeto maior que 200 veículos, com pista simples.

Quanto à funcionalidade, a rodovia MG-167 é uma via coletora e as vias (Avenida Ipiranga e estrada rural) que também a utilizam foram classificadas como locais, para o caso da interseção.

Já em relação à jurisdição a classificação tem como base o Manual de Implantação Básica de Rodovia (DNIT, 2010), sendo assim a MG-167 é uma rodovia estadual e as outras vias que chegam à interseção, são municipais.

O veículo de projeto definido foi o CO, devido à grande representatividade de ônibus e caminhões no local. Apesar de o volume de veículos leves ser alto, as condições que atendem ao tipo CO também vão satisfazer o tipo VP.

5.3 A interseção

A interseção é classificada como em nível e de quatro ramos. Quanto ao tipo de solução adotada é uma rótula, pois o tráfego se move ao redor de uma ilha central. A interseção não é controlada por sinalização semafórica.

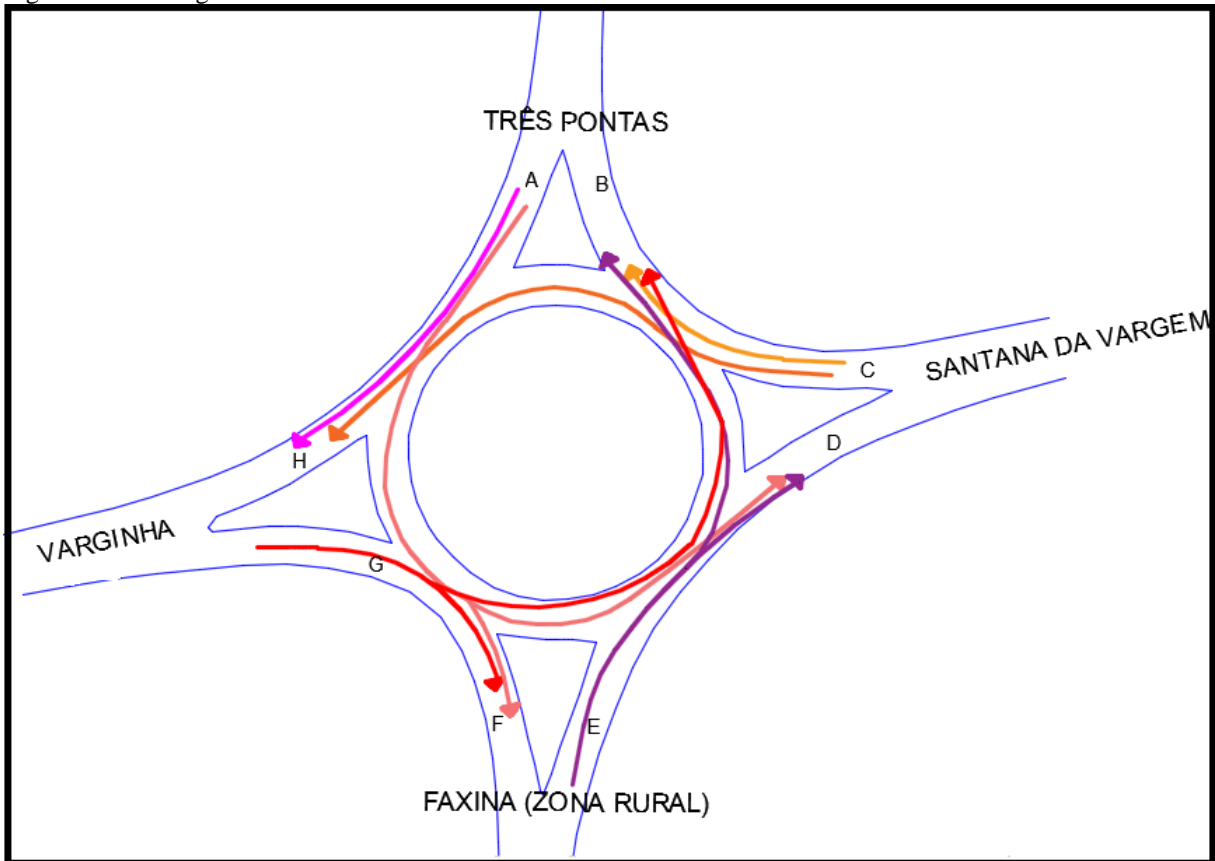
De acordo com a classificação das normas suecas, a rótula em questão é uma “interseção maior”, tipo D. Ainda pode ser mais especificado como uma rótula convencional, já que a prioridade do tráfego é do ramo de acesso.

De acordo com as normas inglesas, para o fluxo da interseção em questão deveria acontecer a separação das pistas interceptantes em níveis, pelo fato de que o volume de tráfego na rodovia principal (MG-167) é de cerca de 4.709 veículos no período de contagem e 3.974 na via secundária. Outros fatores condicionantes da rótula devem ser considerados para melhorias do local antes de optar por essa decisão, devido a viabilidade econômica dessa opção.

5.3.1 Parâmetros da rótula convencional

O fluxograma indicando os movimentos que acontecem na interseção está representado conforme Figura 25.

