U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

# NÍVEIS DE SERVIÇO EM AUTO-ESTRADAS E RAMOS DE LIGAÇÃO

## Análise comparativa entre a versão do Highway Capacity Manual de 1985 e de 2000

**MARIA SILVIA DA FONSECA VASCONCELOS DA MOTA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM VIAS DE COMUNICAÇÃO**

Orientador: Professor Doutor Engenheiro Américo Pires da Costa

JULHO DE 2008

A meus Pais

*Todo o Grande Homem é Céptico*

*Friedrich Nietzche*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais e irmãos pela paciência e apoio ao longo de todos estes anos.

Sinceros agradecimentos ao meu Professor Orientador, Américo Pires da Costa, pela sua orientação, sabedoria, empenho e apoio dado no desenvolvimento e conclusão deste trabalho.

Ao meu cunhado Horácio Sá, pela inestimável contribuição com sujestões e critícas que enriqueceram o meu trabalho, apoio e amizade.

Ao meu primo Carlos Santos, pelo carinho e amizade.

Aos meus colegas de faculdade pelo constante incentivo e companheirismo.

## RESUMO

A monografia em questão versa sobre níveis de serviço em auto-estradas e ramos de ligação. Esta tese tem como principal objectivo a comparação dos manuais HCM 85 e HCM 2000. Para tal, pretendeu-se analisar, tão detalhadamente quanto possível, a variabilidade dos níveis de serviço resultantes da aplicação de ambos os manuais a *inputs* idênticos. Através dos resultados obtidos espera-se poder determinar qual das duas versões se adequa melhor à realidade de avaliação da qualidade do serviço das auto-estradas de Portugal.


PALAVRAS-CHAVE: Auto-estradas, Serviço, Capacidade, Débitos, Concentração

## ABSTRACT

The dissertation in question, verses over the level of service in freeways basic segments and its ramp junctions. This thesis has as a main objective the comparison between two versions of the Highway Capacity Manual, the HCM of 1985 and the HCM of 2000. In function of that objective, it is intended to analyse, in its most thorough form, the variability of the levels of service obtained by the two manuals by applying the same inputs. By these results, one is expected to determine which version of the manual is most adequate for evaluating of the quality of service in Portuguese freeways.


KEYWORDS: Freeways, Service, Capacity, Debits, Density

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS ..... i
RESUMO ..... ii
ABSTRACT ..... iii

1. INTRODUÇÃO ..... 1
1.1. NOTA INTRUDOTÓRIA ..... 1
1.2. OBJECTIVOS DA PESQUISA ..... 2
1.2.1. OBJECTIVO GERAL ..... 2
1.2.2. OBJECTIVOS ESPECÍFICOS ..... 2
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO ..... 2
2. EVOLUÇÃO HISTÓRICA ..... 5
3. CONSIDERAÇÕES GERAIS ..... 23
3.1. CONCEITOS E DEFINIÇÕES ..... 23
3.1.1. CLASSIFICAÇÃO EM FUNÇÃO DO TIPO DE CONTROLO DE TRÁFEGO ..... 23
3.1.2. CAPACIDADE ..... 23
3.1.3. NÍVEL DE SERVIÇO, LOS ..... 24
3.1.4. VOLUME DE SERVIÇO ..... 24
3.1.5. MEDIDAS DE EFICIÊNCIA ..... 25
3.1.6. FACTORES QUE AFECTAM A CAPACIDADE E O NÍVEL DE SERVIÇO ..... 25
3.2. CARACTERÍSTICAS DE TRÁFEGO ..... 27
3.2.1. VOLUME E DÉBITO ..... 27
3.2.1.1 Factor de ponta Horária- PHF ..... 27
3.2.2. VELOCIDADE MÉDIA DE PERCURSO ..... 28
3.2.2.1 Definições de velocidades ..... 28
3.2.3. CONCENTRAÇÃO ..... 29
3.2.3.1 Relações entre variáveis básicas ..... 29
3.3. AUTO-ESTRADAS ..... 30
3.3.1. COMPONENTES DE UMA AUTO-ESTRADA ..... 31

3.3.2. RAMOS DE LIGAÇÃO....32
3.3.2.1 Tipos de Ramos de ligação....32
3.3.2.2 Configurações dos ramos de ligação....32
3.3.3. REDE NACIONAL DE AUTO-ESTRADAS....34
3.3.3.1. Caracterização geométrica....36
3.3.3.2. Níveis de serviço....37
**3.4. APLICAÇÕES DO HCM**....38
3.4.1. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO....38
3.4.2. ANÁLISE EM PROJECTO....38
3.4.3. ANÁLISE EM PLANEAMENTO....39
**3.5. DIVISÃO DE UMA AUTO-ESTRADA EM SEGMENTOS DE ANÁLISE**....39
**4. HCM 85**....41
**4.1. SEGMENTOS CONTINUOS**....42
4.1.1. CONDIÇÕES IDEAIS....42
4.1.2. CURVAS DE RELAÇÃO CONCENTRAÇÃO/DÉBITO E VELOCIDADE/DÉBITO EM CONDIÇÕES IDEAIS....42
4.1.3. NÍVEIS DE SERVIÇO....44
4.1.4. CAPACIDADE....45
4.1.5. CÁLCULO DOS DÉBITOS....46
4.1.6. FACTORES DE AJUSTAMENTO....47
4.1.6.1. Factor de ponta horária, PHF....47
4.1.6.2 Largura da via de desobstrução lateral - $f_w$....47
4.1.6.3 Veículos pesados - $f_{HV}$....48
4.1.6.4 Tipo de condutor - $f_p$....55
4.1.7. DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO....56
**4.2. RAMOS DE LIGAÇÃO**....57
4.2.1. ÁREA DE INFLUÊNCIA....57
4.2.2. NÍVEIS DE SERVIÇO....59
4.2.3. EQUAÇÕES PARA CÁLCULO DO VOLUME NA VIA 1....59
4.2.4. MÉTODO APROXIMADO PARA CÁLCULO DO VOLUME DA VIA 1....61
4.2.5. PERCENTAGEM DE PESADOS NA VIA 1....63

4.2.6. MÉTODO DE CÁLCULO....65

5. HCM 2000....67

5.1. SEGMENTOS CONTÍNUOS....67

5.1.1. CONDIÇÕES BASE....67

5.1.2. CURVA DE RELAÇÃO VELOCIDADE/DÉBITO E CONCENTRAÇÃO/DÉBITO....68

5.1.3. NÍVEIS DE SERVIÇO....69

5.1.4. DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE EM REGIME LIVRE, FFS....72

5.1.4.1. Ajustamento devido à largura das vias, $f_{LW}$....73

5.1.4.2. Ajustamento devido à desobstrução lateral, $f_{LC}$....73

5.1.4.3. Ajustamento devido ao número de vias, $f_N$....74

5.1.4.4. Ajustamento devido à densidade de nós, fID....74

5.1.5. CÁLCULO DO DÉBITO....75

5.1.6. FACTORES DE AJUSTAMENTO PARA CÁLCULO DO DÉBITO....76

5.1.6.1. Factor de ponta horário, PHF....76

5.1.6.2. Veículos pesados, $f_{HV}$....76

5.1.6.3. Tipo de condutor....80

5.1.7. MÉTODO DE CÁLCULO....80

5.2. RAMOS DE LIGAÇÃO....81

5.2.1. ÁREA DE INFLUÊNCIA....81

5.2.2. METODOLOGIA....82

5.2.3. DETERMINAÇÃO DOS DÉBITOS....83

5.2.4. CAPACIDADE DO RAMO DE LIGAÇÃO....83

5.2.5. NÍVEL DE SERVIÇO....84

5.2.5.1. Ramos de entrada....84

5.2.5.2. Ramos de saída....88

6. ANÁLISE COMPARATIVA E DE RESULTADOS PARA SEGMENTOS CONTÍNUOS DE AE....93

6.1. PRIMEIRA ABORDAGEM....93

6.1.1. DETERMINAÇÃO DAS EQUAÇÕES DAS CURVAS DO HCM85 PARA VELOCIDADES BASE DE 120, 110, 100 E 90 KM/H....93

6.1.2. INFLUÊNCIA DO FACTOR DE AJUSTAMENTO DEVIDO À DENSIDADE DE NÓS....98

**6.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE**....100

**6.3. VARIÁVEL VELOCIDADE BASE**....101

**6.4. VARIÁVEL NÚMERO DE VIAS**....109

**6.5. VARIÁVEL LARGURA DAS VIAS**....114

**6.6. VARIÁVEL DESOBSTRUÇÃO LATERAL**....119

**6.7. VARIÁVEL % DE VEÍCULOS PESADOS**....124

**6.8. VARIÁVEL TIPO DE TERRENO**....129

**7. ANÁLISE COMPARATIVA E DE RESULTADOS DE RAMOS DE LIGAÇÃO**.... 145

**7.1. METODOLOGIA DE ANÁLISE**....145

**7.2. RAMPA DE ENTRADA ISOLADA**....147

**7.3. RAMPA DE SAÍDA ISOLADA**....154

**7.4. RAMPA DE ENTRADA SEGUIDA DE RAMPA DE SAIDA (N=2)**....156

**8. CASO PRÁTICO**.... 157

**8.1. OBJECTIVO**....157

**8.2. METODOLOGIA**....157

**8.3. ESCOLHA DO LOCAL**....158

**8.4. CARACTERÍSTICAS DO TRAÇADO NECESSÁRIAS PARA ANÁLISE**....161

**8.5. FILMAGENS DE VÍDEO E REGISTO FOTOGRÁFICO**....162

**8.6. DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES DE TRÁFEGO**....164

**8.7. DETERMINAÇÃO DOS NÍVEIS DE SERVIÇO ATRAVÉS DO HCM**....168

8.7.1. SEGMENTO CONTÍNUO....168

8.7.2. RAMO DE ENTRADA....169

**8.8. AVALIAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO ATRAVÉS DA OBSERVAÇÃO DE IMAGENS**....171

**9. CONCLUSÃO**.... 173

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1. Montagem efectuada por Kimberley para mostrar video (Tese Kimberley Seager 2005, Ilustração 3-8) .....9
Fig.2.2. Caracterização do nível de serviço A (TRB 2000, ilustração 13-5).....13
Fig.2.3. Caracterização do nível de serviço B (TRB 2000, ilustração 13-6).....13
Fig.2.4. Caracterização do nível de serviço C (TRB 2000, ilustração 13-7).....13
Fig.2.5. Caracterização do nível de serviço D (TRB 2000, ilustração 13-8).....14
Fig.2.6. Caracterização do nível de serviço E (TRB 2000, ilustração 13-9).....14
Fig.2.7. Caracterização do nível de serviço F (TRB 2000, ilustração 13-10).....15
Fig.2.8. Cartoon (Singer).....16
Fig.3.1- Efeito dos veículos pesados na corrente de tráfego (TRB2000, ilustração 13-4).....24
Fig.3.2- Cálculo do FPH.....25
Fig.3.3 – Relações entre variáveis básicas: velocidade de percurso, débito, concentração.....27
Fig.3.4– Segmentos de uma auto-estrada.....29
Fig.3.5 – Configurações comuns de ramos de ligação .....31
Fig.4.1 – Curva de relação Concentração débito para segmentos continuos de AE.....41
Fig.4.2 – Curva de relação velocidade de percurso débito para segmentos continuos de AE.....41
Fig.4.3 – Caracterização de rampas específicas e troços extensos para a determinação do coeficiente de equivalência em troços cotinuos de auto-estradas.....47
Fig.4.4 – Curvas de aceleração e desaceleração que relacionam um camião médio (90kg/cv) com a inclinação da rampa e a extensão percorrida 2.....48
Fig. 4.5. – Áreas de influência.....55
Fig. 4. 6 – Percentagem dos veículos que vão sair ou acabam de entrar e que se deslocam na via 1.....59
Fig. 4. 7 – Exemplo de aplicação do método aproximado para o cálculo do volume da via 1.....59
Fig. 4. 8 – Percentagem de pesados na via 1.....60
Fig. 5.1 – Curva de relação velocidade de percurso/débito para segmentos continuos de AE, (HCM 2000, exhibit 13-2).....65
Fig. 5.2 – Curva de relação Concentração/débito para segmentos continuos de AE, (HCM 2000, exhibit 13-3).....65
Fig. 5.3 – Curvas de relação velocidade de percurso/débito e níveis de serviço para segmentos contínuos de AE (HCM 2000, exhibit 23-3).....68
Fig. 5.4 – Àrea de influência de ramos isolados de entrada e saída.....78
Fig. 6.1 – Relação velocidade/débito para diferentes velocidades base.....91
Fig. 6.2 – Relação velocidade média de percurso para AE com diferentes VB para diferentes débitos.....92
Fig. 6.3 – Curvas de relação Velocidade média de percurso e débito para VB de 120,110,100 e 90km/h.....94

Fig. 6.4 – Curvas de relação Concentração e débito para VB de 120,110,100 e 90 km/h.....95
Fig. 6.5– Curva de relação Concentração e débito para VB de 120km/h.....98
Fig. 6.6 – Curva de relação Concentração e débito para VB de 110 km/h.....99
Fig. 6.7 – Curvas de relação Concentração e débito para VB de 100 km/h.....99
Fig. 6.8 – Rectas de relação velocidade média de percurso e velocidade em regime livre para diferentes concentrações.....101
Fig. 6.9 – Volumes de tráfego para manter LOS em função da velocidade base.....103
Fig. 6.10 – Variação nos volumes de tráfego obtidos para VB de120 e 100km/h.....104
Fig. 6.11 – Variação nos volumes de tráfego obtidos pelo HCM de 85 e 2000 para cada nível de serviço em função da velocidade base.....105
Fig. 6.12 – Volumes de tráfego para manter LOS em função do número de vias.....109
Fig. 6.13 – Variação nos volumes de tráfego obtidos para AE de 2 e 4 vias.....110
Fig. 6.14 – Variação nos volumes de tráfego obtidos pelo HCM de 85 e 2000 para cada nível de serviço em função do número de vias.....111
Fig. 6.15 – Volumes de tráfego para manter LOS em função da largura das vias.....114
Fig. 6.16 – Variação nos volumes de tráfego obtidos para vias de 3 e 3,6m de largura.....115
Fig. 6.17 – Variação nos volumes de tráfego obtidos pelo HCM de 85 e 2000 para cada nível de serviço em função da largura das vias.....116
Fig. 6.18 – Volumes de tráfego para manter LOS em função da desobstrução lateral.....119
Fig. 6.19 – Variação nos volumes de tráfego obtidos entre vias com desobstrução lateral de 0 e 1,8m.....120
Fig. 6.20 – Variação nos volumes de tráfego obtidos pelo HCM de 85 e 2000 para cada nível de serviço em função da desobstrução lateral.....121
Fig. 6.21 – Volumes de tráfego para manter LOS em função da % de veículos pesados.....124
Fig. 6.22 – Variação dos volumes de tráfego para de diferentes % de veículos pesados, entre 15 e 0%.....125
Fig. 6.23 – Variação nos volumes de tráfego obtidos pelo HCM de 85 e 2000 para cada nível de serviço em função da % de veículos pesados.....125
Fig.6.24 – Volume de tráfego máximo para garantir nível de serviço em função do tipo de terreno.....136
Fig.6.25 – Variação do volume de tráfego obtido pelo HCM de 85 e o de 2000 em função do tipo de terreno.....137
Fig.6.26 –Volume de tráfego máximo para manter o nível de serviço em função de uma rampa tipo de subida e descida.....138
Fig.6.27 – Variação do volume de tráfego obtido pelo HCM de 85 e o de 2000 em função de uma rampa tipo de subida e descida.....139
Fig.6.28 – Variação do volume de tráfego obtido pelo HCM de 85 e o de 2000 em função de uma rampa composta tipo de subida.....140

Fig.6.29 – Variação do volume de tráfego obtido pelo HCM de 85 e o de 2000 em função de uma rampa composta tipo de descida.....140
Fig. 8.1– Fotografia na A29.....156
Fig. 8.2– Fotografia no nó de Alfena.....156
Fig. 8.3– Rede rodoviária nacional.....157
Fig. 8.4– Esquema do segmento contínuo com limitações das áreas de influência dos ramos adjacentes.....158
Fig. 8.5– Esquema do ramo de entrada do nó de alfena.....158
Fig. 8.6– Material utilizado.....160
Fig. 8.7– Fotografia durante filmagens no nó de Alfena.....161
Fig. 8.8– Fotografias da corrente de tráfego no nó de Alfena durante a hora.....161
Fig. 8.9– Fotografias da corrente de tráfego na A29 durante a hora.....162
Fig.8.10 – Gráfico de análise dos volumes de tráfego para o segmento continuo.....163
Fig.8.11 – Gráfico de análise dos volumes de tráfego de montante.....164
Fig.8.12 – Gráfico de análise dos volumes de tráfego do ramo.....165

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 – Esquema de evolução das diferentes versões e actualizações do HCM ao londo dos anos.....1
Quadro 2.1 – Indicadores de desempenhos antes e após 1997.....11
Quadro.3.1 – Itinerários principais da rede nacional de auto-estradas…….....…32
Quadro.3.2 – Itinerários complementares da rede nacional de auto-estradas…….....…33
Quadro.3.3 –Rede nacional de auto-estradas…….....34
Quadro 4.1 – Concentrações máximas atingidas em cada nível de serviço.....42
Quadro 4.2 – Níveis de serviço em troços contínuos de auto-estradas.....42
Quadro 4.3 – Capacidades para as diferentes velocidades em regime livre.....43
Quadro 4.4 – Factor de ajustamento para largura da via e desobstrução lateral.....45
Quadro 4.5 – Coeficientes de equivalência em troços extensos de auto-estradas.....48
Quadro 4.6 – Coeficientes de equivalência para camiões (90kg/cv) em rampas de auto-estradas.....49
Quadro 4.7 – Factor de ajustamento para tipo de condutor.....53
Quadro 4.8 – Níveis de serviço em rampas.....56
Quadro 4.9 – Índice de equações para o cálculo do volume da via 1 em ramos de ligação.....57
Quadro 4.10 – Percentagem do tráfego em frente que ocupa a via 1.....58
Quadro 5.1 – Concentrações máximas atingidas em cada nível de serviço.....66
Quadro 5.2 – Níveis de serviço em troços continuos de auto-estradas.....67
Quadro 5.3 –Capacidades para as diferentes velocidades em regime livre.....68
Quadro 5.4 – Factor de ajustamento devido á largura das vias.....70
Quadro 5.5 – Factor de ajustamento devido à desobstrução lateral.....71
Quadro 5.6 – Factor de ajustamento devido ao número de vias.....71
Quadro 5.7 – Factor de ajustamento devido à densidade de nós.....72
Quadro 5.8 – Coeficientes de equivalência em troços extensos de auto-estradas.....74
Quadro 5.9 – Coeficientes de equivalência em rampas de subida .....75
Quadro 5.10 – Coeficientes de equivalência em rampas de descida.....76
Quadro 5.11 – Relação da capacidade do ramo com a velocidade em regime livre .....80
Quadro 5.12 – Limites de concentração para cada nível de serviço dos ramos de ligação.....81
Quadro 5.13 – Equações para a determinação de $v_{12}$ para ramos de entrada .....82
Quadro 5.14 – Selecção de equações para a determinação de $P_{FM}$ para AE de 3x2vias.....83
Quadro 5.15 – Resumo de todas as situações possiveis de combinações de equações.....84
Quadro 5.16 – Valores da capacidade para áreas de convergência.....85
Quadro 5.17 – Equações para a determinação de $v_{12}$ para ramos de saída.....86
Quadro 5.18 – Selecção de equações para a determinação de $P_{FD}$ para AE de 3x2vias.....87

Quadro 5.19 – Resumo de todas as situações possiveis de combinações de equações.....88
Quadro 5.20 – Valores da capacidade para áreas de divergência.....88
Quadro.6.1 – Relações velocidades média de percurso com débitos para AE com diiferentes VB.....93
Quadro.6.2– Concentrações em função do débito para diferentes VB.....94
Quadro.6.3– Níveis de serviço para AE com 0 e 1,2 ou mais nós/km para diferentes VB em regime livre.....96
Quadro.6.4– Débitos obtidos para diferentes níveis de serviço para 0 e 1,2 ou mais nós/km.....97
Quadro.6.5– Valores A e B da curva de relação débito concentração em função da VB.....99
Quadro.6.6– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da VB para o HCM de 85.....100
Quadro.6.7– Velocidades em regime livre, FFS em função da velocidade base e da densidade de nós.....100
Quadro.6.8– Velocidades média de percurso em função da concentração e da velocidade em regime livre.....101
Quadro.6.9– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da VB para o HCM de 2000.....102
Quadro.6.10– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função da VB.....102
Quadro.6.11– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função do número de vias para o HCM de 85.....106
Quadro.6.12- Velocidade em regime livre no HCM 2000 em função do nº de vias.....107
Quadro.6.13– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função do número de vias para o HCM de 2000.....108
Quadro.6.14– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos dois HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função do número de vias.....108
Quadro.6.15– Factor de ajustamento de lagura de vias para HCM de 85 para vias de 3m e maior ou igual a 3,6m.....111
Quadro.6.16– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da largura de vias para o HCM de 85.....112
Quadro.6.17– Velocidade em regime livre para VB de 120km/h para vias de 3 e maior ou igual a 3,6m.....112
Quadro.6.18– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da largura de vias para o HCM de 2000.....113
Quadro.6.19– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função da largura das vias.....113
Quadro.6.20– Factor de ajustamento devido á desobstrução lateral para bermas de 0, 0.9 e maior ou igual a 1.8m no HCM de 85.....117

Quadro.6.21– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da largura das bermas para o HCM de 85.....117
Quadro.6.22– Velocidade em regime livre em função da desobstrução lateral para a velocidade base de 120km/h.....117
Quadro.6.23– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da largura das bermas para o HCM de 2000.....118
Quadro.6.24– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nivel de serviço em função da largura das bermas.....118
Quadro.6.25– Factor de veículos pesados em função da % de veículos pesados para o HCM de 85.....121
Quadro.6.26– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da % de veículos pesados para o HCM de 85.....122
Quadro.6.27– Factor de veículos pesados em função da % de veículos pesados para o HCM de 85.....122
Quadro.6.28– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da % de veículos pesados para o HCM de 2000.....123
Quadro.6.29– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função da % de veículos pesados.....123
Quadro.6.30– Factor de veículos pesados em função do tipo de terreno para o HCM de 85.....126
Quadro.6.31– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função do tipo de terreno para o HCM de 85.....127
Quadro.6.32– Factor de veículos pesados em função do tipo de terreno para o HCM de 85.....127
Quadro.6.33– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função do tipo de terreno para o HCM de 2000.....128
Quadro 6.34– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função do tipo de terreno.....128
Quadro 6.35– Factor de veículos pesados para rampas isoladas no HCM de 85.....129
Quadro 6.36– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de um caso tipo de rampa isolada de subida e descida.....130
Quadro 6.37– Factor de veículos pesados para rampas isoladas no HCM de 2000.....130
Quadro 6.38– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de um caso tipo de rampa isolada de subida e descida.....130
Quadro 6.39– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em para situação de um caso tipo de rampa isolada de subida e descida.....131
Quadro 6.40– Factor de veículos pesados para rampas compostas no HCM de 85.....132