Figura 25 – Fluxograma de movimentos



Fonte: A autora

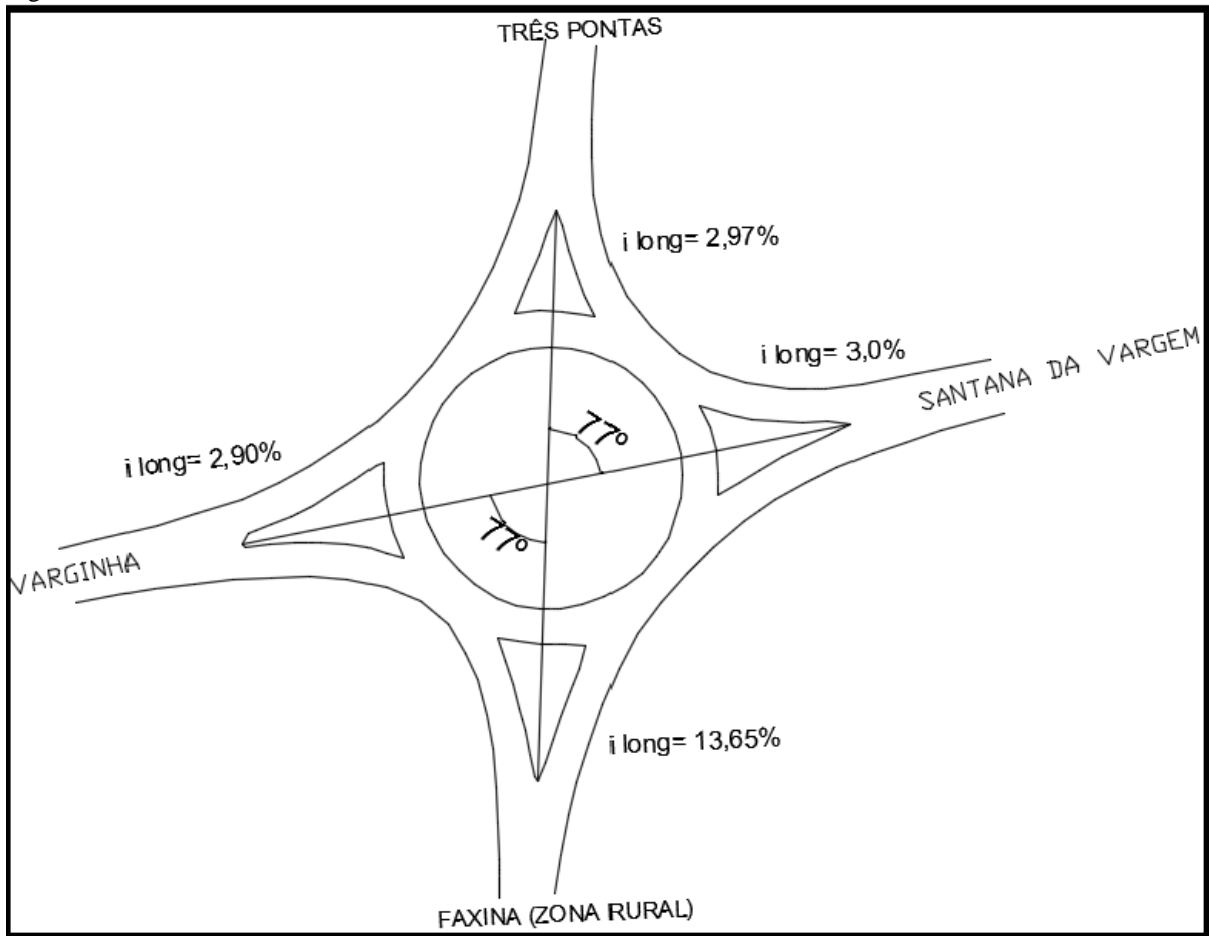
A velocidade da rotatória encontrada no trecho Varginha - Três Pontas foi de 40 km/h, sendo a velocidade de projeto da rodovia 60 km/h, ou seja, a velocidade de projeto para a pista rotatória está dentro do padrão conforme Tabela 2. Já no trecho Santana da Vargem – Três Pontas a velocidade de projeto para a rodovia é de 60 km/h, e não existe placa que anteceda a rótula indicando sua velocidade que seria de 30 a 50 km/h.

A ilha central da interseção é de forma circular, e a pista que a circunda contempla apenas uma faixa de tráfego, sendo que o mínimo é de duas faixas de acordo com DNIT (2005) para rótulas convencionais. Quanto a sua largura, a pista rotatória possui em média 7,3 m, número bem superior que o valor mínimo imposto pelo manual de 3,6 m.

O alinhamento horizontal obtido no cruzamento entre vias foi de 77° como mostra a Figura 26, valor que está entre 75° e 90°, portanto é um ângulo que o Manual de projeto de Interseções DNIT, (2005), descreve que causa poucas restrições na visibilidade do tráfego.

Quanto ao alinhamento vertical, o ideal é que os greides possuam inclinações menores que 3%. O valor da declividade longitudinal na via rural está acima da condição ideal, o que indica que a visibilidade é defasada.

Figura 26 – Alinhamento vertical e declividades



Fonte: A autora

O nível de serviço e capacidade da rótula foram determinados conforme nos itens seguintes:

- a) A partir da contagem volumétrica foi possível encontrar a hora crítica da interseção que pode ser vista na Tabela 16, bem como seu fator horário de pico.

Tabela 16 – Simulação da hora de pico

Caso	Total de veículos (veh/h)	15 min (mais carregados)	Hora analisada
1	597	277	16:00 - 17:00
2	1147	306	17:00 - 18:00
3	962	306	16:45 - 17:45
4	1075	306	17:15 - 18:15

Fonte: a autora

$$FHP = \frac{1147}{4 \times 306}$$

$$FHP = 0,94$$

O FHP de 0,94 indica grandes volumes de tráfego, que pode causar restrições na capacidade da rótula, ou seja,

- b) A Tabela 17 mostra os volumes de veículos de todos os movimentos considerados na interseção em taxas de fluxo.

Tabela 17 – Conversão de volumes em taxas

Hora de pico definida 17h às 18h		
Movimento	Volume	Taxa de fluxo (veh/h)
A - H	133	141,49
A - F	28	29,79
A - D	194	206,38
G - B	271	288,30
G - D	103	109,57
G - F	5	5,32
C - B	116	123,40
C - H	131	139,36
E - B	153	162,77
E - D	13	13,83

Fonte: a autora

- c) A equivalência em carros de passeio foi dada a partir do f_{HV} . Da contagem realizada na hora de pico, o total de veículos leves foi de 840, e 307 veículos pesados, assim a porcentagem de veículos pesados do total do fluxo é de 36,6%.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,366 \times (2-1)}$$

$$f_{HV} = 0,73$$

As taxas de fluxo em unidades de carro de passeio (pc/h) para cada movimento segue na Tabela 18.