Quadro 6.41– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de casos tipo de rampas compostas de subida para HCM de 85.....133
Quadro 6.42– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de casos tipo de rampas compostas de descida para HCM de 85.....133
Quadro 6.43– Factor de veículos pesados para rampas compostas no HCM de 2000.....133
Quadro 6.44– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de casos tipo de rampas compostas de subida para HCM de 2000.....134
Quadro 6.45– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de casos tipo de rampas compostas de descida para HCM de 2000.....134
Quadro 6.46– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço para situação de casos tipo de rampas compostas de subida.....135
Quadro 6.47– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em para situação de casos tipo de rampas compostas de descida.....135

## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

HCM- Highway Capacity Manual

LOS- Nível de serviço

VB- velocidade base

S- velocidade media de percurso (km/h)

L- comprimento do segmento em estudo (km)

PHF - Factor de ponta horária

$t_i$ - tempo de percurso do igésimo veículo a atravessar o segmento

n- número de viagens observadas

$v$ - fluxo de tráfego ou débito (veic/h)

$S$ - velocidade média de percurso (km/h)

$D$ - concentração (uvl/km)

$v_f$ - velocidade de fluxo livre

$k_j$ - concentração maxima, corresponde a situação de congestionamento

$q_{\max}$ - fluxo ou débito máximo que pode ser atingido

$k_0$ - concentração optima

$v_0$ - velocidade óptima

MSF- débito máximo de serviço em condições ideais para o nivel de serviço i por via (uvl/h/via)

$(v/c)_i$ - máxima razão débito capacidade para o nível de serviço i

$C_j$ - capacidade em condições ideais para a velocidade base j (uvl/h/via)

$SF_i$ - débito de serviço real para o nivel de serviço i para N vias (veic/h)

N- número de vias por sentido

$f_w$ - factor de ajustamento á largura das vias e desobstrução lateral

$f_{HV}$ - factor de ajustamento devido aos veículos pesados

$f_p$ - factor de ajustamento devido ao tipo de condutor

$E_T$ - factor de equivalência relativo aos camiões

$E_B$ - factor de equivalência relativo aos autocarros

( $P_T$ - percentagem de camiões na corrente de tráfego

$P_B$ )- percentagem de autocarros na corrente de tráfego

$FFS$ - Velocidade em regime livre (km/h)

$BFFS$ - Velocidade base em regime livre, 110 km/h (urbanas) ou 120km/h (rurais)

$f_{LW}$ - Ajustamento devido á largura das vias (km/h)

$f_{LC}$ - Ajustamento devido à desobstrução lateral da berma direita (km/h)

$f_N$ - Ajustamento devido ao número de vias (km/h)

$f_{ID}$ - Ajustamento devido á densidade dos nós de ligação (km/h)

$v_p$ -débito (uvl/h/via)

$V$ -Volume horário (uvl/h)

S- a velocidade média de um veiculo ligeiro (km/h)

$v_F$ - Volume total máximo imediatamente antes de uma zona de divergência ou converência (uvl/h)

$v_{FO}$ -Volume total máximo imediatamente após uma zona de divergência ou convergência (uvl/h)

$v_{R12}$ - Volume total máximo na zona de influência para as rampas de entrada (uvl/h)

$v_{12}$ - Volume total máximo na zona de influência para as rampas de saída (uvl/h)

$v_R$ - Volume máximo na rampa (uvl/h)

$D_R$ - concentração na área de influência da rampa (uvl/km/via)

$S_R$ - velocidade média dos veículos na área de influência (km/h)

$L_A$ - Comprimento total da via de aceleração (m)

$L_D$ - Comprimento total da via de desaceleração (m)

$P_{FM}$ - percentagem de veículos nas vias 1 e 2 na situação de convergência

$P_{FD}$ - percentagem de veículos nas vias 1 e 2 na situação de divergência

$L_{EQ}$ - distância de equilibrio entre 2 rampas, comprimento entre rampas equivalente (m)

$L_{Up}$ - Distância do ramo em estudo ao ramo de montante (m)

$L_{Down}$ - Distância do ramo em estudo ao ramo de jusante (m)

$v_U$ - débito total do ramo a montante (uvl/h)

$v_D$ -débito total do ramo a jusante (uvl/h)

# 1
# INTRODUÇÃO

## 1.1. NOTA INTRUDOTÓRIA

A avaliação da capacidade e do nível de serviço de estradas é um dos aspectos com o qual se deparam engenheiros de tráfego, analistas e equipas de planeamento de sistemas de transporte, entre outros, tanto na fase de planeamento, de projecto ou de operação do sistema.
A capacidade de uma estrada corresponde ao maior número de veículos que nela podem ser acomodados, enquanto o nível de serviço reflecte a qualidade de operação da mesma.

O Highway Capacity Manual 2000 é o manual actualmente utilizado em Portugal para a avaliação dos níveis de serviço e determinação da capacidade das diferentes infra-estruturas rodoviárias. Este manual tem evoluído ao longo dos tempos, alterando metodologias e conceitos de acordo com as novas realidades. O crescimento do número de veículos nas estradas – que provocam o aumento significativo do congestionamento – as características de desempenho dos veículos motorizados e a evolução dos traçados e características dos mesmos, contribuíram para a mudança da envolvente do condutor, conduzindo a diferentes perspectivas de análise. Assim, revela-se especialmente necessário compreender a evolução do manual HCM, para que melhor se assimile a sua importância e necessidade de utilização.

Tabela.1.1 – Esquema de evolução das diferentes versões e actualizações do HCM ao longo dos anos

| | |
|---|---|
| **1950** | Manual Original |
| **1965** | Manual |
| **1985** | Manual |
| **1992** | Update |
| **1994** | Update |
| **1997** | Update |
| **2000** | Manual |

## 1.2. OBJECTIVOS DA PESQUISA

### 1.2.1. OBJECTIVO GERAL

O primordial objectivo da presente monografia prende-se com a comparação dos resultados de níveis de serviço calculados pelos HCM 85 e 2000. Naturalmente, dado que as metodologias propostas por estes são diferentes, infere-se que também os resultados o sejam. Pretende-se, então, verificar a aplicabilidade dos manuais e determinar qual destes será mais adequado para a avaliação dos níveis de serviço da rede de auto-estradas nacional.

### 1.2.2. OBJECTIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objectivo geral estabelecido foram definidos os seguintes objectivos específicos:

1. Revisão bibliográfica das metodologias de avaliação dos níveis de serviço das duas versões do Highway Capacity Manual.
2. Análise comparativa de resultados obtidos pelos HCM's para diferentes casos tipo.
3. Criação e análise de um caso prático que permitiu comparar níveis de serviço obtidos pelos manuais e a realidade.

## 1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho de dissertação consiste em 9 capítulos.

Este primeiro capítulo contém uma nota introdutória e apresenta os objectivos propostos para este trabalho.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre o desenvolvimento ao longo dos tempo do manual a ser estudado tal como das suas definições e conceitos. Refere também alguns trabalhos e estudos efectuados sobre o tema em questão e algumas propostas de estudos presentemente a ser estudados pelo HCM para a sua futura versão.

O capítulo 3 apresenta uma introdução aos conceitos e definições os quais são tratados mais adiante e aplicados na metodologia em causa. Também este capítulo apresenta um sub-capítulo referente às auto-estradas no qual, para além de descrever a sua segmentação, as caracteriza de acordo com a realidade nacional.

O capítulo 4 foca a metodologia de determinação de os níveis de serviço de segmentos contínuos e ramos de ligação de uma auto-estrada pelo HCM de 85.

O capítulo 5 foca a metodologia de determinação de os níveis de serviço de segmentos contínuos e ramos de ligação de uma auto-estrada pelo HCM de 2000.

O capítulo 6 apresenta uma análise comparativa de metodologias e de resultados para diferentes casos tipo para os segmentos contínuos.

O capítulo 7 apresenta uma análise comparativa de metodologias e de resultados para diferentes casos tipo para os ramos de ligação.

No capítulo 8 é apresentado um caso prático, sendo explicitada a forma como este foi desenvolvido e os seus resultados.

E por final, o capítulo 9, apresentam-se as conclusões retiradas do estudo em questão.

# 2
# EVOLUÇÃO HISTÓRICA

O Highway Capacity Manual, HCM, é a resposta a um interesse que começou a desenvolver-se nos Estados Unidos na década 20, altura em que começaram a ser publicados os primeiros resultados de estudos sobre capacidade. Estes estudos caracterizavam-se por falta de uniformidade e impossibilidade de comparação. Foi, então, com a perspectiva da criação da rede de estradas 'interestaduais', que se tornou evidente a necessidade de um método válido, credível e tecnicamente sustentável de avaliação da capacidade. Apercebendo-se dessa necessidade, em 1941, o Presidente Franklin D. Roosevelt resolveu nomear uma comissão para o efeito.

A visão Americana de uma rede de estradas culminou em 1944 com a publicação de um documento desenvolvido pela comissão e intitulado '*Interregional Highways: A message from the president of the United States*'. Este documento tornou-se um documento chave no desenvolvimento da rede de estradas Americanas. Simultaneamente, tornou-se óbvia a necessidade de melhores e mais homogéneos métodos de determinação da capacidade, para todas as infra-estruturas viárias.

Foi então que, em 1944, o '*Highway Research Board*', actualmente '*Transport Research Board*' (TRB), resolveu nomear o '*Comitte on Highway Capacity*', encarregando-o de desenvolver um documento que pudesse ser utilizado para estimar a capacidade das diferentes infra-estruturas. Deste desenvolvimento, resultou o chamado **HCM de 1950**. Esta primeira versão do HCM tornou-se o método '*standard*' de análise das capacidades das infra-estruturas rodoviárias nos EUA. Foi traduzida em nove línguas diferentes, de forma a que pudesse ser aplicado mundialmente e, apesar de conter apenas 147 páginas, o manual continha métodos práticos de estimar a capacidade de estradas de duas, três ou mais vias, de intersecções semaforizadas, zonas de entrecruzamento e ramos de ligação.

A capacidade, nesta primeira edição, era determinada para três níveis: a capacidade básica, a capacidade possível e a capacidade prática. A capacidade básica consistia no número máximo de veículos ligeiros que passavam num determinado ponto de uma estrada, durante uma hora, em condições o mais próximas possíveis das ideais. A capacidade possível determinava o número máximo de veículos que passavam num dado ponto de uma estrada durante uma hora sob as condições reais de tráfego e da estrada. A capacidade prática correspondia ao número máximo de veículos que passavam num dado ponto, no intervalo de uma hora, com uma concentração do tráfego tão elevada que provocasse atrasos inaceitáveis, perigo ou dificuldades de movimentos aos condutores em condições reais de tráfego e da estrada.

Em 1957, o Comité patrocinou a publicação de uma actualização do manual – Research Board Bulletin 167 – fruto dos avanços significativos obtidos dos novos estudos efectuados ao longo desses anos. Este boletim era composto por seis partes que compreendiam problemas relativamente aos efeitos de congestionamento, à avaliação da capacidade de estradas rurais em terrenos montanhosos, ao funcionamento de zonas de entrecruzamento e de intersecções semaforizadas próximas da capacidade.

O gradual interesse sobre os estudos de tráfego e avaliação das capacidades levou a uma maior variedade de opiniões e discussões relativamente às três definições de capacidade – básica, possível e prática. O comité ponderou a introdução de uma única definição de capacidade. Destas discussões, surgiu a ideia do conceito de nível de serviço. Este conceito foi votado em 1963, como resposta à alteração de três capacidades para uma só. Não obstante, a discussão sobre o verdadeiro significado de nível de serviço e a sua aplicação não terminaria com esta votação. Foi criada uma equipa constituída por cinco membros do *Bureau of Public Roads,* para assistir o comité no desenvolvimento do novo manual, sendo seu o desenvolvimento e definição dos seis níveis de serviço, como forma de implementar e concretizar as ideias do comité.

Os 5 níveis de serviço básicos, excluindo o F, resultou dos estudos efectuados sobre auto--estradas e, para estas, foram definidas 5 condições de serviço distintas. O nível de serviço 'E' representava a noção de 'capacidade possível', como definida no HCM de 1950. O nível de serviço 'D' reflectia o máximo volume de serviço sustentável, que podia ser observado em situações correntes (diárias). Este nível foi definido através das observações efectuadas por Karl Moscowitz em auto-estradas californianas. O nível de serviço 'C' tinha intenção de replicar a noção de 'capacidade prática', tal como definida no HCM de 1950. O nível de serviço 'B' pretendia representar a ideia de 'capacidade prática', a qual se podia esperar obter num ambiente rural. E, por último, o nível de serviço 'A' reflectia os comentários efectuados por Charles Noble, na altura engenheiro chefe do New Jersey Turnpike (portagem de New Jersey). Noble havia chegado à conclusão que o seu trabalho exigia que as estradas fossem desenhadas para situações com portagem. Assim, e uma vez que o utilizador ia pagar para usufruir das infra-estruturas, ele queria fornecer um serviço melhor do que o obtido pela 'capacidade prática' e, desta ideia, surgiu o nível de serviço 'A'. O nível de serviço 'F' ficava, então, a definir a zona inferior da curva de 'velocidade livre' e, portanto, reflectia qualquer situação de funcionamento que poderia desenvolver-se nesta zona crítica.

É importante ter a noção de que uma auto-estrada pode proporcionar uma larga gama de níveis de serviço em função do volume de tráfego, da composição e das velocidades possíveis de circulação.

Uma vez que o fluxo de tráfego não é regular, sendo variável nas diferentes horas do dia, semanas até anos, é obvio que, para diferentes alturas e intervalos de tempo, se obtêm diferentes níveis de serviço.

A segunda edição do Highway Capacity Manual, embora publicada em 1966, ficou conhecida como o **HCM de 1965**. Foi nesta edição que, pela primeira vez, surgiu o conceito de nível de serviço. A partir desse momento, a única definição de capacidade passou a ser a capacidade possível – tal como definida na edição anterior. Foram revistas, igualmente, as metodologias para a análise de intersecções semaforizadas, de secções de entrecruzamento e de ramos de acesso, introduzindo-se, também, novas metodologias para a análise das auto-estradas e transportes públicos.

O conceito original de nível de serviço, nesta edição, era então descrito como *'Uma medida qualitativa do efeito de vários factores que incluem velocidade e tempo de percurso, interrupções no fluxo, liberdade de manobras, segurança, conforto, comodidades e custos de operação'*. O HCM 1965 utilizava o volume e o rácio volume/capacidade, como factores primários da avaliação dos níveis de serviço.

Em 1971 o laboratório de engenharia de Angola lançou a tradução do HCM de 1965 intitulando-o 'Manual de Capacidade de Estradas'.

Durante os anos que se seguiram, o Comité concentrou-se na consolidação e desenvolvimento dos novos conceitos que foram introduzidos.

Enquanto o conceito de nível de serviço recebia crescente aceitação, as medidas de desempenho, que eram descritas como o ou os parâmetros operacionais que melhor descreviam a qualidade de funcionamento da infra-estrutura, eram criticadas, por serem consideradas inapropriadas e/ou duvidosas, como medidas de avaliação da satisfação do condutor.

Em 1977, foi tomada a decisão de iniciar os trabalhos para o desenvolvimento de uma terceira edição do HCM. Considerando que o lançamento da nova edição só viria a ocorrer em 1980, o Comité produziu o Transportation Research Circular 212, que apresentava novos métodos que, apesar de ainda não aprovadas para a nova edição, continha avanços incontestáveis das metodologias apresentadas em 1965. Nesta altura, surgem os primeiros computadores individuais e calculadoras electrónicas mas, uma vez que eram ainda de acesso muito restrito, o comité decidiu manter-se por métodos que permitissem a utilização de todos.

A terceira edição do HCM foi lançada em Janeiro de 1985, tornando-se conhecida como **HCM de 1985** ou por TRB Special Report 209. Nesta edição, essencialmente, foram identificadas e corrigidas diferenças e inconsistências entre as metodologias dos capítulos do TRC 212.

A edição do HCM 1985 apresenta, em relação à anterior, uma importante alteração no que respeita ao intervalo de tempo a ser considerado na análise da capacidade e dos níveis de serviço. Enquanto na edição de 1965 o estudo era efectuado para condições médias de escoamento que ocorrem durante uma hora, no HCM 1985 passaram a considerar períodos mais curtos, correspondentes a intervalos de ponta de 15 minutos. A capacidade passa então a ser definida como o número máximo de veículos que podem passar numa secção, durante o período de ponta de 15 minutos, expresso em veículos por hora, para as condições existentes da estrada e do tráfego. Nesta edição, o conceito de nível de serviço era descrito como uma medida qualitativa que caracterizava as condições de funcionamento num determinado fluxo de tráfego e a sua 'percepção do ponto de vista dos condutores e passageiros' (N.B. a alteração na definição original do conceito). A descrição de cada nível de serviço era caracterizada por factores tais como a velocidade e o tempo de percurso, a liberdade de manobras, as interrupções do fluxo, o conforto e comodidade e segurança. Os níveis de serviço, nesta terceira edição, continuaram a ser definidos pelas letras de A a F, sendo o nível de serviço 'A' o que representava as melhores condições de operação enquanto o nível de serviço 'F' correspondia à situação de congestionamento.

Segue-se a descrição de cada nível de serviço, tal como patente no HCM de 85.

O nível de serviço 'A' corresponde ao escoamento livre no qual o condutor não é geralmente afectado pela presença de outros veículos na corrente de tráfego, podendo circular praticamente à velocidade que se deseja, tendo em conta, naturalmente, critérios de segurança. Para uma velocidade base de 112km/h, a velocidade média de percurso é igual ou superior a 96km/h. O espaçamento médio mínimo, entre veículos, é de cerca de 125 metros, o que proporciona um elevado conforto físico e psicológico nos condutores. Neste nível de serviço, é relativamente simples o regresso à situação de normalidade, após a ocorrência de um acidente.

O nível de serviço 'B' corresponde a um regime de escoamento estável em que são praticadas velocidades iguais ou superiores a 91 km/h. O espaçamento médio mínimo entre veículos é de aproximadamente 75 metros. A liberdade de manobra do condutor é somente ligeiramente restringida, e o seu conforto físico e psicológico continua a manter-se elevado. O efeito da ocorrência de incidentes continua a ser facilmente absorvido.

O nível de serviço 'C' proporciona, ainda, condições de circulação estáveis, sendo que um pequeno aumento do débito provoca uma deterioração sensível no serviço. A velocidade média de percurso é igual ou superior a 86km/h. Neste nível, há já restrições à liberdade de manobras dos condutores, tendo estes de dispensarem uma atenção especial às frequentes mudanças de via provocadas por manobras de ultrapassagem. O espaçamento médio mínimo, entre veículos, é de cerca de 50 metros. Pequenos incidentes são, ainda, absorvidos pela corrente de tráfego.

No nível de serviço 'D', a circulação aproxima-se da instabilidade, em que as flutuações ou obstruções momentâneas têm um efeito prejudicial nas condições de funcionamento, uma vez que a capacidade de absorção pela corrente de tráfego é pequena. A velocidade média de percurso é igual ou superior a 74km/h e o espaçamento médio mínimo, entre veículos, é de cerca de 40 metros. A liberdade de manobra dos condutores é fortemente restringida sendo o seu conforto físico e psicológico reduzido.

O nível de serviço 'E' é a zona de escoamento instável. O volume de serviço deste nível corresponde à capacidade. Os veículos têm um espaçamento médio mínimo de, aproximadamente, 25 metros, com intervalos de tempo praticamente uniformes. Qualquer incidente provoca uma perturbação sensível que se propaga para montante com a formação de fila de espera. O conforto físico e psicológico dos condutores é muito fraco, sendo extremamente limitada a sua liberdade de manobra. A velocidade média de percurso correspondente à capacidade é aproximadamente igual a 48km/h.

Por último, o nível de serviço 'F' descreve condições de escoamento forçado, no qual há acumulação de veículos a partir dum estrangulamento a jusante. A velocidade média de percurso vai desde 48km/h até zero, no caso de bloqueio total da secção.

Kimberley Seaguer, em 2005, apresentou uma tese que tinha como objectivo desenvolver e testar um método, através do qual se poderia avaliar o nível de serviço, utilizando a percepção do condutor para diferentes tipos de estradas. Seager chegou à conclusão que, mostrando vídeos *on board,* como se os inquiridos fossem os condutores, mostrou-se um sucesso, pois os níveis de serviço atribuídos pelos inquiridos não estavam longe dos baseados na concentração obtidos no HCM, apesar de todos os participantes terem usado outros critérios, além da concentração para avaliar o LOS.

fig. 2.1. Montagem efectuada por Kimberley para mostrar video (Tese Kimberley Seager 2005, Ilustração 3-8)

Nakamura, Suzuki e Ryu desenvolveram um estudo (apresentado no 4º congresso da Highway Capacity de Junho 2000) que tentava relacionar as condições de tráfego com o comportamento do condutor e com a sua satisfação em estradas rurais não congestionadas. Para recolha de dados, usaram o método acima descrito – filmagens vídeo. Esta equipa concluiu que o factor que mais afecta o grau de satisfação do condutor era o fluxo horário – 'traffic flow rate' – e que o número de mudanças de vias, o tempo perdido na situação de 'car-folowing' e a experiência do condutor também afectavam a avaliação das condições de tráfego.

Em 1991, um novo programa de pesquisa foi publicado pelo Transportation Research Board – TRB Circular 371: A Program of Research in Highway Capacity – que seria o plano de pesquisa a desenvolver, durante 9 anos, para a futura edição do HCM2000.

A primeira actualização do HCM1985 foi lançada em 1994, sendo 7 dos 14 capítulos actualizados. Os capítulos actualizados, com interesse no presente trabalho, foram o referente aos troços contínuos de auto-estradas e o referente aos ramos de ligação. No capítulo referente aos troços contínuos, houve um aumento nos valores da capacidade em condições ideais, uma modificação nas relações da velocidade de tráfego e a inclusão do efeito de diferentes tipos de veículos na capacidade. No capítulo referente aos ramos de ligação é introduzida uma nova metodologia: o fluxo do ramo a ser analisado era previsto para as duas vias adjacentes, enquanto se incorporaram equações para estimar a concentração e a velocidade, sendo estas depois utilizadas para determinação do nível de serviço.

Os métodos de análise descritos nos capítulos actualizados eram de uma maior sofisticação e complexidade. Foi a partir desta actualização que o comité determinou que não iria sacrificar a precisão dos resultados em prol de métodos simplificados, pois o acesso a computadores e a sua maior disponibilidade permitiam a introdução de métodos e técnicas mais complexas.

Nesta edição, o factor de segurança e custos de operação desapareceram da definição do nível de serviço. Enquanto podemos facilmente relacionar os custos de operação com os tempos de percurso e velocidades, a segurança, pura e simplesmente, saiu da expressão, pois, na verdade, esta realmente não estava a ser considerada e continuaria a não estar. O próprio HCM2000, que seria a edição seguinte, afirma que 'a segurança não está a ser considerada'. No entanto, sendo a segurança uma preocupação constante nos dias de hoje, devido ao elevado número de acidentes rodoviários, têm sido efectuados vários estudos, nomeadamente os efectuados pela Universidade de Missouri-Rolla (UMR), de forma a tentar incluir este factor no manual. Várias dúvidas têm surgido nesta introdução. Uma dessas dúvidas é conceptual e reside na questão de se deveria haver duas avaliações para o nível de serviço, uma para a segurança e outra para a operacional ou, única e exclusivamente, uma resultante da combinação das duas. Tal como Hauer referiu em 1999, 'o que é bom para a segurança, não é necessariamente o melhor para a mobilidade'.

A segunda actualização do HCM de 85, embora publicada em 1998, ficou conhecida como 1997 HCM update. Esta actualização consistiu na revisão profunda de quatro capítulos. Um referente às secções contínuas de auto-estradas (o único de interesse no presente trabalho). Os restantes foram modificados de forma a acompanhar estas revisões, nomeadamente os referentes aos ramos de ligação e às zonas de entrecruzamento, no qual o indicador de desempenho nas edições anteriores era a velocidade média e passou a ser a concentração. No capítulo referente às secções contínuas de auto--estradas, foi revisto o procedimento de avaliação da capacidade (anteriormente baseado na densidade) e proposto que os valores da capacidade abaixo das condições ideais variassem com a velocidade livre, *free-flow speed,* - ou seja, à velocidade praticada quando a densidade e fluxo de tráfego são 'zero'.

Encontram-se, pelo menos, dois motivos cruciais para que a actualização fosse lançada nesta altura, pese embora o facto da a nova edição estar prevista para poucos anos mais tarde. O primeiro reside nos avanços efectuados nos métodos de determinação dos níveis de serviço e das capacidades. O segundo prende-se com as leis federais, que impunham ao Comité um manual com unidades métricas de avaliação do LOS e das capacidades, com publicação obrigatória antes do ano 2000.

A quarta e última edição do *Highway Capacity Manual* foi publicada em 2000, sendo conhecido como HCM de 2000. Nesta edição, a evolução é notória, não só relativamente à facilidade de utilização, bem como à utilização das unidades métricas e americanas. Foi, ainda, a primeira edição que evidencia a devida importância dos métodos de avaliação das características operacionais do sistema de transportes, de uma forma global. Enquanto nas edições anteriores apenas era possível efectuar a análise de pontos individuais ou de segmentos de estradas, passou a ser possível analisar

infra-estruturas na sua totalidade, corredores e toda uma área desejada. Nesta edição, os métodos de análise de uma auto-estrada foram reformulados de forma categórica e inegável.

Pode-se afirmar que os estudos desenvolvidos até à presente data quase sempre focaram duas medidas: desempenho e eficiência (indicador de desempenho). O HCM 2000 descreve as medidas de desempenho como uma medida quantitativa dos resultados do sistema. Estas podem ser utilizadas como uma medida de avaliação da satisfação do condutor ou da qualidade do serviço, através da duração da viagem ou do tempo de atraso (May 1998). As medidas de eficiência (MOE) são aquelas utilizadas pelo HCM para a determinação do nível de serviço e, por isso, se denomina indicador de desempenho.

Verifica-se, então, que certos e determinados indicadores de desempenho foram alterados ao longo dos tempos. Relativamente aos níveis de serviço, para os diferentes segmentos de avaliação de auto-estradas, há uma diferença pré e após 1997, evidenciada no seguinte quadro.

| | Indicadores de desempenho | |
|---|---|---|
| | **Antes de 1997** | **Depois 1997** |
| Troços contínuos | Concentração | Concentração |
| Zonas de entrecruzamento | Velocidade média | Concentração |
| Ramos de ligação | Fluxo horário | Fluxo horário |

Tabela.2.1 – Indicadores de desempenho antes e após 1997

A escolha do indicador de desempenho para cada tipo de infra-estrutura é baseada nas seguintes considerações:

a) Deve representar a velocidade e o tempo de percurso, liberdade de manobra, interrupções de tráfego e/ou conforto ou conveniência, conforme especificado no LOS de cada infra-estrutura.
b) Deve ser sensível ao volume de tráfego, de forma a que caracterize, pelo menos, um determinado grau de congestionamento.

Como breve exemplo, apresenta-se o indicador de desempenho de um troço contínuo de auto--estrada. A concentração é função tanto do volume de tráfego como da velocidade. Ora, portanto, incorpora considerações como a liberdade de manobras, o conforto e a conveniência.

Um estudo elaborado por Marco E. Navarro e Naghi R. Rouphail, apresentado no quarto congresso da Highway Capacity em Junho de 2000, consistiu na exploração de métodos alternativos

de determinação de medidas de desempenho, recorrendo a técnicas de combinação através de trabalho de campo.

Esta análise foi apresentada em duas partes:

- A primeira refere a combinação de medidas de desempenho, em particular, para velocidades médias de percurso. O objectivo era compreender o impacte de definir limites, no tempo e no espaço, no nível de serviço 'último'.
- A segunda parte é um estudo microscópico, tratando da segregação do indicador de desempenho no tempo e no espaço.

Através dos resultados obtidos para velocidades reais, recolhidos em 7 auto-estradas congestionadas de sete locais diferentes dos Estados Unidos e da e Dinamarca, chegaram à conclusão que, através da análise de zonas congestionadas, temporal ou espacialmente, a velocidade média da infra-estrutura baixava cerca de 5 mph e o efeito combinado reduzia cerca de 10 mph.

Enquanto consideraram crítico que, para a determinação do nível de serviço (LOS), o domínio do espaço e do tempo contivessem as zonas e intervalos sub-saturados, de forma a garantir que as zonas e intervalos sob-saturados estariam incluídos no domínio, este, no entanto, não deveria conter todo o domínio espaço-tempo.

Em baixo apresenta-se a proposta de Marco E. Navarro e Naghi R. Rouphail, para o processo de determinação do LOS:

1. Seleccionar domínio espaço-tempo que inclua todas as secções e intervalos de tempo congestionados.
2. Estimar velocidade média ou concentração em cada segmento e definir velocidade de sob--capacidade ou limites de concentração.
3. Identificar todas as secções abaixo dos limites de congestionamento em todos os intervalos de tempo e eliminá-los de considerações futuras.
4. Identificar todos os intervalos de tempo abaixo dos limites de congestionamento e eliminá-los de considerações futuras.
5. Cálculo da velocidade média no espaço ou da concentração das restantes secções.
6. Determinação do LOS

As classificações dos níveis de serviço, nesta edição de 2000, continuam baseadas num ou mais indicadores de desempenho. A atribuição dos intervalos numéricos dos indicadores, que determinam o nível de serviço, baseia-se no bom senso dos especialistas pois, não raramente, não se encontra forma objectiva de determinar os intervalos que definem um determinado nível de serviço.

Os níveis de serviço nesta edição são descritos da seguinte forma:

O nível de serviço 'A' descreve o movimento em regime livre. As velocidades em regime livre são predominantes. Os veículos praticamente não sofrem qualquer tipo de impedimento de manobras. O efeito de acidentes é rapidamente absorvido, regressando à situação de normalidade.

fig. 2.2. Caracterização do nível de serviço A (TRB 2000, ilustração 13-5)

O nível de serviço 'B' representa um movimento razoavelmente livre, sendo que as velocidades de regime livre são mantidas. A liberdade de manobras é apenas ligeiramente restringida e, no geral, o nível de conforto físico e psicológico mantém-se elevado. Os efeitos de acidentes continuam a ser facilmente absorvidos pela corrente de tráfego.

fig. 2.3. Caracterização do nível de serviço B (TRB 2000, ilustração 13-6)

O nível de serviço 'C' corresponde a movimentos com velocidades próximas ou iguais à velocidade de regime livre da auto-estrada. A liberdade de manobras é consideravelmente restrita e a mudança de via implica um maior cuidado e atenção do condutor. Pequenos acidentes podem ainda ser absorvidos mas há uma óbvia deterioração do serviço no local. É esperada a ocorrência de formação de filas de espera a montante de qualquer bloqueio significativo.

fig. 2.4. Caracterização do nível de serviço C (TRB 2000, ilustração 13-7)

O nível de serviço 'D' é aquele no qual as velocidades começam a diminuir ligeiramente com aumento do volume de tráfego e a densidade começa a aumentar mais rapidamente. A liberdade de manobras na corrente de tráfego é notavelmente mais limitada e o condutor experiência níveis de conforto físicos e psicológicos reduzidos. Até acidentes menores podem criar filas de espera, pois a corrente de tráfego tem pouco espaço para absorção destas perturbações.

fig. 2.5. Caracterização do nível de serviço D (TRB 2000, ilustração 13-8)

O Nível de serviço 'E', na sua concentração máxima, descreve o movimento na capacidade. A operação neste nível é bastante volátil pois virtualmente não existem espaços livres na corrente de tráfego. Os veículos estão muito próximos, deixando pouco espaço de manobra na corrente de tráfego, a velocidades que podem, no entanto, exceder os 80km/h. Qualquer perturbação na corrente de tráfego, tal como entrada de veículos na corrente através dos ramos de ligação ou uma simples mudança de via, provoca uma onda de distúrbio que se propaga para montante. Na capacidade, a corrente de tráfego não tem capacidade de dissipar a mais pequena perturbação. Qualquer incidente provoca um grave estrangulamento com uma fila de espera extensa. A liberdade de manobras é extremamente limitada e o nível de conforto físico e psicológico é fraco.

fig. 2.6. Caracterização do nível de serviço E (TRB 2000, ilustração 13-9)

Por último o nível de serviço 'F' descreve o bloqueio da corrente de tráfego. O bloqueio pode ocorrer devido a acidentes que reduzem temporariamente a capacidade de um segmento da estrada, em pontos de congestionamento recorrente, tais como zonas de convergência ou de entrecruzamento, e quando o débito da hora de ponta excede a capacidade. O bloqueio ocorre quando o rácio procura/capacidade excede o valor 1.

fig. 2.7. Caracterização do nível de serviço F (TRB 2000, ilustração 13-10)

Num estudo apresentado por Werner Brilon, no 4º congresso internacional sobre capacidade de estradas, decorrido em Junho de 2000, este concluiu que os métodos tradicionais de avaliação do desempenho de tráfego baseados no conceito de nível de serviço poderiam ser melhorados em vários aspectos. Um destes aspectos seria a determinação menos arbitrária dos intervalos que determinam os diferentes níveis de serviço, através do conceito de maximização da eficiência. Este conceito traduziria a utilização óptima de uma infra-estrutura, introduzindo o termo de eficiência como a conjunção de três termos distintos: procura, capacidade e qualidade de circulação. Outro aspecto é a capacidade limitada do conceito corrente que descreve as diferenças na qualidade do tráfego no nível de serviço 'F'. May, em 1998, havia discutido a hipótese de subdividir o nível de serviço 'F' em varias categorias: F1,F2 e F3. Outros autores, tais como Baumgaertner e Cameron, em 1996, haviam proposto a extensão das categorias para alem da F, prolongando até à categoria J. Um outro aspecto era relativamente ao conceito de determinar o volume horário da procura, que não permite uma relação económica entre a qualidade do tráfego e os custos inerentes. Até a data, para estimar a procura, eram utilizados períodos de uma ou duas horas, os quais eram analisados para representar toda uma variedade de potenciais volumes de tráfego. Assim, havia 8758 horas do ano que não eram observadas nem consideradas, dificultando percepção da perda económica total devido ao congestionamento. No entanto, actualmente, dada a tecnologia disponível, é possível, para as auto-estradas, através de salas de controlo de tráfego ou através de mecanismos de contagem de veículos, determinar os volumes diários de tráfego, facilitando esta relação importante referida por Brilon. Na altura, Brilon concluiu, também, numa análise efectuada no período de um ano, que os incidentes ou acidentes são uma maior causa de atrasos do que a relação velocidade/débito, utilizada nas considerações de engenharia do tráfego. Brilon termina o seu estudo com uma abordagem deveras importante, especialmente nos dias de hoje, salientando o desenvolvimento sustentável. A necessidade de um desenvolvimento sustentável é um aspecto importante em todas as actividades e sectores e busca o equilíbrio entre protecção ambiental e desenvolvimento económico. Os veículos a motor que compõem o tráfego são um dos maiores consumidores de combustíveis. Logo, torna-se óbvia a necessidade de integração de indicadores de desempenho, que tenham em atenção objectivos de um desenvolvimento sustentável nas medidas de desempenho e na qualidade do tráfego.

Em 2001, o National *Cooperative Highway Research Program* lançou um relatório relativo as implicações económicas do congestionamento, NCHRT Report 463, *Economic Implication of Congestion*. Este estudo avalia como o congestionamento afecta os serviços e os produtores de bens económicos, em termos de custos e de produtividade. A sensibilidade das diferentes industrias ao congestionamento depende de vários factores, sendo que os mais afectados são aqueles que dependem de mão-de-obra ou de bens especializados e que, para os obter, estão sujeitos à necessidade de transporte dos mesmos. O congestionamento afecta directamente os custos de produção, não só relativamente aos atrasos sofridos, mas também um maior consumo de combustíveis. Logo, as indústrias podem compensar o congestionamento e reduzir os custos de produção, através de uma escolha adequada do local onde se vão instalar.

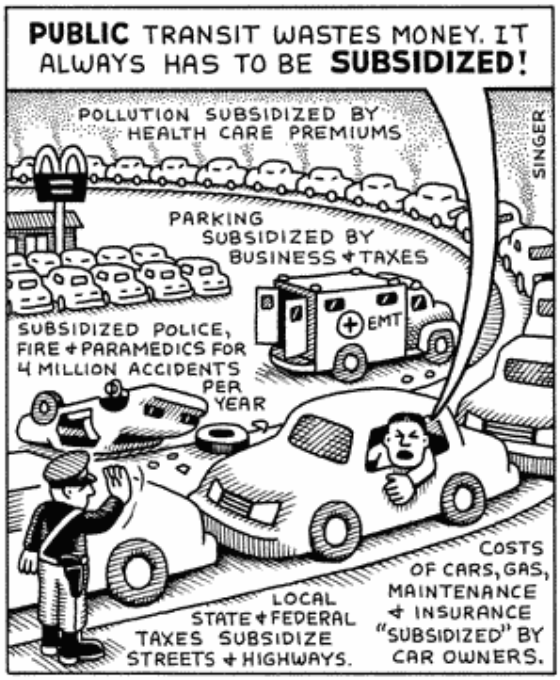



Fig. 2.8. Cartoon (Singer)

Membros e amigos do Comité do TRB efectuaram um trabalho intitulado 'Operações de auto--estradas em 2000 e além'. Estas operações referem-se ao combate do congestionamento e aos seus efeitos nocivos que incluem atrasos, inconveniência, frustração, redução da segurança e baixa qualidade do ar. Este trabalho refere que, para obter um programa compreensivo de controlo de tráfego nos corredores/faixas de auto-estradas, *Freeway Corridor Traffic Manegement* (FCTM), é necessária a combinação de vários tipos de aproximações aos problemas, técnicas, sistemas e normas de operação, com o objectivo de atingir e manter o equilíbrio entre a capacidade da estrada e a procura de veículos. Sendo que o princípio base de qualquer programa FCTM é não existir 'congestionamento,

se não for permitido que a procura ultrapasse a capacidade, a segurança operacional e a eficiência serão mantidas'.

Para uma melhor compreensão do problema, é necessário perceber a natureza e desenvolvimento de uma situação de congestionamento. Como já foi referido, o funcionamento de uma auto-estrada depende do equilíbrio entre a procura e a capacidade. À medida que a procura se vai aproximando da capacidade, o fluxo de tráfego começa a deteriorar-se. O fluxo é interrompido devido a zonas de turbulência e ondas de choque, perturbando a eficiência e, logo, reduzindo a qualidade de serviço. Após esta perturbação, o fluxo de tráfego começa a reduzir rapidamente, seguindo-se o acréscimo da deterioração da eficiência operacional. À medida que chegam novos veículos à corrente de tráfego, juntando-se a milhares de outros, estes ficam presos naquilo que se transforma em filas de tráfego infinitas. É evidente que estes veículos, ao juntarem-se a um fluxo de tráfego já impedido, tornam-se parte do problema, criando ainda mais ineficiência: mais 'pára-arranca', maiores atrasos, e maior potencial de acidentes. Logo, para um bom funcionamento de uma auto-estrada, ou seja, para manter um 'bom nível de serviço', é fundamental prevenir que o fluxo de tráfego seja interrompido e, portanto, evitar os efeitos em espiral de um funcionamento deficiente. Este objectivo pode ser atingido através da aplicação de uma série de medidas operacionais, para manter o equilíbrio entre a procura e a capacidade. Este equilíbrio resultará em condições de 'free-flow', com níveis optimizados de fluxo e segurança.

O programa FCTM começou com a aplicação das seguintes medidas: monitorizar o congestionamento, resolver incidentes que provocam redução da capacidade o mais rapidamente possível e avisar condutores das condições de tráfego a jusante, impedindo que estes entrem na corrente de tráfego e agravem a situação no caso de ter ocorrido algum acidente. Nos dias de hoje, os programas FCTM são tratados como um pacote standard de detecção de incidentes, confirmação, resposta e distribuição de informação.

A par do desenvolvimento tecnológico, criou-se o Sistemas de Transportação Inteligente, ITS, que facilita o acesso a informação das condições de tráfego, em tempo real, aos operadores de controlo de tráfego e condutores.

Até à data do lançamento da última edição do HCM, ainda não tinha sido estudado o impacte dos ITS na capacidade e nos níveis de serviço. No entanto, para as auto-estradas, o HCM refere que: 'o ITS pode provocar uma redução no intervalo de tempo entre veículos, que teria como resultado um aumento da capacidade da infra-estrutura. No entanto, mesmo que não houvesse uma redução no intervalo de tempo entre veículos, o nível de serviço poderia melhorar, caso os sistemas de guia dos

veículos proporcionem aos condutores uma maior sensação de conforto do que aquela que experienciam quando o espaçamento entre veículos é diminuto.'

O estudo para o desenvolvimento de procedimentos de análise da capacidade e do LOS de auto--estradas, patrocinado pela U.S: Federal Highway Administration desde 1997, resultou no novo capítulo do HCM 2000, '*Freeway facilities*' e num programa computacional, FREEVAL.

Estruturalmente, o HCM2000 está dividido em cinco partes e contém 31capitulos. A primeira parte consiste numa primeira abordagem ao manual, onde são apresentados os conceitos básicos de nível de serviço e de capacidade e incluídos dois novos capítulos de apresentação dos métodos utilizados nas diferentes áreas de estudo e das suas aplicações. A segunda parte apresenta os conceitos relacionados com as diferentes infra-estruturas e a análise dos parâmetros da capacidade. A terceira parte contém as metodologias de análise das diferentes infra-estruturas. Nesta parte, alguns capítulos com interesse no presente trabalho sofreram algumas modificações, desde a actualização de 1997.

No capítulo referente aos segmentos contínuos, foi alterado o coeficiente de equivalência de pesados e houve, também, uma ligeira alteração nos intervalos dos níveis de serviço e nas curvas de velocidade livre, por forma a garantir a análise nas duas unidades, métricas e americanas.

No capítulo dos ramos de ligação, foi introduzido um novo modelo de avaliação da velocidade.

A quarta e quinta parte são novos nesta edição. A quarta parte consiste na forma de análise de efeitos combinados, através da agregação de diferentes infra-estruturas, podendo, desta forma, analisar parte ou toda uma rede rodoviária. A quinta parte apresenta conceitos e exercícios, utilizando modelos de simulação de tráfego, demonstrando as diferentes aplicações destes modelos, como complemento das metodologias utilizadas no HCM.

Mais recentemente, em Dezembro de 2005, foi publicado um novo documento pelo TRB, o qual contém o novo programa de pesquisa para o desenvolvimento de uma futura edição do HCM. Este plano de desenvolvimento contém 11 temas para futura melhoria do HCM, que foram desenvolvidos através dos feedback dos utilizadores do manual e deliberações efectuadas pelo Comité do HCQS . Este temas estão identificados na tabela abaixo.

| | |
|---|---|
| 1 | As metodologias existentes do HCM devem manter-se actualizadas e melhoradas de acordo com as necessidades. |
| 2 | O HCM deve tornar mais compreensiva a obtenção da qualidade do serviço de infra-estruturas e sistemas compostos por localizações pontuais ou segmentos. |
| 3 | O HCM deve obter uma perspectiva multimodal mais alargada e deve expandir as capacidades de obter a qualidade de serviço oferecida a diferentes tipos de utilizadores que utilizam o mesmo ponto, segmento, infra--estrutura ou sistema. |
| 4 | O HCM deve lidar de uma forma mais quantitativa na obtenção da qualidade de serviço para condições de congestionamento, sob-saturadas. |
| 5 | O HCM deve dar mais garantias ao utilizador que as medidas de avaliação da qualidade do serviço são consistentes com a percepção do utilizador da infra-estrutura. |
| 6 | As metodologias do HCM devem ser validadas por forma assegurar o utilizador relativamente aos resultados obtidos. |
| 7 | O HCM deve incluir metodologias de avaliação da qualidade de serviço para novos pontos, segmentos e infra-estruturas, ainda não abrangidos por este manual. |
| 8 | Os guias de utilização devem ser mais abrangentes. |
| 9 | O HCM deve oferecer um melhor acompanhamento dos na aplicação dos modelos de simulação em conjunção com os seus procedimentos. |
| 10 | O HCM deve oferecer métodos de quantificação da variabilidade dos tempos de viagem devido a congestionamento recorrente ou não, por forma a ajudar agências rodoviárias na comunicação aos utentes do tempo de viagem. |
| 11 | O HCM deve providenciar medidas de assistência as agências rodoviárias na projecção das prioridades e na tomada de decisões. |

Este documento contém, também, a listagem das pesquisas a desenvolver, os prazos a cumprir e os respectivos fundos atribuídos. Relativamente às auto-estradas existem cinco *problem statements*:

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1 | Aperfeiçoamento do método actual para as auto-estradas no HCM. | 2 anos | $400,000 |
| 2 | Introdução de infra-estruturas multimodais e de elevada ocupação no procedimento referente a auto-estradas, no HCM. | 2 anos | $400,000 |
| 3 | Análise de tráfego congestionado em auto-estradas. | 2 anos | $350,000 |
| 4 | Efeitos operacionais e de capacidade causados por acidentes. | 2 anos | $300,000 |
| 5 | Procedimentos analíticos e de simulação para modelação de sistemas e infra--estruturas com portagens. | 3 anos | $500,000 |

Em 2006, um documento escrito por Wasburn Scott e Kirchner David, intitulado 'Nível de serviço em auto-estradas rurais baseadas na perspectiva do utilizador', conclui que a tolerância ao congestionamento na perspectiva do utilizador é menor do que aquela obtida pela versão do HCM de 2000, para auto-estradas rurais. Também em 2006 foi lançado um artigo no jornal do ITE, *Institute of Transportation Journal*, sobre medidas baseadas no utilizador, para determinação dos níveis de serviço. Este artigo, escrito por Flannery e Aimee, consiste em experiências efectuadas nos Estados americanos da Florida e Maryland com o intuito de determinar a qualidade do serviço da perspectiva do utilizador. Os resultados de ambos os estados permitiram concluir que, frequentemente, a perspectiva do utilizador não é compatível com os valores obtidos através da última versão do HCM. Ou seja, os níveis de serviço obtidos pelas metodologias do HCM 2000 não são baseados nas experiências dos condutores.