Tabela 18 – Equivalência em carros de passeio

Movimento	Taxa de fluxo (veh/h)	Taxa de fluxo (pc/h)
A - H	141,5	194
A - F	29,8	41
A - D	206,4	283
G - B	288,3	395
G - D	109,6	150
G - F	5,3	7
C - B	123,4	169
C - H	139,4	191
E - B	162,8	223
E - D	13,8	19

Fonte: a autora

d) Os fluxos de entrada e saída bem como os movimentos que influenciam nos mesmos estão expostos nas Tabelas 19, 20 e 21.

Tabela 19 – Fluxo de circulação da rótula

Entrada	Movimentos que influenciam	Taxa de fluxo de circulação (pc/h)
A	C - H	191
G	A - D / A - F	324
E	A - D / G - D / G-B	828
C	E - B / G - B	618

Fonte: a autora

Tabela 20 – Fluxo de entrada da rótula

Entrada	Taxa de fluxo de entrada (pc/h)
A	517
G	552
E	242
C	360

Fonte: a autora

Tabela 21 – Fluxo de saída da rótula

Saída	Movimentos que influenciam	Taxa de fluxo de saída(pc/h)
B	C - B / E - B / G - B	787
D	G - D / E - D / A - D	452
F	G - F / A - F	48
H	C - H / A - H	385

Fonte: a autora

e) A capacidade de fluxo de circulação após cada entrada foi calculada considerando uma pista de entrada e uma pista conflitante na rótula. A Tabela 22 mostra os valores das capacidades para uma pista de entrada e uma pista na rótula.

Tabela 22 – Capacidade de circulação das pistas após uma entrada

Entrada	Capacidade (pc/h)
A	933
G	817
E	216
C	609

Fonte: a autora

Após a entrada A evidencia-se a maior capacidade e após entrada E a menor capacidade.

f) O fator de ajuste para veículos pesados para cada faixa de entrada foi aproximado pela média ponderada dos fatores de ajuste de veículos pesados para cada movimento de entrada na rótula pela taxa de fluxo como mostrado nas Tabelas 23. A Tabela 24 apresenta as taxas de fluxos de entrada convertidas em (veh/h) assim os valores da capacidade em (veh/h).

Tabela 23 – Fator de ajustamento de veículos pesados para as pistas de entrada

Movimento	% de veículos pesados	f_{Hv}
A - H	25,56	0,80
A - D	13	0,88
A - F	32,14	0,76
G - F	25	0,80
G - D	21,36	0,82
G - B	27,3	0,79
E - B	34,21	0,75
E - D	14,29	0,87
C - B	18,1	0,85
C - H	36,64	0,73

Fonte: a autora

$$f_{HV,A} = \frac{0,73 \times 191}{191}$$

$$f_{HV,A} = 0,73$$

$$f_{HV,G} = \frac{0,88 \times 283 + 0,76 \times 41}{41 + 283}$$

$$f_{HV,G} = 0,86$$

$$f_{HV,E} = \frac{0,88 \times 283 + 0,82 \times 150 + 0,79 \times 395}{283 + 150 + 395}$$

$$f_{HV,E} = 0,83$$

$$f_{HV,C} = \frac{0,75 \times 223 + 0,79 \times 395}{223 + 395}$$

$$f_{HV,C} = 0,77$$

Tabela 24 – Conversão de taxas de fluxo em (veh/h)

Entrada	fHv	Taxa de fluxo de entrada (pc/h)	Taxa de fluxo de entrada (veh/h)	Capacidade (veh/h)
A	0,73	191	139	984
G	0,86	324	278	856
E	0,83	828	687	621
C	0,77	618	476	702

Fonte: a autora

- g) A relação entre o fluxo e a capacidade foi obtida conforme valores na Tabela 25.

Tabela 25 – Relação entre taxa de fluxo e capacidade

Entrada	Taxa de fluxo (veh/h)	Capacidade (veh/h)	Relação fluxo/capacidade
A	139	984	0,14
G	278	856	0,33
E	687	621	1,11
C	476	702	0,68

Fonte: a autora

Após a entrada E a capacidade da pista é menor que o fluxo de veículos que passam por ela, portanto não suporta a quantidade de veículos.

- h) O controle de atraso para todas as pistas de entrada podem ser visualizados Tabela 26.

Tabela 26 – Controle de atraso em cada pista

Entrada	Controle de atraso em cada pista (s/veh)
A	-159
G	-73
E	200
C	81

Fonte: a autora

Assim, identificou-se que o nível de serviço nas pistas das entradas E e C é o nível F, já que o atraso para ambas as pistas excedeu 50 s/veh; nas pistas A e G os valores negativos

indicam que não existe atraso, e portanto resulta em um nível de serviço A. Fica claro que na entrada onde a capacidade é menor o atraso é maior.

O atraso de todos os movimentos da rótula é de dado pela expressão abaixo:

$$d_{interseção} = \frac{139 \times (-159) + 278 \times (-73) + 687 \times 200 + 476 \times 81}{139 + 278 + 687 + 476}$$

$$d_{interseção} = 84,53 \text{ s}$$

Transformando o resultado em minutos o atraso médio para toda a interseção é de 1,40 minutos, fato que afirma o nível de serviço F para a mesma.

5.4 Elementos do projeto

Os giros à direita acontecem nos trechos A-D e E-D, a partir da rodovia secundária, suas distâncias de visibilidade estão apresentadas pelas equações que seguem e resumidas na Tabela 27.

$$DVI_{A-H} = 0,278 \times 60 \times 8,5 = 141,78$$

$$DVI_{E-D} = 0,278 \times 60 \times 9,5 = 158,46$$

Tabela 27 – Distâncias de visibilidade para giros à direita

Trecho	Giro	Distância (m)	
		A	B
A-H	à direita	4,40	140
E-D	à direita	4,40	160

Fonte: a autora

Foi observado que no local não existem obstáculos que impedem os motoristas de terem essa visibilidade antes de realizarem o giro no trecho A-H, entretanto no trecho E-D inexistem os 160 m necessários devido ao greide acentuado.