Prevê-se que a próxima edição do HCM seja lançada no ano 2010. Algumas das modificações que irão surgir nesta nova edição já estão disponibilizadas como actualização, tendo já sido aprovadas. Uma alteração com interesse para o presente trabalho é relativa à determinação dos volumes nas vias 1 e 2, para cálculo dos níveis de serviço em ramos de ligação para auto-estradas de 2x4 vias.

# 3
# CONSIDERAÇÕES GERAIS

## 3.1. CONCEITOS E DEFINIÇÕES

### 3.1.1. CLASSIFICAÇÃO EM FUNÇÃO DO TIPO DE CONTROLO DE TRÁFEGO

O HCM classifica os componentes de um sistema rodoviário em duas categorias, de acordo com o tipo de controlo a que está sujeito: os de fluxo contínuo e os de fluxo interrompido. Componentes de fluxo contínuo são aqueles nos quais não são utilizados dispositivos, tais como semáforos (que interrompem periodicamente a corrente de tráfego) e onde as condições de tráfego observadas decorrem exclusivamente das interacções entre veículos e das características geométricas e ambientais da via. A classificação de um componente do sistema rodoviário como sendo contínuo ou interrompido depende exclusivamente da utilização ou não de dispositivos de controlo de tráfego. Logo, as auto-estradas são classificadas e analisadas como componentes de fluxo contínuo.

### 3.1.2. CAPACIDADE

A capacidade de uma infra-estrutura é definida como o fluxo horário máximo esperado de veículos que cruzam uma determinada secção ou ponto da estrada ou via, durante um período de tempo, 15 minutos, em condições reais de tráfego, de controlo e de características geométricas. Qualquer alteração nestas condições provoca uma alteração na capacidade da infra-estrutura.
A definição de nível de serviço assume:

- Bom tempo
- Boas condições do pavimento e a
- Não existência de incidentes que impliquem a interrupção do fluxo de tráfego

**Considerações:**

1. A capacidade é definida para condições reais de tráfego, controlo e de geometria, que devem ser aproximadamente uniformes para qualquer secção em estudo.
2. A capacidade é referente a um 'ponto ou segmento uniforme' da infra-estrutura. A análise da capacidade é efectuada para segmentos da infra-estrutura com condições uniformes de tráfego, controlo e de geometria. Uma vez que a capacidade depende destes factores, segmentos com diferentes condições terão diferentes capacidades. O ponto ou segmento que determina o nível de serviço da infra-estrutura é aquele com as piores condições de funcionamento.
3. A capacidade é referente ao volume de veículos esperado num determinado período de tempo, sendo este, normalmente, o pico de 15 minutos.

### 3.1.3. NÍVEL DE SERVIÇO, LOS

O conceito de nível de serviço é definido como uma medida qualitativa que descreve as condições de funcionamento numa corrente de tráfego e a sua percepção pelos condutores e/ou passageiros.

A definição de nível de serviço descreve estas condições, em função de factores como a velocidade e duração de viagem, liberdade de manobras, interrupções da corrente de tráfego, comodidade e conforto e segurança. O factor segurança desaparece da definição de nível de serviço no HCM de 2000 pois esta, apesar de aparecer na definição da versão anterior, não estava realmente a ser considerada.

São definidos seis níveis de serviço, para cada infra-estrutura, de A a F, sendo o A o que representa as melhores condições de funcionamento e o nível F as piores.

### 3.1.4. VOLUME DE SERVIÇO

O volume de serviço é a quantidade máxima de veículos por hora que se espera que atravessem um ponto ou segmento uniforme de uma estrada, em condições reais de tráfego, controlo e de geometria, durante o certo período de tempo (15 minutos), enquanto se mantém um determinando nível de serviço.

O HCM prevê o volume de serviço para os diferentes níveis de serviço excepto o F, para qual os fluxos são instáveis.

### 3.1.5. MEDIDAS DE EFICIÊNCIA

As medidas de eficiência são os parâmetros utilizados para definir os níveis de serviço. Ao parâmetro utilizado para avaliar o nível de serviço chama-se de indicador de desempenho, pois é o que melhor descreve o funcionamento da infra-estrutura.

### 3.1.6. FACTORES QUE AFECTEM A CAPACIDADE E O NÍVEL DE SERVIÇO

1. Condições ideais – São as condições standard utilizadas pelo HCM, de forma a facilitar as relações entre diferentes cenários. São utilizados factores de ajustamento para transformar as condições reais em ideais. Em princípio, as condições ideais são aquelas independentes de qualquer melhoramento, pelo que já não é possível aumentar a capacidade.

2. Condições da estrada – Estas podem afectar a capacidade da própria estrada, através de factores como as condições geométricas e de elementos de projecto. Pode, ainda, afectar medidas de desempenho como a velocidade, não afectando, no entanto, a capacidade. Factores da estrada incluem:
   - Tipo de infra-estrutura e a sua envolvente ambiental
   - Largura das vias
   - Larguras de desobstrução lateral
   - Velocidade de projecto
   - Alinhamentos verticais e horizontais

3. Condições de tráfego – Representam as condições que influenciam as capacidades e os níveis de serviço:
   - Tipos de veículos
   - Distribuição do tráfego por via ou faixa/direcção.

Os procedimentos assumem que os condutores estão familiarizados com a estrada e que qualquer ineficiência de utilização, durante o fim-de-semana ou em zonas recreativas, se deve a falta de conhecimento do local.

**Tipos de veículos**

O HCM considera que existem dois tipos de veículos: ligeiros e pesados. Dentro da gama de veículos abrangida pelos pesados, serão desprezados os autocarros e os veículos lazer, pelo diminuto tráfego que representam nas auto-estradas nacionais.

Os veículos pesados afectam o tráfego, principalmente, de duas formas:

- a sua ocupação é substancialmente superior àquela de um veículo ligeiro
- representam pior capacidade de operação, principalmente no que respeita a aceleração, travagem e capacidade de manter a velocidade na subida de rampas.

Fig. 3.1- Efeito dos veículos pesados na corrente de tráfego (TRB2000, ilustração 13-4)

**Distribuição direccional ou por via de tráfego**

Durante qualquer intervalo de tempo, o volume de tráfego pode ser maior numa das direcções. Normalmente, o pico de tráfego matinal ocorre numa direcção e o nocturno na direcção oposta.

No que se refere à distribuição por via, o HCM refere que, normalmente, a via rápida (da esquerda) tem menor fluxo de tráfego que a da direita. A análise da capacidade é então efectuada por sentido, sendo a auto-estrada projectada para acomodar o volume na hora e sentido de pico.

4. Condições de controlo – Dado que estas condições se aplicam apenas a componentes do sistema rodoviário de tráfego interrompido e, uma vez que o presente trabalho é referente a auto-estradas de fluxo contínuo, estas não são especificadas nem consideradas.

5. Tecnologia – Esta condição é a única que afecta a capacidade e os níveis de serviço de forma positiva, aumentando a segurança e eficiência dos sistemas rodoviários (HCM 2000).

## 3.2. CARACTERÍSTICAS DE TRÁFEGO

O HCM utiliza três variáveis básicas para descrever os diferentes estados de tráfego em qualquer infra-estrutura rodoviária de fluxo contínuo:

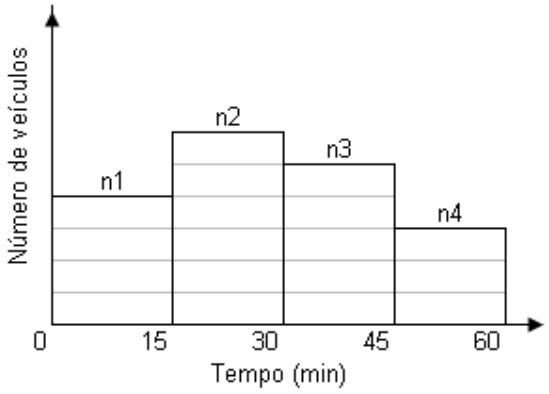
- O volume ou débito
- A velocidade
- A concentração

### 3.2.1. VOLUME E DÉBITO

O volume e o débito são duas medidas que quantificam a quantidade de veículos que passam num ponto de uma via ou estrada, durante um determinado período de tempo. O volume de tráfego, V, é o número de veículos que passam em determinado ponto ou secção de uma via ou estrada durante um certo intervalo de tempo. O débito, v, é o volume horário equivalente, no qual passam um determinado volume de veículos, num determinado ponto ou segmento de estrada, durante um intervalo de tempo inferior a uma hora, normalmente 15 minutos. Estas duas medidas podem ser relacionadas através de um factor de ponta horária.

#### 3.2.1.1 Factor de Ponta Horária PHF

O factor de ponta horária é utilizado devido à não uniformidade dos fluxos de tráfego durante o período de ponta. Este é dado pela relação entre o tráfego total correspondente à hora de ponta e o tráfego que passaria na mesma secção, caso se mantivesse, durante esse período, o fluxo de tráfego observado durante os 15 minutos mais solicitados.




Volume horário= n1+n2+n3+n4

Débito = 4xn2

$$FPH = \frac{n1+n2+n3+n4}{4xn2}$$

Fig. 3.2- Cálculo do FPH

### 3.2.2. VELOCIDADE MÉDIA DE PERCURSO

A velocidade é definida como a distância percorrida por unidade de tempo, km/h.

A medida de velocidade utilizada no HCM é a velocidade media de percurso.

A velocidade média de percurso é determinada através da distância de percurso pelo tempo médio de percurso dos veículos que o percorrem.

$$S = \frac{L}{\sum_{i=1}^{n} t_i / n} = \frac{nL}{\sum_{i=1}^{n} t_i} \qquad (3.1)$$

Onde

S – velocidade média de percurso (km/h)

L – comprimento do segmento em estudo (km)

$t_i$ – tempo de percurso do igésimo veículo a atravessar o segmento

N – número de viagens observadas

#### 3.2.2.1 Definições de velocidades

**Velocidade base** é a velocidade escolhida para projecto e dimensionamento dos elementos de uma estrada, tal como raios das curvas, sobreelevações e distâncias de visibilidade, da qual depende a segurança de circulação. A velocidade base ou de projecto é, então, correspondente à velocidade máxima que pode ser mantida com segurança por um condutor isolado ou seja, em regime livre. Logo, considera-se a velocidade base referida no HCM85 como a equivalente a velocidade base em regime livre do HCM2000, BFFS.

**Velocidade em regime livre**, FFS, é a velocidade média à qual circulam veículos ligeiros de passageiros num segmento uniforme de auto-estrada, em características reais de tráfego e de estrada, com concentrações baixas ou moderadas de tráfego.

### 3.2.3. CONCENTRAÇÃO

A concentração é definida como o número de veículos que ocupam determinado comprimento de via ou de estrada, num determinado instante.

$$D = \frac{v}{S} \qquad (3.2)$$

Onde

$v$ - fluxo de tráfego ou débito (veic/h)

$S$ - velocidade média de percurso (km/h)

$D$ - concentração (uvl/km)

A concentração é um parâmetro fundamental na avaliação das componentes do sistema rodoviário de fluxo contínuo, pois ela caracteriza a qualidade das operações de tráfego, descrevendo a proximidade entre veículos e reflectindo o grau de liberdade com que os condutores podem efectuar manobras.

#### 3.2.3.1 Relações entre variáveis básicas

O HCM, para a relação velocidade/concentração nas componentes de fluxo contínuo de um sistema rodoviário, por simplificação, utiliza o modelo linear.

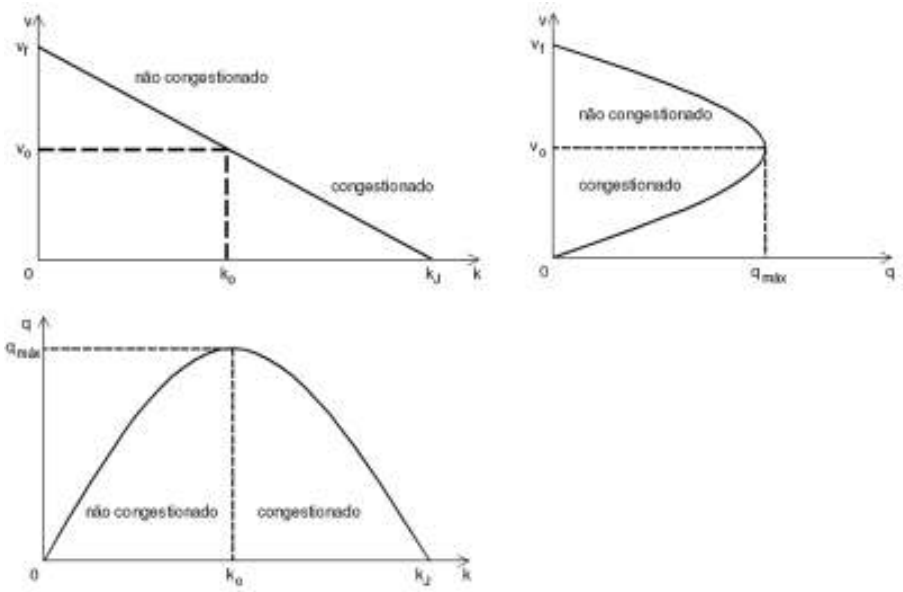



Fig.3.3 – Relações entre variáveis básicas: velocidade de percurso- v, débito- q, concentração- k

Onde

$v_f$ = velocidade de fluxo livre

$k_j$ - concentração máxima, corresponde a situação de congestionamento

$q_{\max}$ - fluxo ou débito máximo que pode ser atingido

$k_0$ - concentração óptima

$v_0$ - velocidade óptima

Note-se que, quando fluxo corresponde a zero, ocorrem duas situações distintas:

1. Quando o número de carros na infra-estrutura é zero, a concentração é zero e fluxo é zero. A velocidade é meramente teórica, para esta condição, e seria aquela que o primeiro utilizador desejasse que fosse – presumivelmente, alta. Esta velocidade é representada por $v_f$ nos gráficos, velocidade livre.
2. Quando a concentração é tão elevada que os veículos param, o fluxo é zero, pois os veículos não conseguem passar. A esta concentração que impede o movimento, chamamos concentração de congestionamento, $k_j$.

A capacidade, como é facilmente observado, é atingida quando o produto da velocidade pela concentração resulta num valor máximo. Esta situação ocorre para a velocidade óptima e para a concentração óptima.

Segundo o HCM, os níveis de serviço de A a E estão definidos nas zonas não congestionadas, até à capacidade, enquanto o nível de serviço F está na zona congestionada, representada pela concentração elevada e baixas velocidades.

### 3.3. AUTO-ESTRADAS

Uma auto-estrada é definida como uma estrada com duas ou mais vias, por sentido, com separação física entre faixas, para uso exclusivo de veículos motorizados e com controlo total de acessos.

As auto-estradas são as únicas infra-estruturas que oferecem um verdadeiro fluxo contínuo. Não há interrupções externas na corrente de tráfego.

A entrada e saída de uma auto-estrada são apenas permitidas através de ramos de ligação.

### 3.3.1. COMPONENTES DE UMA AUTO-ESTRADA

O HCM considera uma auto-estrada composta por três tipos de segmentos:

1. Segmentos contínuos – são secções de auto-estrada que não são afectadas por movimentos de convergência ou divergência, provocados por ramos ou zonas de entrecruzamento próximas.

2. Zonas de entrecruzamento – são as secções de auto-estrada onde duas ou mais correntes de tráfego, movendo-se no mesmo sentido, se cruzam. Estas secções ocorrem normalmente quando uma zona de convergência está situada próxima de uma zona de divergência. Estas também ocorrem quando um ramo de entrada é seguida por um ramo de saída e estes estão ligados por uma via auxiliar.

3. Ramos de ligação – são os pontos onde os ramos de entrada e saída intersectam a auto--estrada. A intersecção criada neste ponto é uma zona de turbulência, devido à concentração de veículos que efectuam manobras de convergência e divergência.

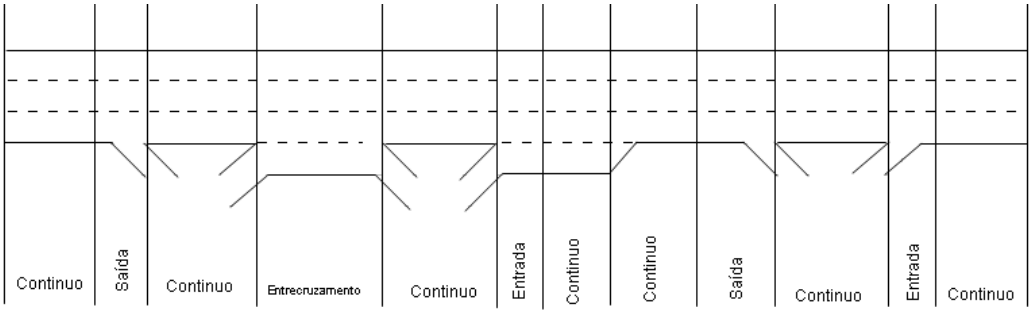



Fig. 3.4: Segmentos de uma auto-estrada

### 3.3.2. RAMOS DE LIGAÇÃO

Um ramo pode ser composto por até três elementos geométricos de interesse:

1. Ligação ramo auto-estrada (plena via)
2. Ramo
3. Ligação ramo estrada

A ligação ramo auto-estrada é projectada de forma a permitir que, com o mínimo perturbação nas vias adjacentes da auto-estrada, se efectuem operações de convergência ou divergência, a velocidades elevadas.

Elementos geométricos tais como o tipo e comprimento da via de aceleração ou desaceleração, a velocidade livre do ramo de ligação e as distâncias de visibilidade podem influenciar o funcionamento do ramo.

A geometria do ramo também pode variar no que se refere a, nomeadamente, número de vias (normalmente 1 ou 2), velocidade de projecto, inclinação e curvatura horizontal.

#### 3.3.2.1 Tipos de Ramos de ligação

Existem dois tipos de ramos: de entrada e de saída da auto-estrada. Num ramo de entrada, as correntes de tráfego do ramo e da auto-estrada reclamam pelo mesmo espaço – zona de convergência. O condutor proveniente do ramo avalia a corrente de tráfego da auto-estrada, principalmente a que se refere à via 1, procedendo de acordo com essa avaliação. Os condutores dos veículos que circulam na auto-estrada podem, em certos casos, facilitar a manobra de convergência, diminuindo a velocidade, de forma a ampliar os intervalos de tempo entre veículos sucessivos, ou transferindo-se para as outras vias, a fim de evitarem a zona de conflito. No ramo de saída, o tipo de manobra é uma divergência, em que os veículos que pretendem sair vão ocupar a via 1, a montante da saída, obrigando, à medida que o seu volume aumenta, os restantes veículos a deslocarem-se para as vias adjacentes da auto-estrada.

#### 3.3.2.2 Configurações dos ramos de ligação

O estudo de níveis de serviço em ramos de ligação deve ser feito de modo que os ramos sejam analisados tendo em consideração a proximidade de ramos adjacentes a montante e a jusante pois, dependendo da sua proximidade, vão influenciar as suas características operacionais.

A zona de influência de um ramo depende de vários factores. No entanto, considera-se, geralmente, que a influência do ramo não se faz sentir para além dos 1800 metros.

| Tipo de configuração | Características gerais | Diagrama |
|---|---|---|
| **Rampa de entrada isolada** | Rampa de entrada sem rampas adjacentes suficientemente próximas que influenciem o seu funcionamento | |
| **Rampa de saída isolada** | Rampa de saída sem rampas adjacentes suficientemente próximas que influenciem o seu funcionamento | |
| **Rampas de entrada adjacentes** | Duas rampas de entrada consecutivas suficientemente próximas de modo a influenciarem-se mutuamente | |
| **Rampas de saída adjacentes** | Duas rampas de saída consecutivas suficientemente próximas de modo a influenciarem-se mutuamente | |
| **Rampa de entrada seguida de rampa de saída** | Sequência de uma rampa de entrada e outra de saída suficientemente próximas de modo a influenciarem-se mutuamente. No caso de existir uma via auxiliar a estabelecera ligação entre as duas rampas, passa a ser uma secção de entrecruzamento e como tal analizada por métodos proprios. Só se não existir via auxiliar é que se pode utilizar a metodologia referente a rampas de ligação. | |
| **Rampa de entrada saída de rampa de entrada** | Sequência de uma rampa de saída e outra de entrada suficientemente próximas de modo a influenciarem-se mutuamente. Esta configuração apresenta características operacionais análogas às que resultariam se fossem consideradas separadamente as duas rampas. | |
| **Adição de uma via** | Rampa de entrada que origina mais uma via na auto-estrada | |
| **Redução de uma via** | Rampa de saída que origina menos uma via na auto-estrada | |
| **Divergência principal** | Divisão de um troço de auto-estrada em dois troços de auto-estrada | |
| **Convergência principal** | Reunião de dois troços de auto-estrada num único | |
| **Rampas de duas via** | Rampas de entrada ou de saída de duas vias onde não há nem aumento nem diminuição no número de vias na auto-estrada. | |

Fig.3.5 – Configurações comuns de ramos de ligação

### 3.3.3. REDE NACIONAL DE AUTO-ESTRADAS

A Rede Nacional de Auto-estradas (RNA) é definida no PRN2000 e integra os lanços dos Itinerários Principais (IP) e Complementares (IC), que são dotados de características de auto-estradas e sinalizados como tal.

Segundo o PRN2000, a rede nacional de auto-estradas é formada por elementos da rede rodoviária nacional, especificamente projectados e construídos para o tráfego motorizado, que não servem as propriedades limítrofes e que cumprem os seguintes pontos:

a. Excepto em pontos especiais ou que temporariamente disponham de faixas de rodagem distintas para os dois sentidos de tráfego, as quais serão separadas uma da outra por uma zona central não destinada ao tráfego ou excepcionalmente por outros dispositivos;
b. Não tenham cruzamentos de nível com qualquer outra estrada, via-férrea, via de eléctricos ou caminho de pé posto; e
c. Estejam especialmente sinalizados como auto-estrada.

A rede nacional de auto-estradas tem, actualmente, cerca de 3000km e é constituída pelos lanços de IP e IC representados nos quadros infra.

Rede Nacional de auto-estradas - Itinerários principais

| Classificação | Designação |
|---|---|
| **IP 1** | Valença - Castro Marim |
| **IP 2** | Guarda (IP 5) - Gardete (IP 6) |
| **IP 3** | Vila Verde da Raia - Viseu |
| **IP 3** | Coimbra - Figueira da Foz |
| **IP 4** | Porto - Quintanilha (1) |
| **IP 5** | Aveiro - Vilar Formoso |
| **IP 6** | Caldas da Rainha (IC 1) - Gardete (IP 2) |
| **IP 7** | Lisboa – Caia |
| **IP 8** | Sines - Santiago do Cacém |
| **IP 9** | Viana do Castelo (IC 1) - Ponte de Lima |
| **IP 9** | Braga - Guimarães - IP 4 |

Quadro.3.1 – Itinerários principais da rede nacional de auto-estradas

Rede Nacional de auto-estradas - Itinerários Complementares

| Classificação | Designação |
|---|---|
| **IC 1** | Caminha – Lisboa |
| **IC 2** | Lisboa – Carregado |
| **IC 2** | Coimbra (Sul) - Coimbra (Norte) |
| **IC 2** | IC 24 – Porto |
| **IC 3** | Setúbal - Almeirim (IC 10) |
| **IC 4** | Lagos - Loulé (IP 1) |
| **IC 5** | Póvoa de Varzim (IC 1) - Vila Pouca de Aguiar (IP3) |
| **IC 8** | IP 1 - Pombal (IC 2) |
| **IC 10** | Santarem (IP 1) - Almeirim (IC 3) |
| **IC 11** | Torres Vedras (IC 1) - Marateca (IP 1) |
| **IC 12** | Mira (IC 1) - Mangualde (IP 5) |
| **IC 14** | Apúlia (IC 1) - Braga (IP 1) |
| **IC 15** | Lisboa – Cascais |
| **IC 16** | Lisboa (IC 17) - Sintra (IC 30) |
| **IC 17** | Circular Regional Interior de Lisboa : CRIL |
| **IC 18** | Circular Regional Exterir de Lisboa : CREL |
| **IC 19** | Radial de Sintra : Lisboa (IC 17) - Sintra (IC 30) |
| **IC 20** | Via Rápida da Caparica : Almada - Costa da Caparica |
| **IC 21** | Via Rápida do Barreiro : Nó de Coina (IP 7) – Barreiro |
| **IC 22** | Radial de Odivelas : Olival Basto (IC 17) - Montemor (IC 18) |
| **IC 23** | Circular Regional Interior do Porto : CRIP |
| **IC 24** | Circular Regional Exterior do Porto : CREP |
| **IC 25** | IC 24 - IP9 |
| **IC 29** | Porto - IC 24 |
| **IC 30** | Sintra (IC 16) - Alcabideche (IC 15) |
| **IC 32** | Anel Regional de Coina : Nó de Coina (IC 21) - Montijo (IP 1) |
| **IC 36** | Marinha Grande - Leiria (IP1) |

Quadro.3.2 – Itinerários complementares da rede nacional de auto-estradas

| | | |
|---|---|---|
| **A1** | Auto-estrada do Norte | Sacavém (A12/A36) - Santarém (A15) - Leiria - Coimbra (A31) - A14 - Porto (A28) |
| **A2** | Auto-estrada do Sul | Lisboa - Setúbal (A12) - Marateca (A6/A13) - Grândola (A26) - Albufeira (A22) |
| **A3** | Auto-estrada Porto - Valença | Porto (A20) - Braga (A11) - Ponte de Lima (A27) - Valença, E border |
| **A4** | Auto-estrada Porto - Amarante | Matosinhos (A28) - Águas Santas (A3) - A11 - Amarante - Vila Real (A24) - Bragança - Quintanilha, E border |
| **A5** | Auto-estrada da Costa do Estoril | Lisboa - A36 - A9 - Estoril – Cascais |
| **A6** | Auto-estrada Marateca - Elvas | Marateca (A2/A13) - Évora - Elvas - Caia, E border |
| **A7** | Auto-estrada Famalicão - Guimarães | Póvoa de Varzim (A28) - Vila Nova de Famalicão (A3) - Guimarães (A11) - Vila Pouca de Aguiar (A24) |
| **A8** | Auto-estrada do Oeste | Lisboa (A36) - A9 - Venda do Pinheiro (A21) - Torres Vedras (A18) - Óbidos (A15) – Caldas da Rainha - Marinha Grande (A17) – Leiria |
| **A9** | Circular Regional Externa de Lisboa | Quebrada (A5) - Loures (A8) - Bucelas (A10) - Alverca do Ribatejo (A1) |
| **A10** | Auto-estrada | Bucelas (A9) - Carregado (A1) - Benavente (A13) |
| **A11** | Auto-estrada | Apúlia (A28) - Braga (A11) - Guimarães (A7) - Castelões (A4) |
| **A12** | Auto-estrada | Sacavém (A1/A36) - Ponte Vasco da Gama - Montijo (A33) - A2 – Setúbal |
| **A13** | Auto-estrada | Marateca (A2/A6) - Benavente (A10) - Almeirim (IC10) |
| **A14** | Auto-estrada | Figueira da Foz - Coimbra (A1) - A31/IP3 |
| **A15** | Auto-estrada | Óbidos (A8) - Santarém (A1) - Almeirim (A13) |
| **A16** | Auto-estrada | Lisboa - Lourel - Sintra (A37) - Alcabideche (A5) |
| **A17** | Auto-estrada | Marinha Grande (A8) - Louriçal - Figueira da Foz (A14) - Mira – Aveiro (A25) |
| **A18** | Auto-estrada | Torres Vedras (A8) - A10 |
| **A19** | Auto-estrada | Leiria Sul (A1) - Leiria Norte (IC2) |
| **A20** | Circular Regional Interna do Porto | Carvalhos (A1) - A29 - A44 - Ponte do Freixo - Nó da VCI (A3) - Nó de Francos (A28) |
| **A21** | Auto-estrada | Venda do Pinheiro (A8) - Mafra – Ericeira |
| **A22** | Auto-estrada | Lagos - Portimão - Albufeira (A2) - Loulé - Tavira - Castro Marim, E border |
| **A23** | Auto-estrada da Beira Interior | Torres Novas (A1) - Abrantes - Gardete - Castelo Branco - Covilhã - Guarda (A25) |
| **A24** | Auto-estrada | Viseu (A25) - Lamego - Vila Real (A4) - A7 - Chaves - Vila Verde da Raia, E border |
| **A25** | Auto-estrada | Aveiro (A17) - Albergaria-a-Velha (A1) - Viseu (A24) - Mangualde (A35) - Guarda (A23) - Vilar Formoso, E border |
| **A26** | Auto-estrada | Sines - Santiago do Cacém - Grândola (A2) |
| **A27** | Auto-estrada | Viana do Castelo (A28) - Ponte de Lima (A3) - Ponte da Barca |
| **A28** | Auto-estrada | Porto (A1) - Póvoa de Varzim (A7) - Apúlia (A11) - Viana do Castelo (A27) – Caminha |
| **A29** | Auto-estrada | Angeja (A25) - Estarreja - Ovar - Espinho (A41) - Gulpilhares (A44) - Porto (A20) |
| **A30** | Auto-estrada | Sacavém (A12) - Santa Iria de Azóia (A1) |
| **A31** | Auto-estrada | Coimbra Sul (A1) - Coimbra Norte (A14/IP3) |
| **A32** | Auto-estrada | Argoncilhe (A41) - Carvalhos (A1) |
| **A33** | Auto-estrada | Coina (A2) - A39 - Montijo (A12) - A13 |
| **A34** | Auto-estrada | A1 - Pombal (IC8) |
| **A35** | Auto-estrada | Mira (A17) - Mealhada (A1) - Santa Comba Dão - Canas de Senhorim - Mangualde (A25) |
| **A36** | Circular Regional Interna de Lisboa | Algés (A5) - Buraca (A37) - Pontinha - Sacavém (A1/A12) |
| **A37** | Auto-estrada | Buraca (A36) - A9 - Sintra (A16) |
| **A38** | Auto-estrada | Almada - A1 - Costa da Caparica |
| **A39** | Auto-estrada | A33 – Barreiro |
| **A40** | Auto-estrada | Olival de Basto (A36) - Montemor (A9) |
| **A41** | Circular Regional Externa do Porto | Perafita (A28) - A3 - Ermida (A42) - Valongo (A4) - Aguiar de Sousa (A43) - Grijó (A1) - Espinho (A29) |
| **A42** | Auto-estrada | Ermida (A41) - Paços de Ferreira - Lousada (A11) |
| **A43** | Auto-estrada | Porto (A20) - Aguiar de Sousa (A41) |
| **A44** | Auto-estrada | Gulpilhares (A29) - Coimbrões (A1) - Areinho (A20) |

Quadro.3.3 –Rede nacional de auto-estradas

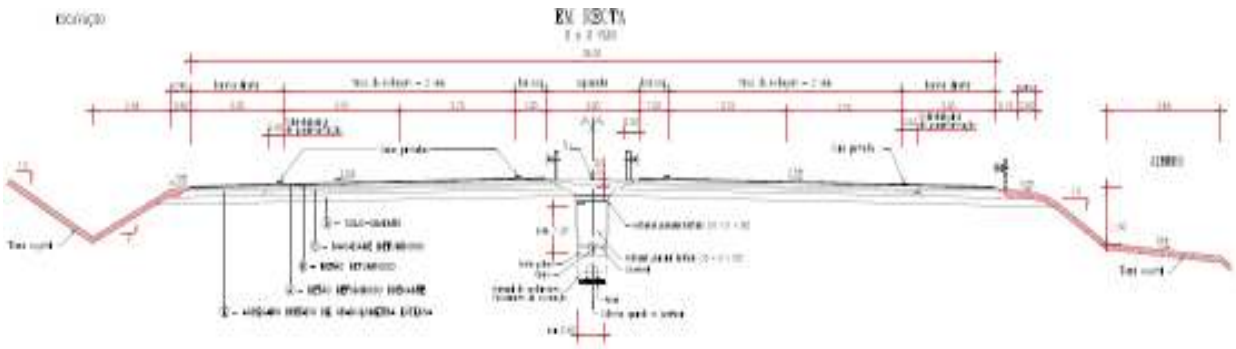
### 3.3.3.1. Caracterização geométrica

As características geométricas de uma auto-estrada, segundo o artigo 9º do PRN2000 , constam de normas fixadas em diploma regulamentar e de normas técnicas elaboradas pela extinta Junta Autónoma de Estradas.

Para a avaliação dos níveis de serviço, segundo o HCM, é necessário conhecer a geometria do traçado. Uma auto-estrada é composta geometricamente por um traçado em planta (directriz), por traçado em perfil longitudinal (rasante), e pelos perfis transversais.
O traçado em planta e o perfil longitudinal variam de uma auto-estrada para outra, em função de diferentes características geológicas, geotécnicas, topográficas, do meio ambiente, de drenagem, de custos, etc. No entanto, para os perfis transversais, existem perfis tipo, sendo a segurança, a capacidade e a economia determinantes na escolha das componentes dos perfis transversais das estradas.

**Perfil transversal tipo**

O perfil transversal de uma auto-estrada é composto pela faixa de rodagem, bermas, separador, valetas e taludes. A faixa de rodagem é a zona destinada à circulação das viaturas. As bermas exteriores são as zonas marginais adjacentes com função de circulação de peões ou estacionamento de viaturas, onde for autorizado ou em situação de emergência, locais onde a utilização é proibida. O separador divide as duas faixas de rodagem e integra as bermas interiores. A valeta destina-se a propiciar o escoamento longitudinal das águas superficiais. Finalmente, os taludes traduzem-se nas paredes laterais do sólido da estrada. Ao conjunto da faixa de rodagem e bermas dá-se o nome de plataforma.



**Normas da JAE- Plataforma**

Faixa de rodagem:

Nas estradas com 2×n vias a largura das vias deverá ser:

| | |
|---|---|
| VB≥100km/hora | 3,75 metros |
| VB<100km/hora | 3,50 metros |

A largura das vias adicionais, em rampa ou declive, deve ser igual à da via normal adjacente menos 0,25 metros, mas não inferior a 3,35 metros.

Bermas:

A largura das bermas pavimentadas deverá ser, para uma auto-estrada, de 1 metro para a berma esquerda (interior), e de 3 metros para a berma direita (exterior).
Além da berma pavimentada, há que considerar uma zona exterior a esta de 0,75m e, para ligação entre a berma e o talude ou a valeta, 0,60m.

3.3.3.2. Níveis de serviço

Os níveis de serviço previstos são os internacionalmente exigidos, cumprindo nomeadamente a metodologia do Highway Capacity Manual, Special Report nº209, do Transportation Research Board da National Academy of Sciences, dos Estados Unidos da América

A legislação actualmente em vigor, de acordo com o Decreto-Lei nº 222/98, com as devidas alterações introduzidas pela Lei nº 98/99, de 26 de Julho, pela Declaração de rectificação nº 19-D/98 e pelo Decreto-Lei nº 182/2003 de 16 de Agosto, apresenta-se abaixo:

Artigo 6º

Nível de serviço

1. Os níveis de serviço indicados nos números seguintes destinam-se à determinação das características geométricas e regimes de funcionamento das estradas da rede rodoviária nacional.

2. Os itinerários principais devem assegurar correntes de tráfego estáveis e permitir uma razoável liberdade de circulação aos condutores - nível de serviço B.
3. As estradas que integram a rede nacional complementar devem assegurar condições de circulação relativamente estáveis, embora com restrições quanto à velocidade e a ultrapassagens - nível de serviço C.
4. 0s níveis de serviço estabelecidos nos números anteriores devem ser mantidos em todas as componentes de cada ligação, inclusivamente nas zonas de entrecruzamento, nos ramos de nós de ligação e nas intersecções de nível.
5. 0 disposto nos números anteriores não impede que determinados lanços sujeitos a tráfego «sazonal» de migrações pendulares ou situados em zonas particularmente difíceis, por motivos de ordem topográfica ou urbanística, possam ser projectados de modo que ao volume horário respectivo corresponda um nível de serviço inferior ao referido nos n.ºs 2 e 3.
6. Mediante despacho do ministro da tutela do sector rodoviário, as estradas nacionais nele definidas poderão assumir provisoriamente a função e o estatuto de itinerários principais ou de itinerários complementares, enquanto estes não estiverem construídos.

## 3.4. APLICAÇÕES DO HCM

O HCM refere a aplicação de três tipos de problemas:

1. Análise do funcionamento
2. Análise em projecto
3. Análise em planeamento

### 3.4.1. ANÁLISE DO FUNCIONAMENTO

Pretende-se, na análise do funcionamento, determinar o nível de serviço, a velocidade e a concentração da corrente de tráfego, conhecidas (existentes ou previstas) as características geométricas e de tráfego.

### 3.4.2. ANÁLISE EM PROJECTO

Na análise em projecto, uma vez definidos os elementos geométricos, tais como o traçado em planta, perfil longitudinal, largura das vias e desobstrução lateral e as características do tráfego, pretende-se determinar o número de vias necessárias para atingir um certo nível de serviço.

### 3.4.3. ANÁLISE EM PLANEAMENTO

Esta análise consiste, também, na determinação do número de vias mas em que os elementos conhecidos do tráfego e da geometria são estimativas grosseiras. A diferença entre esta análise e a anterior reside no volume de elementos disponíveis que, na análise em planeamento, são limitados.

## 3.5. DIVISÃO DE UMA AUTO-ESTRADA EM SEGMENTOS DE ANÁLISE

A análise do nível de serviço de uma auto-estrada, num determinado segmento, implica que, ao longo dessa secção, haja condições de tráfego e características da estrada uniformes. Portanto, um ponto onde ocorra qualquer mudança deste tipo implica o fim do segmento em análise.

Existem vários pontos, ao longo de uma auto-estrada, que implicam limites naturais aos segmentos contínuos, tais como qualquer tipo de ramos de ligação, de saída ou de entrada, uma vez que estes implicam variações no volume de tráfego. O início ou o final de rampas de inclinação, simples ou compostas, também são considerados limites naturais aos segmentos contínuos, uma vez que também têm implicações na corrente de tráfego, ao nível das velocidades de percurso e das concentrações.

Estes limites naturais confinam, então, os segmentos contínuos, que devem ser analisados individualmente. Para além dos limites naturais, existem outros factores que implicam a divisão do segmento em estudo. Entre estes, compreendem-se:

- Variação do número de vias
- Variação da largura da berma
- Variação da inclinação ou comprimentos da rampa constantes que tenham impacto na corrente de tráfego
- Variação do limite de velocidade

Nota: o HCM2000 limita a variação da inclinação e o comprimento máximo da rampa a 2% e a 1200 metros, respectivamente. O HCM85 não especifica valores, apelando ao bom senso do utilizador, no sentido deste determinar quando estes afectam ou não a corrente de tráfego de forma significativa que implique a necessidade de segmentação.

# 4

# HCM 1985

O HCM de 85 define uma auto-estrada como uma estrada dividida por um separador central, com duas ou mais vias, com uso exclusivo de tráfego, por sentido, e controlo absoluto de entradas e saídas. Sendo uma auto-estrada o único sistema rodoviário que permite um fluxo contínuo, sem qualquer tipo de controlo semaforizado, os acessos são efectuados apenas por ramos de ligação, projectados de modo a permitir manobras de convergência e divergência a velocidades elevadas.

Devido a estas características, o HCM de 85 considera que as condições de funcionamento resultam primeiramente das interacções entre os veículos na corrente de tráfego e das características geométricas da auto-estrada.

Os procedimentos contidos no HCM de 85, relacionados com a análise de níveis de serviço de uma auto-estrada, relacionam o provável modo de funcionamento da auto-estrada com as suas características geométricas e de tráfego que existem, durante um intervalo de tempo, num segmento de auto-estrada específico. Estes procedimentos assumem:

- bom tempo
- boas condições do pavimento e a
- não existência de incidentes que impliquem a interrupção do fluxo de tráfego

Neste capítulo, descreve-se a metodologia de análise dos níveis de serviço através do manual de 1985, para os segmentos contínuos e para os ramos de ligação.

## 4.1. SEGMENTOS CONTÍNUOS

### 4.1.1. CONDIÇÕES IDEAIS

Como já foi referido no capítulo 3, as condições ideais são aquelas condições standard que foram utilizadas pelo manual, para facilitar a apresentação de uma forma simples gráficos e tabelas nestas condições. Caso a situação real não corresponda à ideal, é necessário efectuar ajustamentos. São denominadas de características ideais, pois são aquelas que permitem uma capacidade máxima e onde qualquer melhoria, nestas características, não aumentará a capacidade.

As características ideais são:

- Largura mínima da via igual a 3,60m
- Desobstrução lateral mínima de 1,80m
- Somente veículos ligeiros na corrente de tráfego
- Condutor habitual no percurso

Nota: estas condições de base têm apenas em conta a capacidade não tendo em consideração a segurança ou qualquer outros factores

### 4.1.2. CURVAS DE RELAÇÃO CONCENTRAÇÃO/DÉBITO E VELOCIDADE/DÉBITO EM CONDIÇÕES IDEAIS

As figuras abaixo mostram a relação típica entre a velocidade média de percurso e a concentração, com débito para três velocidades base distintas. As diferenças nas curvas de velocidade, entre auto-estradas com 4, 6 ou 8 vias, são mínimas e, uma vez transferidas para a curva da concentração, não são perceptíveis.

As curvas mostram uma capacidade de 2000 uvl/h/via para as velocidades base de 112 e 96 km/h e de 1900 uvl/h/via, para a velocidade base de 80 km/h, em condições ideais.

Existem duas características importantes nas curvas que afectam a utilização e a interpretação dos procedimentos de análise dos níveis de serviço de auto-estradas:

- Até determinado débito, as velocidades são relativamente insensíveis ao fluxo/débito de tráfego
- À medida que o débito que aproxima da capacidade, as velocidades médias de percurso diminuem de forma acentuada.

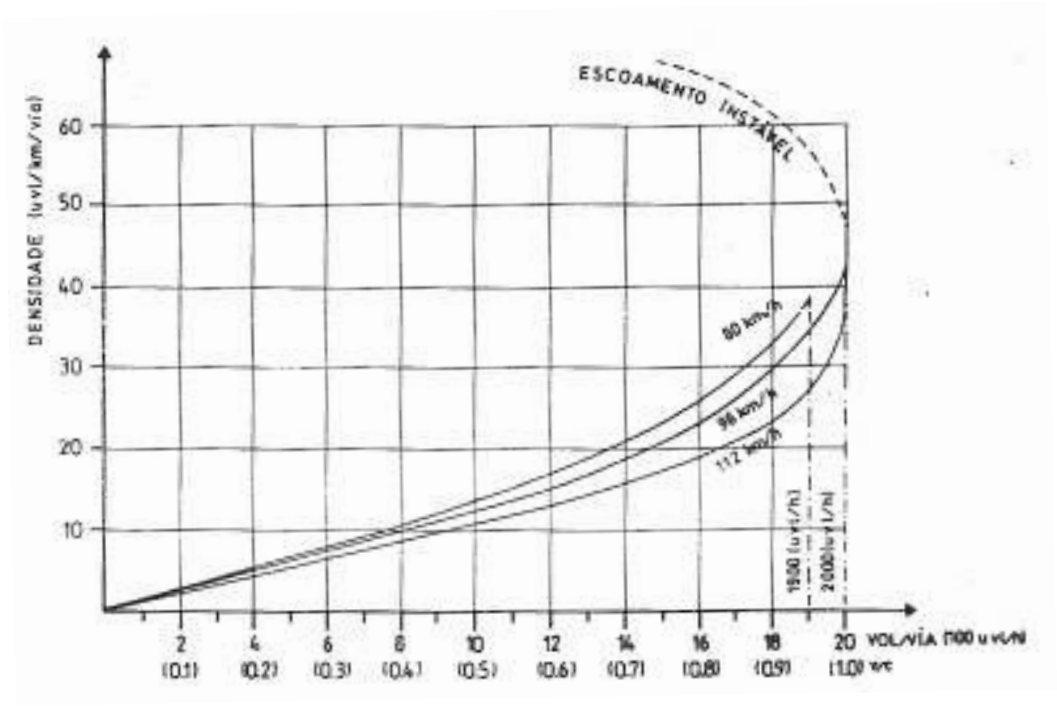



Fig.4.1 – Curva de relação Concentração débito para segmentos contínuos de AE

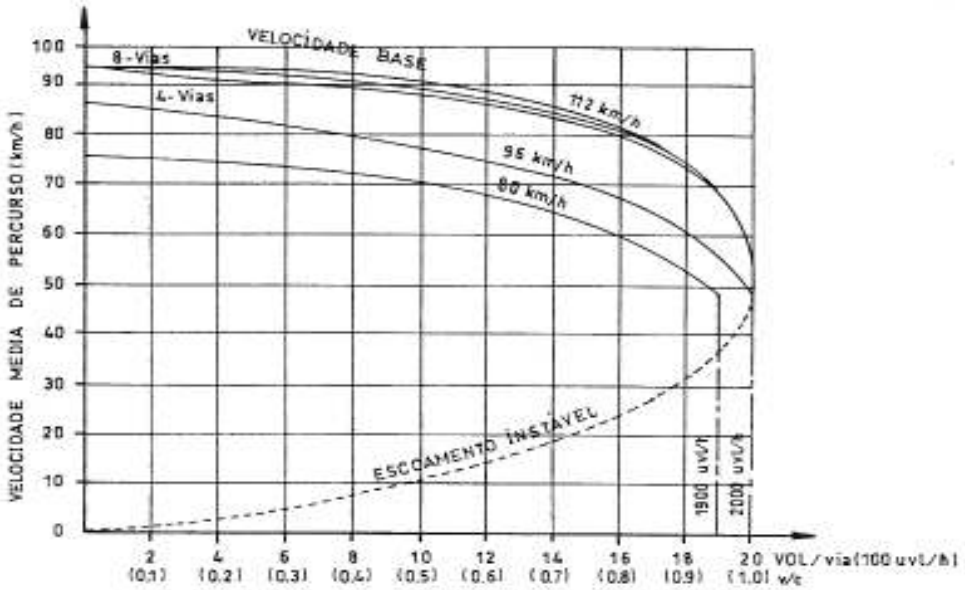



Fig.4.2 – Curva de relação velocidade de percurso débito para segmentos contínuos de AE

### 4.1.3. NÍVEIS DE SERVIÇO

O indicador de desempenho para avaliação do nível de serviço de segmentos contínuos de auto-estrada, dado pelo HCM de 85, é a 'concentração'.