As distâncias de visibilidade de parada para as pistas de entrada C, G, A, E seguem calculadas e resumidas pela Tabela 28.

$$Dfc = 0,7 \times 60 + 0,0039 \frac{(60^2)}{0,33 + 0,03}$$

$$Dfc = 81 \text{ m}$$

$$Dfg = 0,7 \times 40 + 0,0039 \frac{(40^2)}{0,38 - 0,029}$$

$$Dfg = 45,77$$

$$Dfa = 0,7 \times 40 + 0,0039 \frac{(40^2)}{0,38 - 0,0376}$$

$$Dfa = 46,22$$

$$Dfe = 0,7 \times 40 + 0,0039 \frac{(40^2)}{0,38 + 0,1365}$$

$$Dfe = 0,7 \times 40 + 0,0039 \frac{(40^2)}{0,38 + 0,1306}$$

$$Dfe = 40 \text{ m}$$

Tabela 28 – Distâncias de visibilidade de parada

Entrada	Calculada (m)	Tabelada (m)
A	46,22	45
C	81,00	85
E	40,00	45
G	45,77	45

Fonte: a autora

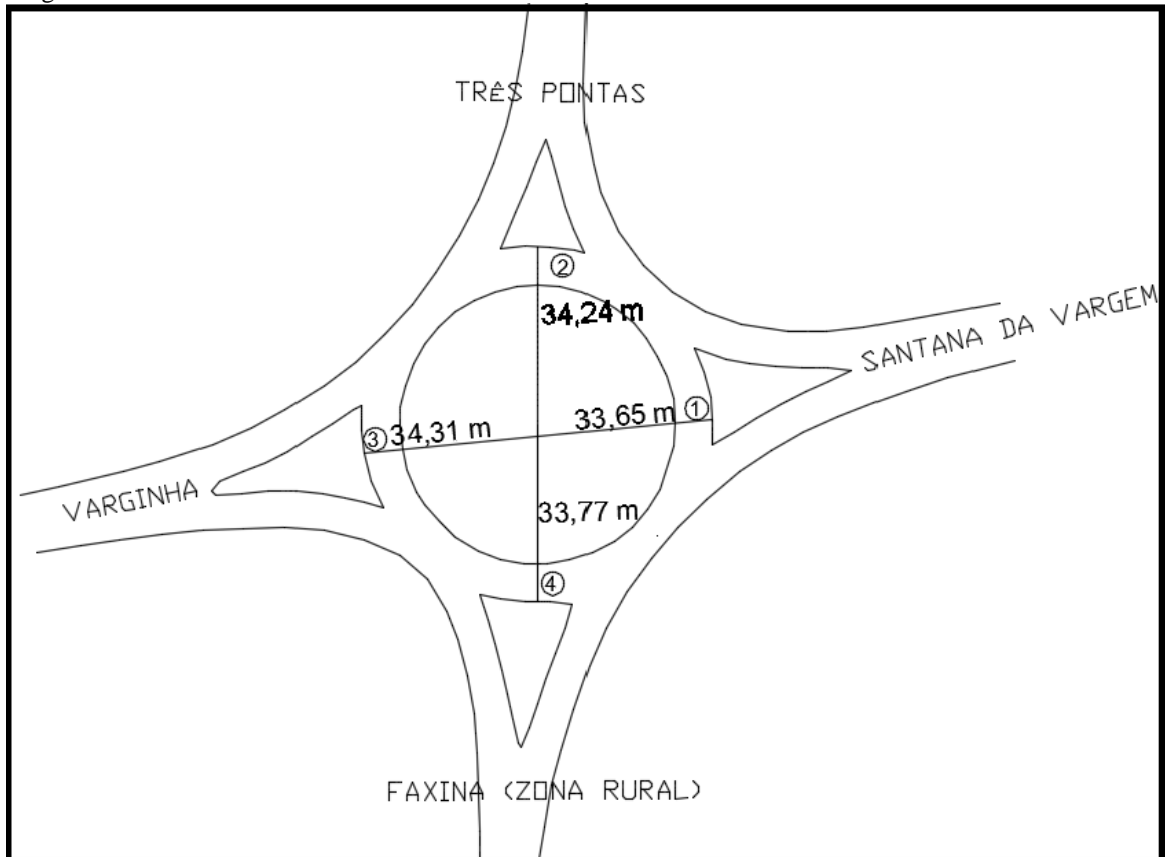
As distâncias de visibilidade de parada, tanto calculadas, como verificadas na Tabela 13 apresentam valores similares. Foi verificado no local que essas distâncias existem exceto no caso da entrada E, pois a declividade longitudinal dessa pista é muito elevada, ou seja, um acive que dificulta a visibilidade dos motoristas.

O raio da rótula apresentou em média 34 m conforme Figura 27, já a Tabela 29 mostra o raio existente nos trechos da interseção e a superelevação na pista. O cálculo do raio mínimo

para os valores encontrados no local são diferentes dos raios utilizados, portanto o projeto se encontra incoerente com as condições de tráfego do DNIT.

O uso de raios completamente divergentes em uma rótula como os que resultaram na Tabela 31, não é adequado para um projeto, já que não seria possível unir a pista rotatória e assim formar uma rótula.

Figura 27 – Raios das curvas da rótula



Fonte: a autora

Tabela 29 – Raio calculado

Trecho	Raio (m)	Superelevação existente (%)	Raio mínimo calculado
1	33,65	2,7	49,02
2	34,24	5,14	128
3	34,31	2,7	49,02
4	33,77	2,16	50,07

Fonte: a autora

6 READEQUAÇÃO DA RÓTULA

Com base nos resultados obtidos após a análise do projeto geométrico da interseção de acesso a cidade de Três Pontas-MG, foi possível verificar que havia itens que se enquadravam nas condições para uma rótula sugeridas pelos manuais de Estudo de Tráfego e de Projeto de Interseções do DNIT, entretanto muitos dos fatores analisados não eram condizentes com os mesmos como mostra a Tabela 30.

Tabela 30 - Resumo de incompatibilidades da interseção

Falhas encontradas na rótula	Readequação
Ausência de placa de velocidade que antecede a rótula no trecho Santana da Vargem - Três Pontas.	Implantação da sinalização com indicação de velocidade de 30 a 50 km/h.
Pista rotatória com uma faixa de tráfego.	Alteração para duas faixas de tráfego como pede uma rótula convencional.
Alinhamento vertical no trecho da via rural superior a 3%.	Readequação dos alinhamentos por meio de cortes ou aterros.
Nível de serviço e capacidade após as entradas "E" e "C" em desacordo.	Recalcular considerando duas faixas de tráfego na pista rotatória.
Ausência de distância de visibilidade de parada anterior a entrada "E".	Readequação do alinhamento por meio de cortes e aterros.
Raios da pista rotatória incompatíveis com as superelevações existentes.	Adequação da superelevação na pista.

Fonte: a autora

A proposta de correção se inicia por meio da projeção do tráfego atual para os dez anos seguintes, já que deve ser garantida a eficiência de um projeto rodoviário que seja capaz de absorver o crescimento da frota de veículos que acontece com o tempo. Com o fator de crescimento de tráfego então foi possível recalcular o nível de serviço considerando duas faixas na pista rotatória.

Outra observação foi o desenvolvimento de um aterro na via rural para que a visibilidade de aproximação pudesse ser corrigida, bem como a definição da superelevação correta da pista da rótula.

6.1 Projeção do tráfego futuro e nível de serviço

O tráfego para o ano de projeto (2028) da interseção foi calculado por meio da variável população, pois esta atendeu com sucesso os requisitos para a aplicação do método de crescimento logístico populacional. A Tabela 31 mostra os dados populacionais, referente às três principais cidades que utilizam a interseção.

Tabela 31 - Dados populacionais

População			
Ano	Três Pontas	Varginha	Santana da Vargem
2007	52121	116093	7092
2010	53860	125081	7231
2017	57097	134364	7322

Fonte: IBGE

Foi feita a verificação como exposto na Tabela 32, para garantir a validade das variáveis escolhidas, que como visto atenderam satisfatoriamente aos critérios.

Tabela 32 - Verificação das variáveis

Verificação	Três Pontas	Varginha	Santana da Vargem
$P_0 < P_1 < P_2$	OK	OK	OK
$P_0 \times P_2 < P_1^2$	OK	OK	OK

Fonte: a autora

A população saturada, a população futura para o ano de 2028 e o fator de crescimento segue na Tabela 33.

Tabela 33 - População saturada

População saturada	Três Pontas	Varginha	Santana da Vargem
	49820,39	349338,56	7485,25
K1	0,0757	-0,01664	-0,066
c	-0,044	2,009	0,055
Pfutura	63523	144564	7384
Fc	1,11	1,08	1,01

Fonte: a autora

A média entre os fatores de crescimento das três cidades que utilizam a interseção é de 1,065. Sendo o tráfego atual de 5.250 veículos por dia e o tráfego futuro de 5.595 veículos.

6.1.2 Nível de serviço considerando duas faixas de tráfego para o tráfego ano de 2028

A Tabela 34 mostra a taxa de fluxo de circulação após cada entrada da rótula e capacidade para cada pista. É possível verificar que a capacidade considerando duas faixas de tráfego é suficiente para suportar o tráfego que a utilizará.

Tabela 34 - Capacidade futura

Movimentos que influenciam	Taxa de fluxo de circulação 2028 (pc/h)	Capacidade 2028 (pc/h)
C - H	203	980
A - D / A - F	345	888
A - D / G - D / G-B	882	610
E - B / G - B	658	713

Fonte: a autora

Como já exposto, as taxas de fluxo em carros de passageiro foram transformadas em taxas de fluxo em veículos por hora, e assim são dadas sua respectiva capacidade e a relação entre fluxo e capacidade na Tabela 35.

Tabela 35 - Relação fluxo e capacidade do ano de 2028

Entrada	fHv	Taxa de fluxo de entrada (pc/h)	Taxa de fluxo de entrada (veh/h)	Capacidade (veh/h)	Capacidade para duas pistas (veh/h)	Relação fluxo/capacidade
A	0,73	203	149	1018	2036	0,07
G	0,86	345	296	919	1838	0,16
E	0,83	882	732	677	1354	0,54
C	0,77	658	507	792	1584	0,32

Fonte: a autora

O controle de atraso para as pistas rotatórias são dados pela Tabela 36. É observado que após todas as entradas da interseção o atraso de veículos é inexistente, que se comprova pelo resultado negativo apresentados.

Tabela 36 - Controle de atraso

Entrada	Controle de atraso em cada pista (s/veh)
A	-192,5
G	-122,2
E	-49,8
C	-79,0

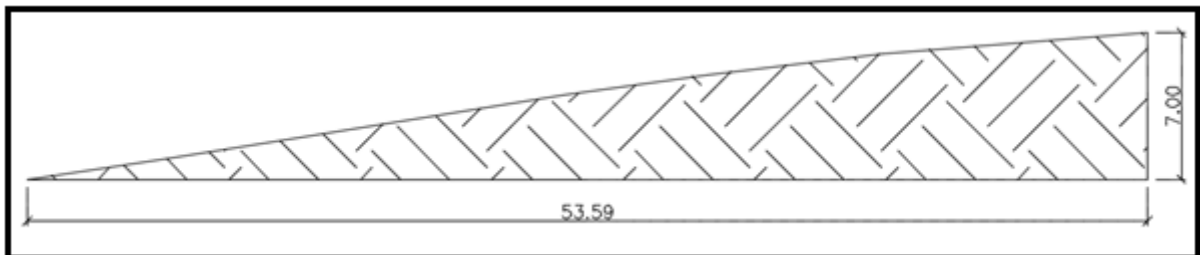
Fonte: a autora

Com base nos resultados acima fica definido que o nível de serviço para toda a rótula nas condições citadas é A. Assim, indicando que a inserção de mais uma faixa na pista rotatória como dita o Manual de interseções (DNIT, 2005), melhorou muito a condição do local.

6.2 Correção do alinhamento vertical e distância de visibilidade

Ao corrigir a declividade longitudinal da via rural é possível adequar alguns parâmetros da interseção, o alinhamento vertical e a distância de visibilidade de parada e também de giro à direita. Os problemas encontrados se dão devido a inclinação de 13% que o local apresentou. A Figura 28 mostra o perfil longitudinal da via em sua situação original.