O quadro que se segue representa os valores máximos da concentração associados a cada nível de serviço.

Quadro 4.1 – Concentrações máximas atingidas em cada nível de serviço

| Nível de serviço | Concentração (uvl/km/via) |
|---|---|
| A | 8 |
| B | 13 |
| C | 19 |
| D | 27 |
| E | 42 |

O limite para o nível de serviço E, 42 uvl/km/via, representa a concentração crítica, quando se atinge a capacidade.

No quadro infra, são apresentados os critérios que estabelecem os níveis de serviço em troços contínuos de uma auto-estrada:

Quadro 4.2 – Níveis de serviço em troços contínuos de auto-estradas

| LOS | Concentração (uvl/km/via) | Velocidade base | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 112 km/h | | | 96 km/h | | | 80 km/h | | |
| | | a) Velocidade (km/h) | V/C | b) MSF (uvl/h/via) | a) Velocidade (km/h) | V/C | b) MSF (uvl/h/via) | a) Velocidade (km/h) | V/C | b) MSF (uvl/h/via) |
| A | ≤8 | ≥96 | 0,35 | 700 | | | | | | |
| B | ≤13 | ≥91 | 0,54 | 1100 | ≥80 | 0,49 | 1000 | | | |
| C | ≤19 | ≥86 | 0,77 | 1500 | ≥75 | 0,69 | 1400 | ≥69 | 0,67 | 1300 |
| D | ≤27 | ≥74 | 0,93 | 1850 | ≥67 | 0,84 | 1700 | ≥64 | 0,83 | 1600 |
| E | ≤42 | ≥48 | 1 | 2000 | ≥48 | 1 | 2000 | ≥45 | 1 | 1900 |
| F | >42 | <48 | (c) | (c) | <48 | (c) | (c) | <45 | (c) | (c) |

a) Velocidade média de percurso
b) Débito máximo de serviço em condições ideais
c) Muito variável

### 4.1.4. CAPACIDADE

Em condições ideais, a capacidade corresponde aos seguintes valores tabelados:

Quadro 4.3 – Capacidades para as diferentes velocidades em regime livre

| Velocidade Base (km/h) | Capacidade (uvl/km/via) |
|---|---|
| 112 | 2000 |
| 96 | 2000 |
| 80 | 1900 |

No quadro supra, a velocidade base representa a velocidade de dimensionamento e de projecto de uma estrada e, por definição, a capacidade corresponde ao débito de serviço para o nível de serviço E.

### 4.1.5. CÁLCULO DOS DÉBITOS

**Determinação do débito de serviço em condições ideais, MSF:**

$$MSF = C_j \times (v/c)_i \qquad (4.1)$$

Em que

MSF(uvl/h/via)- débito máximo de serviço em condições ideais para o nível de serviço i por via

$(v/c)_i$ - máxima razão débito/capacidade, para o nível de serviço i

$C_j$ - capacidade, em condições ideais, para a velocidade base j

Os valores de $C_j$ para as diferentes velocidades base são os do quadro 4.3.

**Determinação do débito de serviço para condições reais, SF:**

A ausência de condições ideais obriga a adopção de factores de ajustamento relativos a cada uma dessas condições. A determinação destes factores de ajustamento é efectuada através dos métodos anteriormente referidos.

Em auto-estradas, os débitos são referentes ao total por sentido de circulação, o que obriga incluir o número total de vias por sentido. Assim, os débitos de serviço, tendo em conta as características reais de tráfego e geométricas, são calculados através de:

$$SF_i = MSF_i \times N \times f_w \times f_{HV} \times f_p \qquad (4.2)$$

Ou

$$SF_i = C_j \times (v/c)_i \times N \times f_w \times f_{HV} \times f_p \qquad (4.3)$$

Em que;

$SF_i$ (veic/h)- débito de serviço real para o nível de serviço i para N vias

N- número de vias por sentido

$f_w$ - factor de ajustamento á largura das vias e desobstrução lateral

$f_{HV}$ - factor de ajustamento devido aos veículos pesados

$f_p$ - factor de ajustamento devido ao tipo de condutor

### 4.1.6. FACTORES DE AJUSTAMENTO

Os valores dos débitos de serviço que constam no quadro 4.2 referem-se as condições ideais, portanto deve-se adoptar factores de ajustamento, sempre que tais condições não se verifiquem.

#### 4.1.6.1. Factor de ponta horária, PHF

A relação entre o pico de 15 minutos e o volume total de uma hora é dado pelo factor de ponta horária (ver figura 3.2). Este HCM considera factores de ponta horária entre o 0,8 e o 0,98, sendo que qualquer PHF inferior a 0,8 indica grandes variações do volume, na hora em estudo, e valores

superiores a 0,98 indicam pouca variação. Factores maiores que 0,95 são indicativos de constrangimentos no fluxo, durante a hora de ponta.

#### 4.1.6.2 Largura da via de desobstrução lateral - $f_w$

Para vias com largura inferior a 3,60 metros e/ou obstáculos laterais colocados a uma distância inferior a 1,80 metros da extremidade da via, é necessário considerar o factor de ajustamento $f_w$. O valor de $f_w$ traduz o efeito no escoamento do tráfego resultante dos condutores aumentarem o espaçamento entre veículos, na mesma via, devido à largura da via e/ou obstáculos laterais. Estes valores são apresentados no quadro que se segue:

Quadro 4.4 – Factor de ajustamento para largura da via e desobstrução lateral

| **Distância da orla da via à obstrução (m)** | **Factor de ajustamento, fw** | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Obstrução num lado em cada sentido** | | | | **Obstrução em ambos os lados em cada sentido** | | | |
| | Largura da via (m) | | | | | | | |
| | 3,6 | 3,3 | 3 | 2,7 | 3,6 | 3,3 | 3 | 2,7 |
| **Auto-estrada : 2x2 vias** | | | | | | | | |
| ≥1,8 | 1 | 0,97 | 0,91 | 0,81 | 1 | 0,97 | 0,91 | 0,81 |
| 1,5 | 0,99 | 0,96 | 0,9 | 0,8 | 0,99 | 0,96 | 0,9 | 0,8 |
| 1,2 | 0,99 | 0,96 | 0,9 | 0,8 | 0,98 | 0,95 | 0,89 | 0,79 |
| 0,9 | 0,98 | 0,95 | 0,89 | 0,79 | 0,96 | 0,93 | 0,87 | 0,77 |
| 0,6 | 0,97 | 0,94 | 0,88 | 0,79 | 0,94 | 0,91 | 0,86 | 0,76 |
| 0,3 | 0,93 | 0,9 | 0,85 | 0,76 | 0,87 | 0,85 | 0,8 | 0,71 |
| 0 | 0,9 | 0,87 | 0,82 | 0,73 | 0,81 | 0,79 | 0,74 | 0,66 |
| **Auto-estrada: 2x3 ou 2x4 vias** | | | | | | | | |
| ≥1,8 | 1 | 0,96 | 0,89 | 0,78 | 1 | 0,96 | 0,89 | 0,78 |
| 1,5 | 0,99 | 0,96 | 0,88 | 0,77 | 0,99 | 0,95 | 0,88 | 0,77 |
| 1,2 | 0,99 | 0,95 | 0,88 | 0,77 | 0,98 | 0,94 | 0,87 | 0,77 |
| 0,9 | 0,98 | 0,94 | 0,87 | 0,76 | 0,97 | 0,93 | 0,86 | 0,76 |
| 0,6 | 0,97 | 0,93 | 0,87 | 0,76 | 0,96 | 0,92 | 0,85 | 0,75 |
| 0,3 | 0,95 | 0,92 | 0,86 | 0,75 | 0,93 | 0,89 | 0,83 | 0,72 |
| 0 | 0,94 | 0,91 | 0,85 | 0,74 | 0,91 | 0,87 | 0,81 | 0,7 |

#### 4.1.6.3 Veículos pesados $f_{HV}$

As condições ideais verificam-se em relação à composição de tráfego onde apenas circulam veículos ligeiros de passageiros. A presença de veículos pesados na corrente de tráfego reduz os débitos de serviço reais devido não só ao seu tamanho mas também às suas características operacionais e, ainda, à sua interacção com outros veículos.

O factor de ajustamento $f_{HV}$ dos veículos pesados é obtido em duas fases:

1- Determinação dos coeficientes de equivalência $E_T$ e $E_B$, relativo aos camiões e/ou autocarros, respectivamente, em função das características de tráfego e geométricas. Estes valores representam o número de veículos ligeiros que, nas mesmas condições, produzem o mesmo efeito nos débitos de serviço de uma auto-estrada que um camião ou autocarro.

2- Cálculo do factor de ajustamento $f_{HV}$ em função dos coeficientes de equivalência ($E_T$ e $E_B$) e da percentagem de cada tipo de veículos na corrente de tráfego ($P_T$ e $P_B$).

**1ª Fase: Determinação dos coeficientes de equivalência**

Para determinar os coeficientes de equivalência distinguem-se duas situações:

a) **Troços extensos** da auto-estrada incluindo subidas, descidas e zonas em patamar, e em que nenhuma rampa, pela sua inclinação e/ou extensão, produza um efeito significativo nas condições de escoamento do tráfego. Em geral, considera-se este caso, sempre que as rampas de inclinação igual ou superior a 3% não tenham comprimento superior a 800 metros ou as rampas de inclinação inferior a 3% não excedam os 1600 metros.

b) **Rampas específicas** são analisadas separadamente se, para inclinações inferiores a 3%, a sua extensão for superior a 1600 metros ou, em inclinações iguais ou superiores a 3%, o seu comprimento ultrapasse os 800 metros.

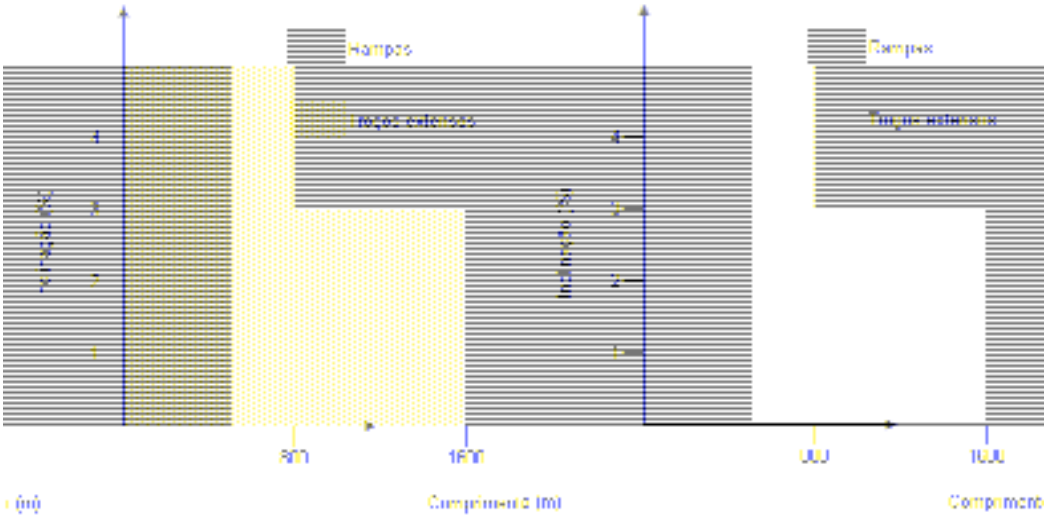


Fig 4.3 – Caracterização de rampas específicas e troços extensos, para determinação do coeficiente de equivalência em troços contínuos de auto-estradas

**Determinação de coeficientes de equivalência para troços extensos**

A determinação dos coeficientes de equivalência para troços extensos de auto-estrada é função do tipo de terreno. Consideram-se três tipos de terreno distintos:

a) Terreno Plano – quando o traçado permite que os veículos pesados se mantenham sensivelmente à mesma velocidade que os veículos ligeiros. Em geral, inclui rampas de pequena extensão, com inclinações não superiores a 2%.
b) Terreno ondulado – quando o traçado obriga os veículos pesados a adoptarem uma velocidade sensivelmente abaixo daquela dos veículos ligeiros mas sem atingirem a 'velocidade lenta', durante um intervalo de tempo significativo. A velocidade lenta é a máxima velocidade que os camiões podem manter, ao subirem as rampas, após terem sido forçados a reduzir a velocidade com que iniciaram a subida da rampa.
c) Terreno montanhoso – quando o traçado obriga os veículos pesados a praticar a 'velocidade lenta' em extensões significativas ou em intervalos frequentes.

Quadro 4.5 – Coeficientes de equivalência em troços extensos de auto-estradas

| Coeficiente de equivalência | Tipo de terreno | | |
|---|---|---|---|
| | Plano | Ondulado | Montanhoso |
| **Et (camiões)** | 1,7 | 4 | 8 |
| **Eb (autocarros)** | 1,5 | 3 | 5 |

## Curvas de desaceleração e de aceleração

A relação das inclinações e comprimentos das extensões percorridas por veículos pesados, para atingir a velocidade lenta, é dado por curvas de aceleração e desaceleração. Nestas curvas, é possível observar o comprimento da rampa a percorrer, para que a velocidade do camião diminua até à 'velocidade lenta', representada pela zona de patamar das respectivas curvas.

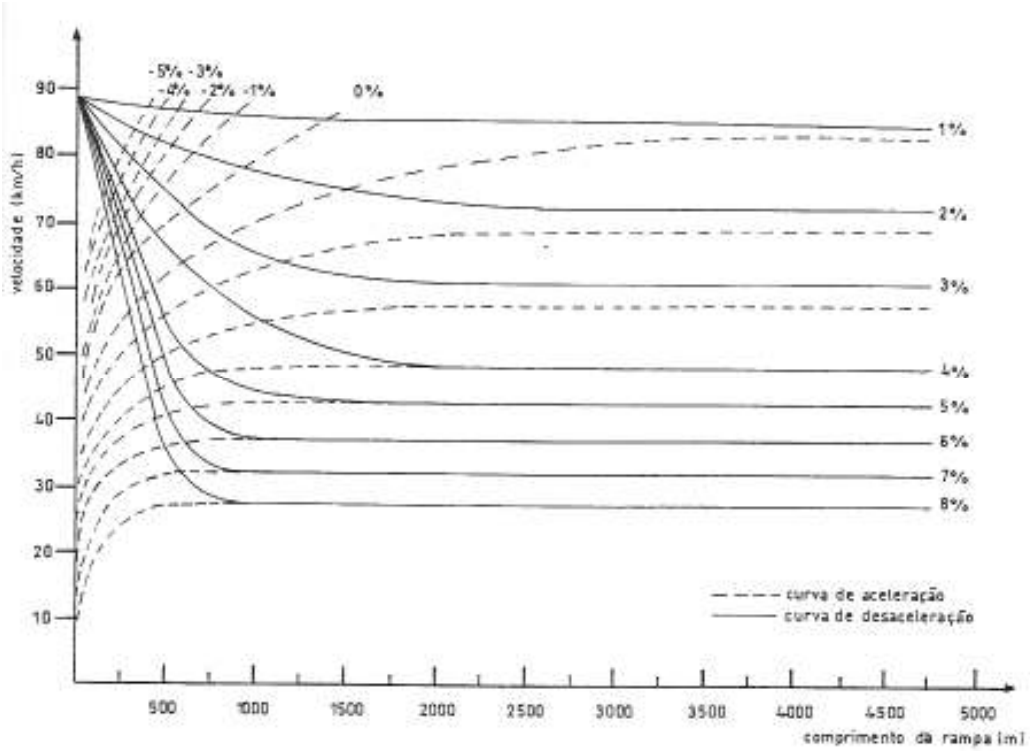



Fig.4.4 – Curvas de aceleração e desaceleração que relacionam um camião médio (90kg/cv) com a inclinação da rampa e a extensão percorrida.

## Determinação de Coeficientes de equivalência em rampas

Para a determinação dos coeficientes de equivalência em rampas, é necessário considerar, separadamente, as subidas e descidas e, ainda, se a rampa é isolada ou se há uma série de rampas adjacentes, constituindo aquilo que se designa por rampa composta.

**Subidas:**

Os coeficientes de equivalência em subidas dependem de:

- Tipo de veículo
- Percentagens de cada tipo de veículo na corrente de tráfego
- Inclinação
- Extensão da rampa

Quadro 4.6 – Coeficientes de equivalência para camiões (90kg/cv) em rampas de auto-estradas

| Inclinação (%) | Comprimento (km) | **Coeficiente de equivalência, Et** | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Auto-estrada 2x2 vias | | | | | | | | Auto-estradas 2x3 ou 2x4 vias | | | | | | | |
| **Percentagem de pesados** | | **2** | **4** | **5** | **6** | **8** | **10** | **15** | **20** | **2** | **4** | **5** | **6** | **8** | **10** | **15** | **20** |
| <1 | todos | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 1 | 0-0,8 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | 0,8-1,6 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| | ≥1,6 | 4 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| ≤2 | 0-0,4 | 4 | 4 | 4 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 4 | 4 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| | 0,4-0,8 | 5 | 4 | 4 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 5 | 4 | 4 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| | 0,8-1,2 | 6 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 6 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| | 1,2-2,4 | 7 | 6 | 6 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 | 7 | 5 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| | ≥2,4 | 8 | 6 | 6 | 6 | 5 | 5 | 4 | 4 | 8 | 6 | 6 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| ≤3 | 0-0,4 | 6 | 5 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 3 | 6 | 5 | 5 | 5 | 4 | 4 | 4 | 3 |
| | 0,4-0,8 | 8 | 6 | 6 | 6 | 5 | 5 | 5 | 4 | 7 | 6 | 6 | 6 | 5 | 5 | 5 | 4 |
| | 0,8-1,6 | 9 | 7 | 7 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 | 9 | 7 | 7 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| | 1,6-2,4 | 9 | 7 | 7 | 7 | 6 | 6 | 5 | 5 | 9 | 7 | 7 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| | ≥2,4 | 10 | 7 | 7 | 7 | 6 | 6 | 5 | 5 | 10 | 7 | 7 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| ≤4 | 0-0,4 | 7 | 6 | 6 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 | 7 | 6 | 6 | 5 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| | 0,4-0,8 | 10 | 7 | 7 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 | 9 | 7 | 7 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| | 0,8-1,6 | 12 | 8 | 8 | 7 | 6 | 6 | 6 | 6 | 10 | 8 | 7 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| | ≥1,6 | 13 | 9 | 9 | 9 | 8 | 8 | 7 | 7 | 11 | 9 | 9 | 8 | 7 | 6 | 6 | 6 |
| ≤5 | 0-0,4 | 8 | 6 | 6 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 | 8 | 6 | 6 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| | 0,4-0,8 | 10 | 8 | 8 | 7 | 6 | 6 | 6 | 6 | 8 | 7 | 7 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| | 0,8-1,6 | 12 | 11 | 11 | 10 | 8 | 8 | 8 | 8 | 12 | 10 | 9 | 8 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| | ≥1,6 | 14 | 11 | 11 | 10 | 8 | 8 | 8 | 8 | 12 | 10 | 9 | 8 | 7 | 7 | 7 | 7 |
| ≤6 | 0-0,4 | 9 | 7 | 7 | 7 | 6 | 6 | 6 | 6 | 9 | 7 | 7 | 6 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| | 0,4-0,8 | 13 | 9 | 9 | 8 | 7 | 7 | 7 | 7 | 11 | 8 | 8 | 7 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| | 0,8-1,2 | 13 | 9 | 9 | 8 | 7 | 7 | 7 | 7 | 11 | 9 | 9 | 8 | 7 | 6 | 6 | 6 |
| | ≥1,2 | 17 | 12 | 12 | 11 | 9 | 9 | 9 | 9 | 13 | 10 | 10 | 9 | 8 | 8 | 8 | 8 |

**Descida:**

Geralmente, para descidas com inclinação inferior a 4% ou extensão inferior a 900 metros, os coeficientes de equivalência podem considerar-se os mesmos que os utilizados nos terrenos planos, (quadro 4.5).

Em descidas íngremes, os coeficientes de equivalência podem ser obtidos recorrendo a um artifício que consiste em determinar a subida equivalente, isto é, a que produz o mesmo efeito na velocidade que a descida.

A subida equivalente é uma subida com a mesma inclinação da descida e com uma extensão tal que conduz à mesma velocidade que o camião apresenta no fim da descida. Esta velocidade deve ser preferencialmente medida no local ou através das curvas apresentadas na figura 4.4 – curvas de aceleração e desaceleração de camiões.

Pode estimar-se, ainda que de forma grosseira, o coeficiente de equivalência dos camiões, admitindo que, na descida, os valores são metade dos obtidos numa subida com a mesma inclinação.

**Rampas compostas:**

O coeficiente de equivalência, para rampas compostas, baseia-se, também, no conceito de rampa equivalente.

Se a inclinação das rampas adjacentes for inferior a 4% ou o comprimento total da rampa composta não exceder os 900 metros, o método mais simples de obtenção da inclinação é efectuando uma média ponderada pelos comprimentos, das inclinações das rampas adjacentes.

Se $i_i \leq 4\%$ e $\sum_{i=1}^{n} L_i \leq 900$ para n rampas adjacentes:

$$i_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} i_i L_i}{\sum_{i=1}^{n} L_i} \qquad (4.4)$$

e $$L = \sum_{i=1}^{n} L_i \qquad (4.5)$$

Se a inclinação das rampas adjacentes for igual ou superior a 4% ou o comprimento total da rampa composta exceda os 900 metros, a obtenção da rampa equivalente é efectuada com recurso às curvas de aceleração e desaceleração, figura 4.4. Neste caso, o método consiste em encontrar a inclinação da rampa equivalente, com extensão igual à da rampa composta, de modo a obterem-se velocidades idênticas para os camiões, nas extremidades da rampa equivalente e da rampa composta.

Seguidamente, exemplifica-se a metodologia de determinação de uma rampa equivalente com seguintes características:

- Rampa composta por duas rampas:
  - 1ª Rampa com 500 metros e inclinação de 3%
  - 2ª Rampa com 700 metros e inclinação de 5%

**Metodologia:**

1) Para a primeira rampa, dada a extensão de 500 metros e inclinação de 3%, a velocidade dos camiões, no fim dessa rampa, é igual a 74km/h (ponto 1). Esta será a velocidade com que os camiões iniciam a subida da segunda rampa.

2) A intersecção da recta horizontal, que passa pelo ponto 1, com a curva referente à inclinação de 5% (ponto 2) determina, no eixo das abcissas, a distância que um camião teria de percorrer, numa rampa com esta inclinação, para que atingisse a mesma velocidade (74km/h). Esta distância (240m), representa o comprimento de uma rampa fictícia, de inclinação igual a 5%, que um camião teria de percorrer, para que a sua velocidade diminuísse até aos 74km/h, admitindo que, no início, não teria qualquer restrição.

3) Determinar a velocidade, no fim da segunda rampa (ponto 3), considerando uma inclinação de 5% e um comprimento total igual a 940 metros (240+700) – 45km/h.

4) Determinar a inclinação da rampa equivalente (ponto 4), a partir da velocidade final (45km/h) e do comprimento total da rampa composta (500m+700m=1200m), de onde resulta, aproximadamente, 4,8%.

Com mais de duas rampas adjacentes é necessário repetir os passos 1) e 3) antes de avançar para o ponto 4).

Se houver descidas na rampa, aplica-se o mesmo método, apenas com a diferença de serem utilizadas as curvas referentes às inclinações negativas.