Figura 28 - Perfil longitudinal via rural



Fonte: a autora

Para que a declividade de 3% seja atingida é necessário realizar um aterro como mostra a Equação 44:

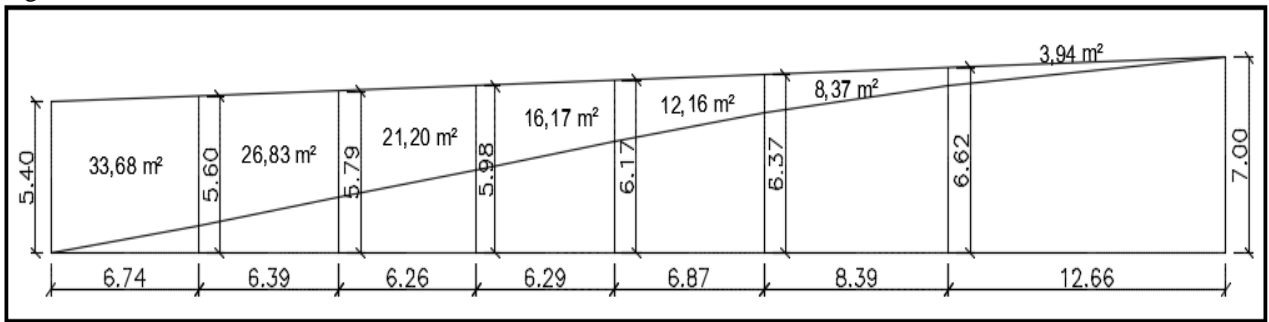
$$\frac{(7 - x)}{53,59} = 0,03 \therefore x = 5,4 \text{ m}$$

Eq.(44)

Como visto na equação acima é necessário elevar a cota 0 da pista em 5,4 metros.

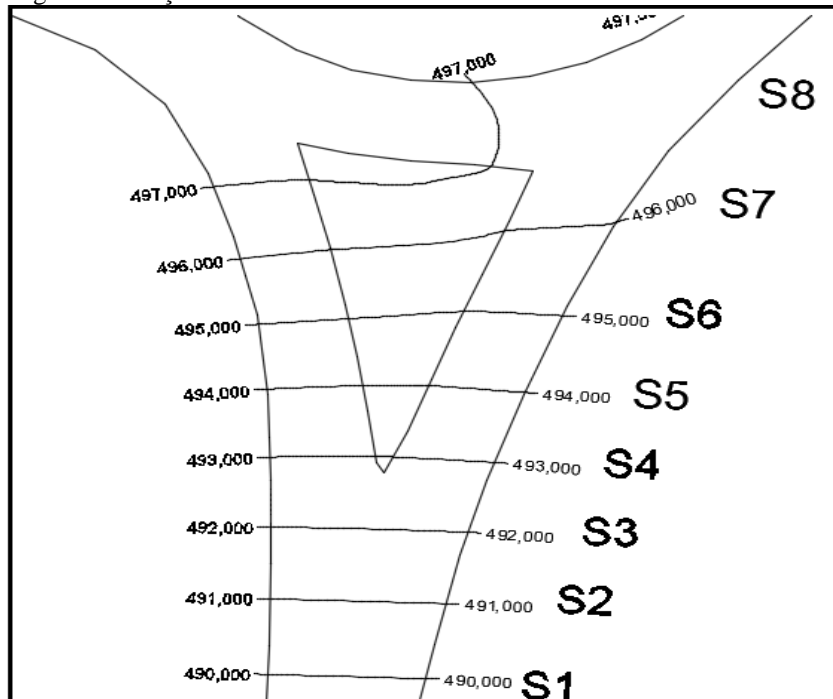
Para que o volume de corte pudesse ser calculado a via foi dividida em seções de acordo com o levantamento topográfico com a finalidade de levantar a área e em seguida o volume total de solo a ser depositado como pode ser visto nas Figuras 29 e 30.

Figura 29 - Área de aterro



Fonte: a autora

Figura 30 - Seções do aterro



Fonte: a autora

A Tabela 37 mostra o volume de aterro por seção e total do trecho em estudo

Tabela 37 - Volume de aterro

Seção	Área (m ²)	Profundidade (m)	Volume (m ³)
1	33,68	12,83	432,11
2	26,83	14,23	381,79
3	21,20	16,04	340,05
4	16,17	18,30	295,91
5	12,16	21,33	259,37
6	8,37	25,96	217,29
7	3,94	38,00	149,72
Volume total			2076,24

Fonte: a autora

Como o aterro possui altura elevada, ou seja, superior a 2,5m, a inclinação de 2:3 foi escolhida. A Tabela 38 indica o volume das duas saias do aterro.

Tabela 38 - Volume das saias do aterro

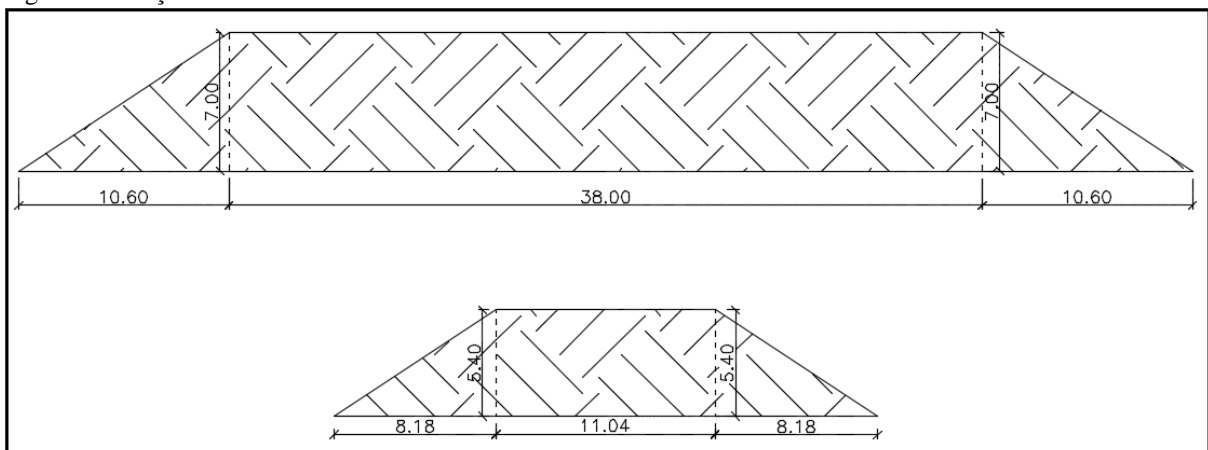
Seção	Área (m ²)	Profundidade (m)	Volume (m ³)
1	37,05	8,48	628,37
2	36,39	8,77	638,28
3	36,86	9,06	667,90
4	38,18	9,35	713,97
5	43,08	9,65	831,44
6	54,53	10,03	1093,87
7	86,16	10,60	1826,59
Volume total			6400,43