Se a velocidade final não for a mais baixa das velocidades obtidas no fim de cada rampa componente, o valor de $E_T$ deve ser determinado no ponto crítico, onde se atinge menor velocidade.

Este método deve ser apenas usado para camiões, utilizando-se o método aproximado, anteriormente descrito, para os autocarros.

**2ª Fase: Cálculo do factor de ajustamento devido aos veículos pesados**

Uma vez determinados os valores dos coeficientes de equivalência, $E_T$ e $E_B$, e conhecidas as respectivas percentagens, $P_T$ e $P_B$, o factor de ajustamento é calculado a partir de:

$$f_{HV} = \frac{1}{\left[1 + P_T\left(E_T - 1\right) + P_B\left(E_B - 1\right)\right]} \qquad (4.6)$$

Caso o número de camiões seja, no mínimo, cinco vezes a proporção de autocarros, pode-se considerar apenas camiões na corrente de tráfego.

$$f_{HV} = \frac{1}{\left[1 + P_T\left(E_T - 1\right)\right]} \qquad (4.7)$$

4.1.6.4 Tipo de condutor - $f_p$

O efeito do tipo de condutor é dado pelo factor de ajustamento, $f_p$, apresentado no quadro que se segue:

Quadro 4.7 – Factor de ajustamento para tipo de condutor

| Tipo de condutor | Factor de ajustamento, fp |
|---|---|
| Periódico | 1 |
| outro | 0,75-0,9 |

### 4.1.7. DETERMINAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO

Na análise do funcionamento, pretende-se determinar o nível de serviço, bem como a velocidade e a concentração da corrente de tráfego, conhecidas (existentes ou previstas) as características geométricas e de tráfego.

Elementos necessários**:**

a) Volumes de tráfego, em princípio, para a hora de ponta.
b) Características de tráfego, incluindo a composição da corrente de tráfego, o factor de ponta horária e o tipo de condutor.
c) Características geométricas, incluindo a largura das vias, a desobstrução lateral, a velocidade base, a inclinação e extensão das rampas.

Metodologia**:**

1. Converter os volumes em débitos de ponta de 15 minutos:

$$SF = \frac{V}{FPH} \tag{4.8}$$

Onde
$SF$ -débito de ponta de 15 minutos (veic./h)
$V$ - volume de tráfego (veic./h)
$FPH$ - factor de ponta horária

2. Determinar os factores de ajustamento e coeficientes de equivalência para as condições existentes do tráfego e da geometria, utilizando os quadros adequados.

3. Calcular o débito de serviço recorrendo a uma das seguintes equações, obtidas a partir das equações (5) ou (6).

$$MSF = \frac{SF}{N \times f_w \times f_{HV} \times f_p} \tag{4.9}$$

Ou

$$(v/c) = \frac{SF}{C_j \times N \times f_w \times f_{HV} \times f_p} \tag{4.10}$$

Onde $C_j$ é função da velocidade base e pode ser obtida através do quadro 4.3.

4. Comparar valor calculado do MSF (ou v/c) com os correspondentes valores limites apresentados no quadro 4.2, de modo a determinar o nível de serviço.

5. Determinar os valores aproximados da velocidade média de percurso e da concentração, com recurso às figuras 4.1 e 4.2.

## 4.2. RAMOS DE LIGAÇÃO

### 4.2.1. ÁREA DE INFLUÊNCIA

Os segmentos contínuos estão localizados fora da área de influência de qualquer ramo ou zona de entrecruzamento.

Apresenta-se, seguidamente, um esquema de determinação dos comprimentos de influência das zonas de entrecruzamento e dos ramos de ligação:

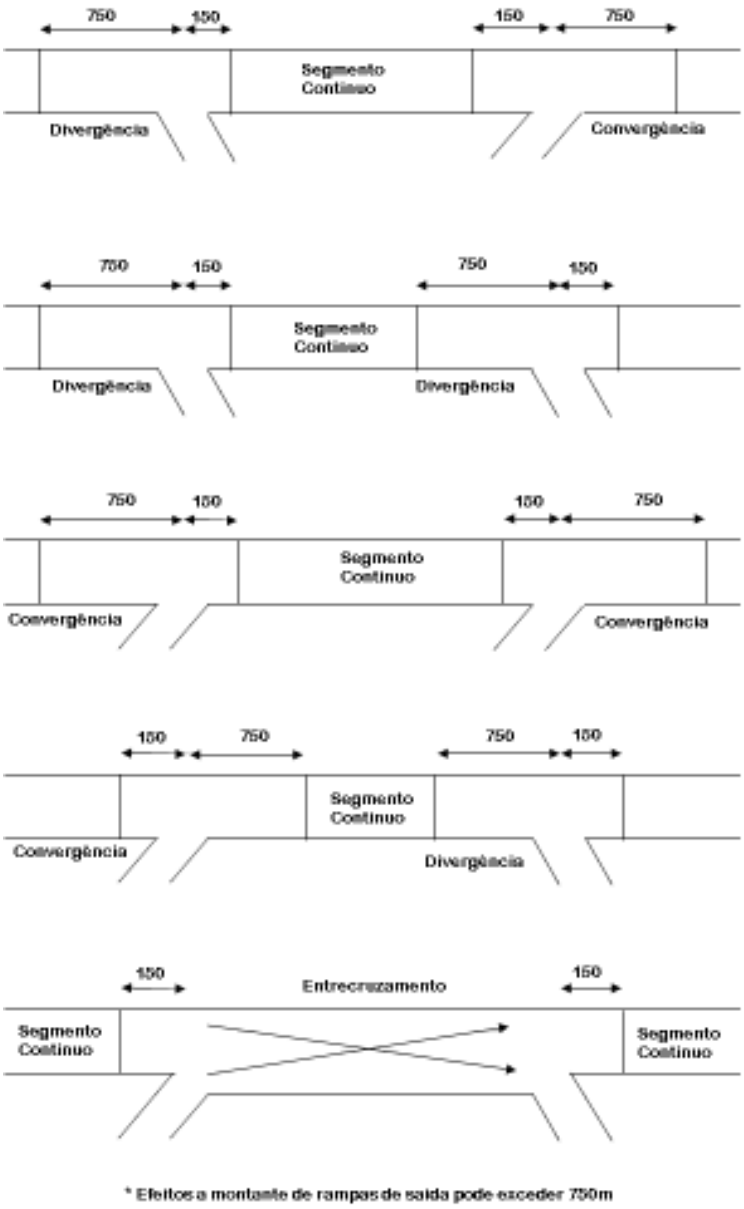



Fig 4.5 – Áreas de influência

Estes valores devem ser considerados como os que podem ocorrer em situações normais. Porém, sempre que tal seja possível, dever-se-á utilizar os valores obtidos por observações feitas localmente.

### 4.2.2. NÍVEIS DE SERVIÇO

O indicador de desempenho que permite avaliar o nível de serviço nos ramos de ligação de uma auto-estrada, através do HCM de 85, é o *débito*.

No quadro 4.8, apresentam-se os critérios que permitem definir os níveis de serviço em ramos de ligação. Note-se que os volumes de tráfego que constam no quadro 4.8 se referem a débitos para períodos de 15 minutos de ponta, expressos em uvl/h, e, como tal, é necessário fazer intervir o factor de ponta horária e de veículos pesados nos volumes de tráfego reais, para os poder relacionar com esta mesma tabela.

Quadro 4.8 – Níveis de serviço em ramos de ligação

| **LOS** | **Débito de Convergência (uvl/h)** | **Débito de Divergência (uvl/h)** | **Débito de serviço na auto-estrada (uvl/h)** | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Velocidade base | | | | | | | | |
| | | | **112km/h** | | | **96km/h** | | | **80km/h** | | |
| | | | 2x2 vias | 2x3 vias | 2x4 vias | 2x2 vias | 2x3 vias | 2x4 vias | 2x2 vias | 2x3 vias | 2x4 vias |
| A | ≤600 | ≤650 | ≤1400 | ≤2100 | ≤2800 | | | | | | |
| B | ≤1000 | ≤1050 | ≤2200 | ≤3300 | ≤4400 | ≤2000 | ≤3000 | ≤4000 | | | |
| C | ≤1450 | ≤1500 | ≤3100 | ≤4650 | ≤6200 | ≤2800 | ≤4200 | ≤5600 | ≤2600 | ≤3900 | ≤5200 |
| D | ≤1750 | ≤1800 | ≤3700 | ≤5550 | ≤7400 | ≤3400 | ≤5100 | ≤6800 | ≤3200 | ≤4800 | ≤6400 |
| E | ≤2000 | ≤2000 | ≤4000 | ≤6000 | ≤8000 | ≤4000 | ≤6000 | ≤8000 | ≤3800 | ≤5700 | ≤7600 |
| F | Variável | | | | | | | | | | |

### 4.2.3. EQUAÇÕES PARA CÁLCULO DO VOLUME NA VIA 1

Existem, ao todo, 13 equações que permitem o cálculo do volume na via 1 de auto-estradas de 4, 6 e 8 vias. No anexo A1, apresentam-se estas equações com as respectivas condições e limitações especiais de utilização. O quadro 4.9 contém, para cada configuração, a equação que deve ser aplicada.

Quadro 4.9 – Índice de equações para o cálculo do volume da via 1 em ramos de ligação

| Tipo de Configuração | AE 2x2 vias | | AE 2x3 vias | | AE 2x4 vias | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1ª Ramo | 2ªRamo | 1ªRamo | 2ªRamo | 1ª Ramo | 2ª Ramo |
| Ramo de entrada isolado (1via) | Anexo A.1 | - | i) | - | i) | - |
| Ramo de saída isolado (1via) | Anexo A.2 | - | i) | - | Método aproximado | - |
| Ramos de entrada adjacentes (1via) | Anexo A.1 | i) | i) | i) | Método aproximado | Método aproximado |
| Ramos de saída adjacentes (1via) | (a) | Anexo A.2 | (b) | i) | Método aproximado | Método aproximado |
| Ramo de entrada seguido do ramo de saída | Anexo A.1 | i) | i) | i) | i) | Método aproximado |
| Ramo de saída seguido de ramo de entrada | (e) | (e) | (e) | i) | (e) | (e) |
| Ramo de um nó em folha de trevo | i) | i) | i) | i) | i) | Método aproximado |
| Ramo de entrada (2vias) | (c) | - | i) | - | (c) | - |
| Ramo de saída (2vias) | (d) | - | i) | - | (d) | - |
| Adição de uma via após ramo de entrada | (f) | (f) | (f) | (f) | (f) | (f) |
| Redução de uma via após ramo de saída | (g) | (g) | (g) | (g) | (g) | (g) |
| Junção importante | (h) | (h) | (h) | (h) | (h) | (h) |
| Bifurcação importante | Não disponível | - | i) | - | Não disponível | - |

a) Usar a anexo A.1., do presente trabalho, para determinar V1 a montante do 1º ramo, sendo Vr igual ao volume total de ambos os ramos. Este procedimento é válido para distâncias entre ramos inferiores a 240m. Se esta distância estiver compreendida entre 240m e 1200m, usar o método aproximado. Para distâncias superiores a 1200m, considerar separadamente como ramos isoladas.

b) Usar a anexo do HCM85, para determinar V1, a montante do 1º ramo, sendo Vr dado pela soma dos volumes de ambos os ramos de saída. Este procedimento é válido para distâncias entre ramos inferiores a 240m. Para outras distâncias, ver a).

c) Admitir como 2 ramos de entrada consecutivos separados por 120m, dividindo o volume do ramo igualmente pelos 2 ramos.

d) Admitir como 2 ramos de saída consecutivos separados por 120m, dividindo o volume do ramo igualmente pelos 2 ramos.

e) Admitir como ramos isolados

f) O critério de convergência do quadro 5.12 deve ser aplicado directamente ao volume do ramo de entrada

g) O critério de divergência do quadro 5.12 deve ser aplicado directamente ao volume do ramo de saída

h) Supor que na via B circula um volume de tráfego igual ao volume de convergência dado no quadro 5.12 para um determinado Nível de serviço. No ramo A circulará o volume de tráfego restante. Calcular o volume da via 1 usando o anexo A.1, tomando para o volume do ramo o volume da via A. Determinar o nível de serviço nos pontos críticos. Continuar os cálculos até que o nível de serviço arbitrado seja coerente com os resultados.

i) Uma vez que, no presente trabalho, estas situações não seriam analisadas, as equações para determinar o volume da via 1 não foram colocados em anexo. No entanto, estas podem ser obtidas nos anexos do HCM de 85

Repare-se que estas equações foram calibradas para tráfego misto, expresso em veículos por hora. Deste modo, após o seu cálculo, o volume da via 1 terá de ser convertido em débito homogeneizado no período de ponta, expresso em uvl/h, através dos factores de ajustamento que foram apresentados nos segmentos contínuos de auto-estradas.

### 4.2.4. MÉTODO APROXIMADO PARA CÁLCULO DO VOLUME DA VIA 1

Nos casos onde não podem ser utilizadas as equações atrás referidas, para o cálculo do volume da via 1, terá de se recorrer a um método aproximado, baseado no quadro 4.10 e na figura 4.6.

O quadro 4.10 indica a percentagem aproximada do tráfego que ocupa a via 1, na proximidade do ramo, em função do volume total directo na auto-estrada. O tráfego directo é aquele que não executa qualquer movimento de convergência ou divergência no espaço de 1,2km, contados a partir do ramo em estudo.

Quadro 4.10 – Percentagem do tráfego em frente que ocupa a via 1

| Volume total em frente, por sentido (veic./h) | (%) do volume na via 1 | | |
|---|---|---|---|
| | Auto-estrada | | |
| | 2x4 vias | 2x3 vias | 2x2 vias |
| ≥ 6500 | 10 | - | - |
| 6000-6499 | 10 | - | - |
| 5500-5999 | 10 | - | - |
| 5000-5499 | 9 | - | - |
| 4500-4999 | 9 | 18 | - |
| 4000-4499 | 8 | 14 | - |
| 3500-3999 | 8 | 10 | - |
| 3000-3499 | 8 | 6 | 40 |
| 2500-2999 | 8 | 6 | 35 |
| 2000-2499 | 8 | 6 | 30 |
| 1500-1999 | 8 | 6 | 25 |
| ≤ 1499 | 8 | 6 | 20 |

A figura 4.6 mostra, para várias secções da via 1, a percentagem de veículos que entram e se mantêm na via 1 e a percentagem dos veículos que vão sair e já ocupam a via 1.

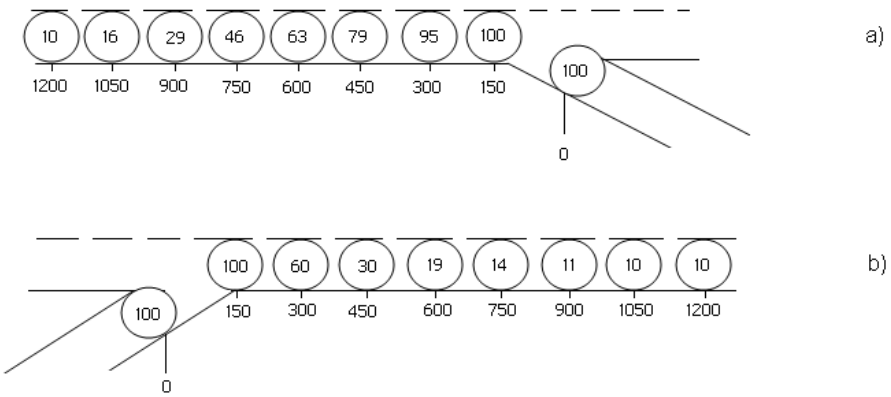



Fig 4. 6 – Percentagem dos veículos que vão sair ou acabam de entrar e que se deslocam na via 1.

O volume da via 1 é então obtido através de:

- percentagem dos veículos directos que ocupam a via 1 (quadro 4.10)

- percentagem dos veículos que vão deixar a auto-estrada (figura 4.6 a)) e/ou

- percentagem dos veículos que acabaram de entrar e ainda se deslocam na via 1 (figura 4.6 b))

Para determinar o volume total na via 1 é necessário conhecer o volume directo e cada um dos volumes referentes aos ramos cuja distância ao ramo em estudo não seja superior a 1,2 km.

<u>Exemplo:</u>

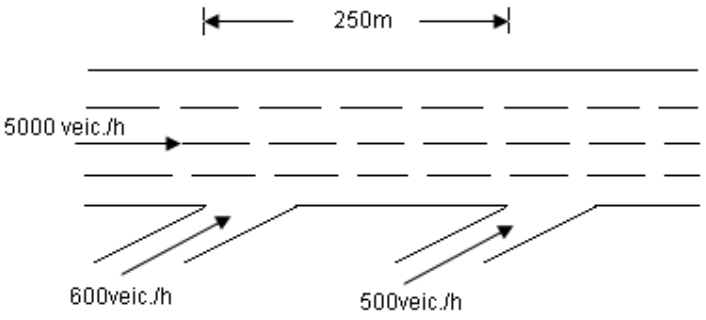



Fig 4. 7 – Exemplo de aplicação do método aproximado para o cálculo do volume da via 1.

Através do quadro 4.10, obtemos que a percentagem do volume directo (5000 veic./h) que ocupa a via 1 é de 9%. Logo:

$$V_1(directo) = 0{,}09 \times 5000 = 450 veic./h$$

A figura 4.6 b) fornece a percentagem dos veículos que entram e se mantém na via 1, quando surge o segundo ramo de entrada, que dista 225 metros do primeiro ramo.

O valor encontrado, obtido por interpolação, entre 150 e 300 metros, é 80%, onde:

$$V_1(RampaA) = 0{,}8 \times 600 = 480 veic./h$$

O volume total da via 1, numa secção imediatamente antes do ramo B, é, então:

$$V_1 = V_1(directo) + V_1(rampaA) = 450 + 480 = 930 veic./h$$

### 4.2.5. Percentagem de pesados na via 1

Calculado o volume da via 1, é necessário conhecer a percentagem provável de veículos pesados, a fim de ser possível convertê-lo em volume homogeneizado.

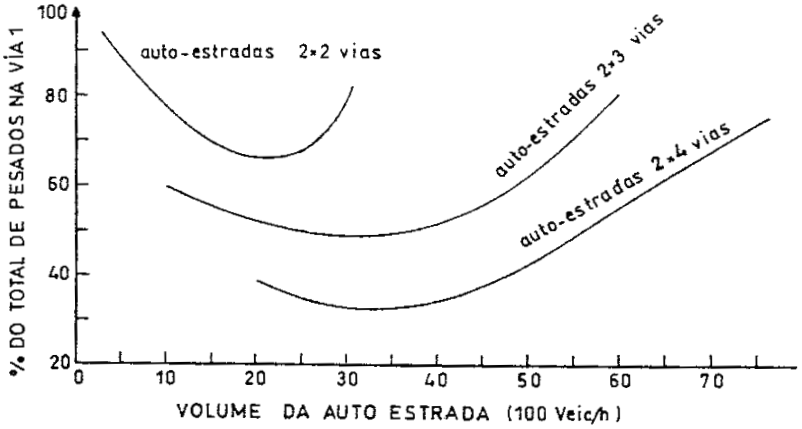



Fig 4. 8 – Percentagem de pesados na via 1

A distribuição de pesados, pelas diferentes vias da auto-estrada, não é uniforme, pois estes tendem a concentrar-se na via mais à direita. A figura 4.8 mostra, para as auto-estradas de 4, 6 e 8 vias, a percentagem dos veículos pesados que circulam na via 1, em função do volume total da auto--estrada.

Exemplo:

Auto-estrada de 6 vias, com ramo de entrada isolada, que apresenta os seguintes volumes:

$V_f$ = 4000 veic/h (antes da convergência)

$V_r$ = 400 veic/h

$V_1$ = 856 veic./h (calculado)

Se o volume de auto-estrada (AE) compreende 8% de pesados e o volume do ramo 10%, o problema consiste em determinar a percentagem de pesados, no volume da via 1 e no volume total da auto--estrada, imediatamente após a convergência.

A percentagem total de veículos pesados que estão presentes na via 1, obtém-se a partir da curva relativa a uma auto-estrada de 6 vias, apresentada na figura 4.8. Tendo em conta que o volume total na AE é de 4000veic./h, o valor encontrado é de 52%. Então:

Número de veículos pesados na AE=4000x0,08=320 veículos pesados

Número de veículos pesados na via 1=320x0,52=166 veículos pesados

Percentagem de veículos pesados na via 1= 166/856=19%

Número de veículos pesados na AE após convergência=320+0,01x400=360 veículos pesados

Volume total na auto-estrada, após a convergência = 4000+400=4400 veic./h

Percentagem de veículos pesados na AE, após a convergência=360/4400=8%

### 4.2.6. MÉTODO DE CÁLCULO

O estudo das ramos de ligação resume-se, principalmente, à análise do seu funcionamento, em que, conhecidas as características geométricas e de tráfego, se pretende determinar o respectivo nível de serviço. Naturalmente que o nível de serviço será o actual ou o previsto, conforme os dados são os existentes ou a sua previsão.

O método de cálculo compreende os seguintes passos:

1) Definir as características geométricas e de tráfego da ramo, o que permite escolher o tipo de configuração e, consequentemente, o modo como vai ser calculado o volume da via 1.

Os ramos de ligação são, geralmente, avaliados aos pares. Logo, um ramo que tenha ramos adjacentes a montante e a jusante, é analisado duas vezes. Considera-se que um ramo é adjacente quando está situado a menos de 1,8 km do ramo em questão.

2) Calcular o volume da via 1, num ponto imediatamente antes da junção do ramo com a auto-estrada, utilizando as equações apresentadas no anexo A1 ou o método aproximado atrás descrito.

O quadro 4.9 indica qual o procedimento a utilizar, em função da configuração do ramo em conjunção com os ramos adjacentes, o número de vias da AE e o número de ordem do ramo (1º ou 2º do par).

O método aproximado deve ser utilizado apenas no caso de não ser aplicável qualquer das equações apresentadas.

3) Determinar a percentagem de veículos pesados existentes na via 1, recorrendo à figura 4.7, conforme o processo atrás descrito.

No caso de se dispor de dados obtidos localmente, que permitam obter esta percentagem, deve-se utiliza, preferencialmente, este valor.

4) Converter todos os volumes de tráfego (V1,V2 e Vf) em volumes homogeneizados, através dos respectivos factores de ajustamento, devido à presença de veículos pesados.

5) Calcular os volumes críticos correspondentes a:

a) Volume de convergência

b)Volume de divergência

c)Volume total da auto-estrada

Considera-se apenas um volume total na AE correspondente à secção onde este volume é máximo.

6) Converter os volumes críticos em débitos, a fim de serem considerados os períodos de ponta de 15 minutos, em vez da hora completa. Esta conversão é feita dividindo os volumes críticos pelos respectivos factores de ponta horária.

7) Determinar o nível de serviço em cada secção, comparando os débitos críticos obtidos no passo anterior com os critérios estabelecidos no quadro 4.8.

# 5

# HCM 2000

O HCM de 2000 é a última versão editada deste manual. Esta última versão permite não só a análise dos vários segmentos de auto-estrada (segmentos contínuos, ramos de ligação e zonas de entrecruzamento) mas também a sua análise global. No entanto, sendo o presente trabalho referente apenas à análise dos segmentos contínuos e dos seus ramos de ligação, apenas as metodologias de análise dos níveis de serviço destes são apresentadas.