Fonte: a autora

A Figura 31 mostra a seção transversal do ponto mais alto e mais baixo do aterro. No total considerando todo o volume de solo necessário, sendo do aterro e de suas saias é de 8476,24 m³. O aterro corrigiu a declividade de greide, também a distância de visibilidade ao se aproximar da entrada analisada e também a distância para realizar conversão a esquerda a partir da via secundária.

Vale ressaltar que na existência do levantamento topográfico do segmento da estrada rural, seria mais coerente continuar o aterro até que o mesmo se conformasse com a via rural.

Figura 31 - Seção transversal aterro



Fonte: a autora

6.3 Correção da superelevação da pista rotatória

O raio médio de toda a rotatória é de 34 m, valor que não está de acordo com a superelevação existente do local. Com o intuito de evitar desapropriações que podem resultar em custos altos, optou-se por aumentar a declividade transversal da pista.

Considerando os valores de velocidade de 30 km/h e coeficiente de atrito de 0,28 para este tipo de interseção imposto pelo DNIT (2005), a nova elevação da pista pode ser dada pela equação que segue.

$$34 = \frac{30^2}{127 \times (e + 0,28)}$$

$$e = 7,16 \%$$

Desta forma, a força de atrito provocada entre o pneu do carro e o pavimento somada a elevação da pista é suficiente agora para manter o veículo na sua trajetória e não ocasionar o tombamento do mesmo.

6.4 Projeto geométrico final

Todas as correções feitas tiveram por finalidade chegar a um projeto geométrico final que suporte o tráfego atual e também o do ano de projeto. O Apêndice C mostra o projeto com as indicações das alterações previstas.

7 CONCLUSÃO

Ao final de todo o estudo das variáveis e parâmetros que depende um projeto geométrico de uma rótula pode-se compreender a importância do mesmo. O traçado e as características impostas por um projetista seja em uma rodovia ou interseção possuem total influência na satisfação de seu uso, segurança e fluidez do tráfego.

É importante ressaltar, que o modal rodoviário no Brasil é muito utilizado seja por cultura ou investimento neste meio, em relação aos demais e que o ir e vir dos indivíduos é constante e necessário para o crescimento econômico do país, já que bens e serviços dependem de transporte para que possam ser vendidos ou executados.

A interseção de acesso a Três Pontas – MG foi analisada e como resultado disso percebeu-se que muitos parâmetros não se enquadravam nas condições ideais para o tipo em questão.

Como visto, as Normas Inglesas indicaram para o volume de tráfego do local, a separação de níveis na interseção, entretanto com a nova verificação do nível de serviço considerando duas faixas de tráfego, a capacidade da mesma foi suficiente para a demanda que a utilizará e, portanto é uma solução eficiente e mais econômica que uma obra de arte especial. Em relação a via rural, com a implantação de um aterro puderam ser sanadas a declividade longitudinal e as distâncias de visibilidade e de parada no local. Outro fator corrigido foi a superelevação na pista rotatória que era a responsável pela ocorrência de acidentes, que foi elevada para condizer com raio existente, evitando assim o aumento da interseção e novamente gastos com desapropriações.

Ao fim do estudo obteve-se um projeto geométrico que contempla as alterações necessárias e que pode garantir aos seus usuários segurança na utilização com a eliminação dos riscos que os mesmos estavam sujeitos anteriormente.

REFERÊNCIAS

- ANTAS, P. M. et al. **Estradas. Projeto geométrico e de terraplenagem.** Rio de Janeiro, Interciência, 2010. 282p.
- AUTODESK. **AutoCAD.** Version 2015. (S.I.): Autodesk, 2016. Disponível em: [https://www.autodesk.com.br/products/autocad/free-trail](https://www.autodesk.com.br/products/autocad/free-trial). Acesso em 13 de março de 2017.
- BISSOLOTI, Claudia Chibiaqui. CRESTANI, Pedro Mario. **Análise de Capacidade e Nível de Serviço de Interseção Rodoviária com a utilização do método HCM 2010: Um estudo de caso do km 124 da BR101/SC.** Universidade do Vale do Itajaí. Itajaí: 2012. Disponível em: <<https://www.pd.com/arquivo/21811003/analise-de-capacidade-e-nivel-de-servico-de-intersecao-rodoviaria-com-a-utiliza>>. Acesso em: 27 de abril de 2017.
- CAMPOS, Vânia B. G. **Planejamento de transportes: conceitos e modelos.** 1ª ed. Rio de Janeiro, Interciência, 2013.188p.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de estudos de tráfego.** 1º ed. Rio de Janeiro, 2006.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de implantação básica de rodovia.** 3º ed. Rio de Janeiro, 2010.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de projeto de interseções.** 2º ed. Rio de Janeiro, 2005.
- DNIT, UFSC. **Análise e tratamento estatístico dos resultados de contagens de tráfego.** Santa Catarina, 2008. Disponível em: <<http://dnit.gov.br/download/rodovias/operacoes-rodoviaras/convenios-com-a-ufsc/convenio-00562007-p1-f3-produto-6.pdf>>. Acesso em 16 de março de 2017.
- GOOGLE. Google Earth. Versão. 2016. Três Pontas – MG. Disponível em: <www.google.com.br/intl/pt-BR/earth/>. Acesso em 03 de abril de 2017.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE, **Base de Dados.** 2016. Disponível em: <<http://www.cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=315250>>. Acesso em 30 agosto de 2017.
- PIMENTA, C. R. T.; OLIVEIRA, M. P. **Projeto Geométrico de Rodovias.** 2ª ed. São Carlos, SP: Rima, 2004. 197p.
- PEREIRA, Armando Belato Pereira. **Guia de Estudo – Engenharia de Transportes I.** Varginha: GEaD-UNIS/MG, 2016. 146 p.
- TRB, Transportation Research Board. **HCM 2010 - Highway Capacity Manual.** National Academy of Sciences, 2000.

APÊNDICE A – Média das Contagens Volumétricas por trecho da interseção

Trecho A-H		
Hora	Autos	Pesados
7:00 - 8:00	79	32
8:00 - 9:00	45	11
9:00 - 10:00	14	2
10:00 - 11:00	12	2
11:00 - 12:00	13	3
12:00 - 13:00	30	6
13:00 - 14:00	19	3
14:00 - 15:00	61	6
15:00 - 16:00	77	6
16:00 - 17:00	81	9
17:00 - 18:00	99	34
18:00 - 19:00	36	16
19:00 - 20:00	30	12
20:00 - 21:00	11	4

Trecho A-F		
Hora	Autos	Pesados
7:00 - 8:00	87	17
8:00 - 9:00	28	5
9:00 - 10:00	5	2
10:00 - 11:00	1	0
11:00 - 12:00	0	0
12:00 - 13:00	2	3
13:00 - 14:00	3	2
14:00 - 15:00	17	1
15:00 - 16:00	22	1
16:00 - 17:00	27	2
17:00 - 18:00	19	9
18:00 - 19:00	25	0
19:00 - 20:00	2	0
20:00 - 21:00	0	0

Trecho A-D		
Hora	Autos	Pesados
7:00 - 8:00	61	17
8:00 - 9:00	39	9
9:00 - 10:00	15	3
10:00 - 11:00	13	1
11:00 - 12:00	11	0
12:00 - 13:00	18	2
13:00 - 14:00	20	5
14:00 - 15:00	135	19
15:00 - 16:00	116	21
16:00 - 17:00	107	18
17:00 - 18:00	169	25
18:00 - 19:00	78	11
19:00 - 20:00	20	10
20:00 - 21:00	13	6

Trecho G-B		
Hora	Autos	Pesados
7:00 - 8:00	52	8
8:00 - 9:00	27	4
9:00 - 10:00	17	4
10:00 - 11:00	15	2
11:00 - 12:00	19	3
12:00 - 13:00	26	4
13:00 - 14:00	22	3
14:00 - 15:00	69	11
15:00 - 16:00	75	9
16:00 - 17:00	71	12
17:00 - 18:00	197	74
18:00 - 19:00	26	8
19:00 - 20:00	37	7
20:00 - 21:00	10	4

Trecho G-D		
Hora	Autos	Pesados
7:00 - 8:00	39	14
8:00 - 9:00	47	8
9:00 - 10:00	16	3
10:00 - 11:00	19	4
11:00 - 12:00	28	5
12:00 - 13:00	21	6
13:00 - 14:00	19	3
14:00 - 15:00	61	13
15:00 - 16:00	58	10
16:00 - 17:00	67	21
17:00 - 18:00	81	22
18:00 - 19:00	38	15
19:00 - 20:00	29	8
20:00 - 21:00	15	5

Trecho G-F		
Hora	Autos	Pesados
7:00 - 8:00	3	0
8:00 - 9:00	1	1
9:00 - 10:00	0	0
10:00 - 11:00	0	0
11:00 - 12:00	1	0
12:00 - 13:00	0	0
13:00 - 14:00	2	0
14:00 - 15:00	2	0
15:00 - 16:00	1	0
16:00 - 17:00	3	0
17:00 - 18:00	4	1
18:00 - 19:00	2	0
19:00 - 20:00	0	0
20:00 - 21:00	0	0

Trecho C-B		
Hora	Autos	Pesados
7:00 - 8:00	56	15
8:00 - 9:00	52	24
9:00 - 10:00	12	2
10:00 - 11:00	24	4
11:00 - 12:00	22	3
12:00 - 13:00	17	5
13:00 - 14:00	27	5
14:00 - 15:00	114	7
15:00 - 16:00	101	4
16:00 - 17:00	97	11
17:00 - 18:00	95	21
18:00 - 19:00	67	25
19:00 - 20:00	33	15
20:00 - 21:00	11	4

Trecho C-H		
Hora	Autos	Pesados
7:00 - 8:00	46	12
8:00 - 9:00	25	6
9:00 - 10:00	12	3
10:00 - 11:00	18	5
11:00 - 12:00	20	4
12:00 - 13:00	23	8
13:00 - 14:00	17	4
14:00 - 15:00	38	9
15:00 - 16:00	41	6
16:00 - 17:00	51	12
17:00 - 18:00	83	48
18:00 - 19:00	20	14
19:00 - 20:00	13	11
20:00 - 21:00	20	4

Trecho E-D		
Hora	Autos	Pesados
7:00 - 8:00	4	0
8:00 - 9:00	0	0
9:00 - 10:00	0	0
10:00 - 11:00	1	1
11:00 - 12:00	0	0
12:00 - 13:00	2	0
13:00 - 14:00	2	1
14:00 - 15:00	5	0
15:00 - 16:00	2	0
16:00 - 17:00	4	0
17:00 - 18:00	12	2
18:00 - 19:00	4	0
19:00 - 20:00	0	0
20:00 - 21:00	0	0

Trecho E-B		
Hora	Autos	Pesados
7:00 - 8:00	10	2
8:00 - 9:00	17	4
9:00 - 10:00	1	0
10:00 - 11:00	2	3
11:00 - 12:00	2	0
12:00 - 13:00	3	3
13:00 - 14:00	4	2
14:00 - 15:00	0	0
15:00 - 16:00	2	1
16:00 - 17:00	4	2
17:00 - 18:00	100	52
18:00 - 19:00	13	2
19:00 - 20:00	0	0
20:00 - 21:00	0	0

APÊNDICE B – Levantamento topográfico

APÊNDICE C –Projeto geométrico