## 5.1. SEGMENTOS CONTÍNUOS

### 5.1.1. CONDIÇÕES BASE

As condições base, que garantem que a máxima capacidade para um segmento contínuo de auto--estrada é atingido e que se assume que existem são:

- bom tempo
- boa visibilidade
- não existência de incidentes que impliquem a interrupção do fluxo de tráfego

A inexistência de qualquer uma destas condições implica uma redução na velocidade, na capacidade e no nível de serviço.

A relação débito-velocidade-concentração de um segmento contínuo de auto-estrada depende das características de tráfego e da auto-estrada. As condições base para estes segmentos contínuos foram então estabelecidas como:

- Largura mínima da via igual a 3,60m
- Desobstrução lateral do lado da berma direito mínima de 1,80m
- Desobstrução lateral ao separador central mínima de 0,6m
- Somente veículos ligeiros na corrente de tráfego
- Condutor habitual no percurso
- 5 ou mais vias por sentido

- Espaçamento entre nós de ligação maior ou igual a 3km
- Terreno nivelado, com inclinações não superiores a 2%

### 5.1.2. CURVA DE RELAÇÃO VELOCIDADE/DÉBITO E CONCENTRAÇÃO/DÉBITO

As figuras que se seguem traduzem a relação velocidade/débito e concentração/débito, quer para condições de base como para outras condições, desde que se conheça a velocidade em regime livre, FFS.

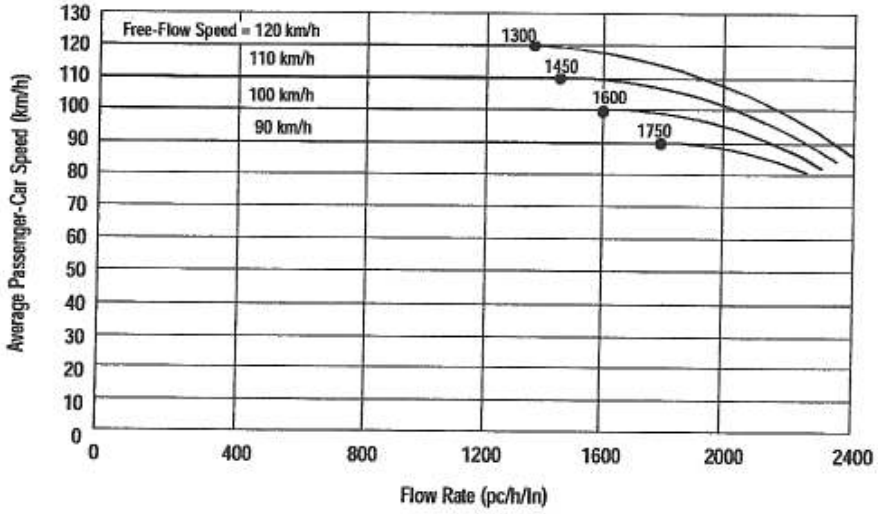



Fig.5.1 – Curva de relação velocidade de percurso débito para segmentos contínuos de AE, (HCM 2000, exhibit 13-2)

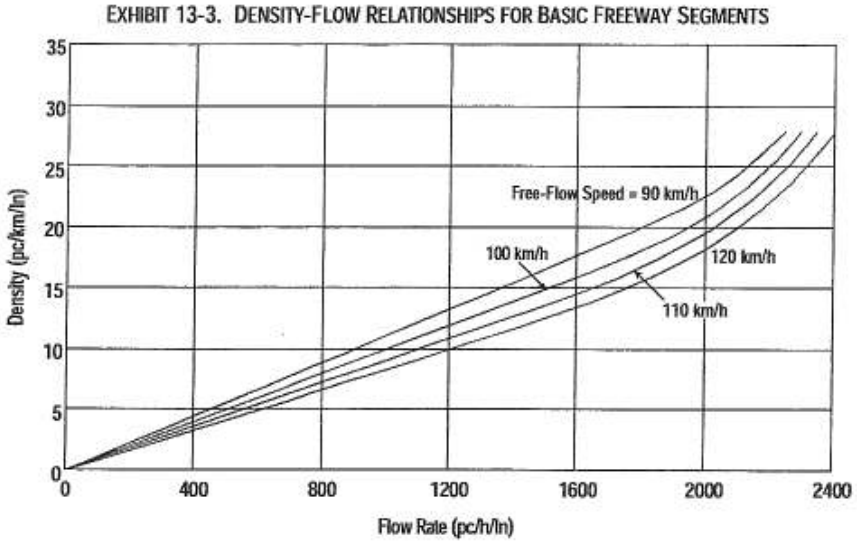



Fig.5.2 – Curva de relação Concentração débito para segmentos contínuos de AE, (HCM 2000, exhibit 13-3)

### 5.1.3. NÍVEIS DE SERVIÇO

O indicador de desempenho no HCM de 2000 é a concentração.

O quadro que se segue representa os valores máximos da Concentração, associados a cada nível de serviço.

Quadro 5.1 – Concentrações máximas atingidas em cada nível de serviço

| Nível de serviço | Concentração (uvl/km/via) |
|---|---|
| A | 0-7 |
| B | >7-11 |
| C | >11-16 |
| D | >16-22 |
| E | >22-28 |

A concentração crítica ocorre para valores iguais a 28uvl/km/h, para o qual se atinge a capacidade, qualquer que seja a FFS.

Em baixo, apresenta-se os critérios que estabelecem os níveis de serviço em troços contínuos de uma auto-estrada:

Quadro 5.2 – Níveis de serviço em troços contínuos de auto-estradas

| Critério | LOS | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | A | B | C | D | E |
| **FFS=120km/h** | | | | | |
| Concentração máxima (uvl/km/via) | 7 | 11 | 16 | 22 | 28 |
| Velocidade mínima (km/h) | 120 | 120 | 114,6 | 99,6 | 85,7 |
| Relação débito/capacidade máximo | 0,35 | 0,55 | 0,77 | 0,92 | 1 |
| MSF (uvl/h/via) | 840 | 1320 | 1840 | 2200 | 2400 |
| **FFs=110km/h** | | | | | |
| Concentração máxima (uvl/km/via) | 7 | 11 | 16 | 22 | 28 |
| Velocidade mínima (km/h) | 110 | 110 | 108,5 | 97,2 | 83,9 |
| Relação débito/capacidade máximo | 0,33 | 0,51 | 0,74 | 0,91 | 1 |
| MSF (uvl/h/via) | 770 | 1210 | 1740 | 2135 | 2350 |
| **FFS=100km/h** | | | | | |
| Concentração máxima (uvl/km/via) | 7 | 11 | 16 | 22 | 28 |
| Velocidade mínima (km/h) | 100 | 100 | 100 | 93,8 | 82,1 |
| Relação débito/capacidade máximo | 0,3 | 0,48 | 0,7 | 0,9 | 1 |
| MSF (uvl/h/via) | 700 | 1100 | 1600 | 2065 | 2300 |
| **FFS=90km/h** | | | | | |
| Concentração máxima (uvl/km/via) | 7 | 11 | 16 | 22 | 28 |
| Velocidade mínima (km/h) | 90 | 90 | 90 | 89,1 | 80,4 |
| Relação débito/capacidade máximo | 0,28 | 0,44 | 0,64 | 0,87 | 1 |
| MSF (uvl/h/via) | 630 | 990 | 1440 | 1955 | 2250 |

MSF-Debito de serviço máximo

A situação de congestionamento corresponde ao nível de serviço F ocorre sempre que a concentração é superior a 28 uvl/km/via.

Em seguida, apresenta-se uma figura que demonstra a relação da velocidade com o débito e a concentração, para um segmento contínuo de auto-estrada. Esta define também os diferentes níveis de serviço, através de linhas de concentração.

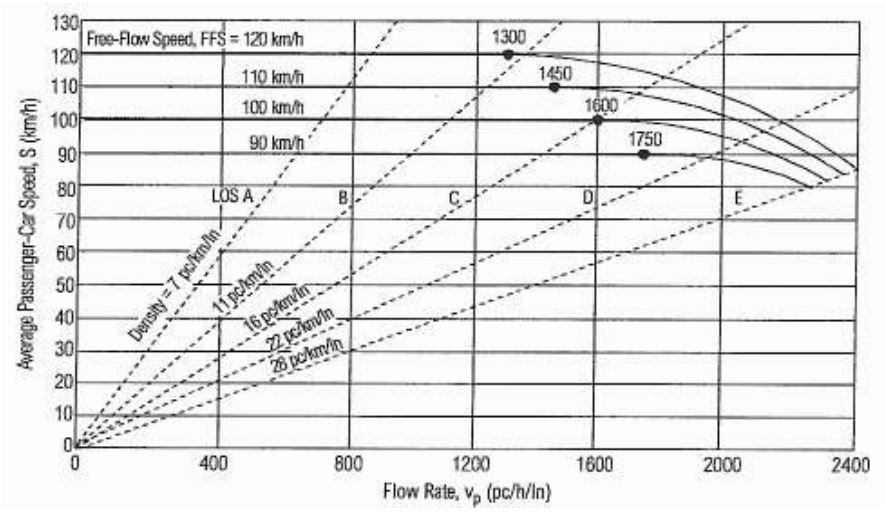



Fig.5.3 – Curvas de relação velocidade de percurso débito e níveis de serviço para segmentos contínuos de AE (HCM 2000, exhibit 23-3)

Atendendo à figura 5.3 o valor da capacidade varia com a velocidade livre (FFS), sendo os respectivos valores apresentados no quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Capacidades para as diferentes velocidades em regime livre

| Velocidade em regime livre FFS (km/h) | Capacidade (uvl/h/via) |
|---|---|
| 120 | 2400 |
| 110 | 2350 |
| 100 | 2300 |
| 90 | 2250 |

O HCM de 2000 apresenta as seguintes equações das curvas de velocidade média de percurso, em função da velocidade em regime livre e débito.

Tem-se então que para:

$90 \leq FFS \leq 120$

e

$3100 - 15FFS < v_p < 1800 + 5FFS$

Sendo $v_p$ o débito e FFS a velocidade em regime livre, a velocidade média de percurso, S, será, então:

$$S = FFS - \left[ \frac{1}{28}(23FFS - 1800)\left( \frac{v_p + 15FFS - 3100}{20FFS - 1300} \right)^{2.6} \right] \qquad (5.1.)$$

e para

$90 \leq FFS \leq 120$ e

$v_p < 3100 - 15FFS$

$$S = FFS \qquad (5.2.)$$

### 5.1.4. Determinação da velocidade em regime livre, FFS

A velocidade livre é a velocidade média de veículos ligeiros em situação de débitos médios ou baixos, (até 1300uvl/h/via).

O HCM apresenta dois métodos para a sua determinação: através de medições no local ou através de uma estimativa.

O método aplicado no presente estudo será o método por estimativa. Este método consiste numa estimativa, com base nas características físicas do segmento em estudo. As características físicas incluem a largura da via, o número de vias, a desobstrução lateral do lado da berma direita e a densidade dos nós de ligação.

A equação que se segue é a utilizada para estimar a velocidade em regime livre, para um segmento contínuo de auto-estrada.

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_N - f_{ID} \qquad (5.3.)$$

Onde

$FFS$ - Velocidade em regime livre (km/h)

$BFFS$ - Velocidade base em regime livre, 110 km/h (urbanas) ou 120km/h (rurais)

$f_{LW}$ - Ajustamento devido á largura das vias (km/h)

$f_{LC}$ - Ajustamento devido à desobstrução lateral da berma direita (km/h)

$f_N$ - Ajustamento devido ao número de vias (km/h)

$f_{ID}$ - Ajustamento devido á densidade dos nós de ligação (km/h)

#### 5.1.4.1. Ajustamento devido à largura das vias, $f_{LW}$

A condição base para a largura da via é de 3,6 metros ou superior.

Os ajustamentos reflectem o efeito de uma via mais estreita na velocidade livre.

Quadro 5.4 – Factor de ajustamento devido à largura das vias

| Largura das vias (m) | Redução na velocidade livre, $f_{LW}$ km/h |
|---|---|
| **3,6** | 0 |
| **3,5** | 1 |
| **3,4** | 2,1 |
| **3,3** | 3,1 |
| **3,2** | 5,6 |
| **3,1** | 8,1 |
| **3** | 10,6 |

#### 5.1.4.2. Ajustamento devido desobstrução lateral, $f_{LC}$

A desobstrução lateral da berma direita base é de 1,8 metros ou maior e a da berma interior é de 0,6 metros ou maior.

O HCM 2000 não apresenta factor de redução para uma berma interior menor que 0,6 metros, uma vez que esta situação é considerada rara. No entanto, quando a desobstrução lateral da berma do lado direito é inferior a 1,8 metros, o BBFS é reduzido dos valores apresentados na seguinte tabela.

Quadro 5.5 – Factor de ajustamento devido à desobstrução lateral

| **Redução da velocidade em regime livre, $f_{LC}$ (km/h)** | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Desobstrução lateral da berma direita (m) | Número de vias num sentido | | | |
| | **2** | **3** | **4** | **≥5** |
| **≥1,8** | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **1,5** | 1 | 0,7 | 0,3 | 0,2 |
| **1,2** | 1,9 | 1,3 | 0,7 | 0,4 |
| **0,9** | 2,9 | 1,9 | 1 | 0,6 |
| **0,6** | 3,9 | 2,6 | 1,3 | 0,8 |
| **0,3** | 4,8 | 3,2 | 1,6 | 1,1 |
| **0** | 5,8 | 3,9 | 1,9 | 1,3 |

5.1.4.3. Ajustamento devido ao número de vias, $f_N$

Considera-se que um segmento de auto-estrada, com cinco ou mais vias, cumpre as condições base, no que respeita ao número de vias.

Não são consideradas vias restritas a veículos pesados, o que também é raro ou mesmo inexistente nas auto-estradas nacionais.

Quadro 5.6 – Factor de ajustamento devido ao número de vias

| **Número de vias numa direcção** | **Redução na velocidade livre, $f_N$ (km/h)** |
|---|---|
| **≥5** | 0 |
| **4** | 2,4 |
| **3** | 4,8 |
| **2** | 7,3 |

5.1.4.4. Ajustamento devido à densidade de nós, $f_{ID}$

A densidade de nós base é de 0,3 nós/km ou seja, cerca de, em média, 3,3km entre nós. A densidade de nós é determinada para um segmento de 10 km de auto-estrada, 5 km a montante e 5 km a jusante do local em estudo, sendo os respectivos factores de ajustamento apresentados no quadro 5.7.

Numa situação de apenas ramos de saída, não se deverá ter em conta este factor de ajustamento, caso em que, para que este seja considerado, tem de haver, pelo menos, um ramo de entrada.

Quadro 5.7 – Factor de ajustamento devido à densidade de nós

| Nós de ligação por km | Redução na velocidade livre, $f_{ID}$ (km/h) |
|---|---|
| **≤0,3** | 0 |
| **0,4** | 1,1 |
| **0,5** | 2,1 |
| **0,6** | 3,9 |
| **0,7** | 5 |
| **0,8** | 6 |
| **0,9** | 8,1 |
| **1** | 9,2 |
| **1,1** | 10,2 |
| **1,2** | 12,1 |

### 5.1.5. CÁLCULO DO DÉBITO

O débito tem em conta a influência de veículos pesados, a variação temporal do fluxo de tráfego numa hora e as características do tipo de condutor. Estes efeitos são tidos em conta através de factores de ajustamento no volume horário de contagens ou em estimativas.

$$v_p = \frac{V}{PHF \times N \times f_{HV} \times f_p} \qquad (5.4.)$$

Onde

$v_p$ -débito (uvl/h/via)

$V$ -Volume horário (uvl/h)

$PHF$ -factor de hora de ponta

$N$ -número de vias

$f_{HV}$ -factor de ajustamento devido á presença de veículos pesados

$f_p$ -factor de ajustamento devido ao tipo de condutor

### 5.1.6. FACTORES DE AJUSTAMENTO PARA CÁLCULO DO DÉBITO

#### 5.1.6.1. Factor de ponta horário, PHF

O factor de ponta horária representa a variação do volume de tráfego numa hora. Observações de tráfego demonstram a existência de picos de 15 minutos numa hora (ver figura 3.2). Este HCM prevê valores típicos entre o intervalo de 0,8 a 0,95.

#### 5.1.6.2. Veículos pesados, $f_{HV}$

À semelhança do HCM 85, o factor de ajustamento de veículos pesados tem em consideração três tipos de veículos pesados: os camiões, os autocarros e os veículos de recreio. Novamente, estes últimos serão desprezados, pelas razões já descritas. Em auto-estradas, os camiões e os autocarros são tratados de forma idêntica, daí a existência de, apenas, um factor de equivalência para ambos (ao qual se chama, genericamente, factor de pesados).

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T (E_T - 1)} \qquad (5.5.)$$

Onde

$f_{HV}$ -factor de ajustamento devido a presença de veículos pesados na corrente de tráfego

$P_T$ - Proporção de pesados na corrente de tráfego

$E_T$ -Factor de equivalência de pesados em veículos ligeiros de passageiros

Também neste HCM, o factor $f_{HV}$ é determinado num processo de dois passos. O primeiro consiste na determinação do factor equivalente de veículos pesados, $E_T$, o qual representa o número de veículos ligeiros que produzem o mesmo efeito, nas condições reais do traçado e de tráfego. Após determinado este factor equivalente, e conhecida a composição da corrente de tráfego, é possível, com relativa facilidade, obter o factor de ajustamento devido à presença de veículos pesados.

O efeito de veículos pesados na corrente de tráfego depende do tipo de inclinação e da composição do tráfego. Distinguem-se duas situações: troços extensos e rampas específicas de subida ou descida.

A descrição de um troço extenso e de uma rampa específica é igual à do HCM85, sendo que apenas são alterados os valores limite dos comprimentos:

Troços extensos da auto-estrada incluindo subidas, descidas e zonas em patamar, e em que nenhuma rampa, pela sua inclinação e/ou extensão, produza um efeito significativo nas condições de escoamento do tráfego. Em geral, considera-se este caso sempre que as rampas de inclinação igual ou superior a 3% e não tenham comprimento superior a 500 metros, ou as rampas de inclinação inferior a 3% não excedam os 1000 metros.

Rampas específicas são analisadas separadamente se, para inclinações inferiores a 3%, a sua extensão for superior a 1000 metros ou, em inclinações iguais ou superiores a 3%, o seu comprimento ultrapasse os 500 metros.

**Determinação de coeficientes de equivalência para troços extensos:**

A determinação dos coeficientes de equivalência para troços extensos é função do tipo de terreno: plano, ondulado ou montanhoso. A definição de cada tipo de terreno, no HCM2000, mantém--se igual ao HCM85. No entanto, os valores de equivalência foram alterados, passando também a haver um único factor de equivalência para os camiões e autocarros, distinguindo-se apenas os veículos de lazer, os quais serão desprezados no presente trabalho.

Quadro 5.8 – Coeficientes de equivalência em troços extensos de auto-estradas

| **Coeficiente de equivalência** | **Tipo de terreno** | | |
|---|---|---|---|
| | Plano | Ondulado | Montanhoso |
| **Et (camiões)** | 1.5 | 2.5 | 4.5 |

As curvas de aceleração e desaceleração através das quais se pode determinar o comprimento da rampa a percorrer até que seja atingida a velocidade lenta, estão apresentadas e em anexo, e são semelhantes as do HCM85.

**Coeficientes de equivalência em rampas**

Mais uma vez, para a determinação dos coeficientes de equivalência em rampas é necessário considerar separadamente as subidas e descidas e, ainda, se a rampa é isolada ou se há uma série de rampas adjacentes constituindo aquilo que se designa rampa composta.

**Subidas**

O quadro que se segue representa os valores de $E_T$ para as subidas sendo este factor tal como no HCM85 função da inclinação, do comprimento da rampa, da proporção de veículos pesados.
A seguinte tabela permite então a determinação dos valores equivalentes de veiculos pesados para rampas de subida.

Quadro 5.9 – Coeficientes de equivalência em rampas de subida

| **Coeficiente de equivalência , Et** | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Inclinação | Comprimento | % de pesados | | | | | | | | |
| (%) | (km) | **2** | **4** | **5** | **6** | **8** | **10** | **15** | **20** | **25** |
| <2 | todos | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| ≥2-3 | 0-0,4 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| | >0,4-0,8 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| | >0,8-1,2 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| | >1,2-1,6 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| | >1,6-2,4 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | >2,4 | 3 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| >3-4 | 0-0,4 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| | >0,4-0,8 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| | >0,8-1,2 | 2,5 | 2,5 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | >1,2-1,6 | 3 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2 | 2 | 2 |
| | >1,6-2,4 | 3,5 | 3,5 | 3 | 3 | 3 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| | >2,4 | 4 | 3,5 | 3 | 3 | 3 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| >4-5 | 0-0,4 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| | >0,4-0,8 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | >0,8-1,2 | 3,5 | 3 | 3 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| | >1,2-1,6 | 4 | 3,5 | 3,5 | 3,5 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| | >1,6 | 5 | 4 | 4 | 4 | 3,5 | 3,5 | 3 | 3 | 3 |
| >5-6 | 0-0,4 | 2 | 2 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| | >0,4-0,5 | 4 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | >0,5-0,8 | 4,5 | 4 | 3,5 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| | >0,8-1,2 | 5 | 4,5 | 4 | 3,5 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| | >1,2-1,6 | 5,5 | 5 | 4,5 | 4 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| | >1,6 | 6 | 5 | 5 | 4,5 | 3,5 | 3,5 | 3,5 | 3,5 | 3,5 |
| >6 | 0-0,4 | 4 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2 | 2 | 2 |
| | >0,4-0,5 | 4,5 | 4 | 3,5 | 3,5 | 3,5 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| | >0,5-0,8 | 5 | 4,5 | 4 | 4 | 3,5 | 3 | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| | >0,8-1,2 | 5,5 | 5 | 4,5 | 4,5 | 4 | 3,5 | 3 | 3 | 3 |
| | >1,2-1,6 | 6 | 5,5 | 5 | 5 | 4,5 | 4 | 3,5 | 3,5 | 3,5 |
| | >1,6 | 7 | 6 | 5,5 | 5,5 | 5 | 4,5 | 4 | 4 | 4 |

O HCM2000 recomenda que para a determinação do comprimento das rampas se considere um aumento no comprimento de 25% do comprimento das curvas verticais as quais ligam a rampa ao segmento que se lhe segue e lhe antecede.

**Descidas**

O HCM2000 refere que não existe muita informação sobre o efeito no tráfego de veículos pesados em descidas. Considerando então que em situações que não seja necessário ao veículo pesado reduzir a mudança na caixa de velocidades, estes podem ser tratados como em terreno plano.
No entanto, para inclinações mais gravosas, nas quais é necessário reduzir para evitar que ganhem demasiada velocidade, o seu efeito na corrente de tráfego é maior que em terreno plano.

Conclui-se então que, para descidas com inclinação inferior a 4% ou extensão inferior a 640 metros, os coeficientes de equivalência podem-se considerar os mesmos que os utilizados nos terrenos planos. A tabela seguinte permite determinar os equivalentes a veiculos ligeiros para diversas situações em função da inclinação e do comprimento da rampa de descida:

Quadro 5.10 – Coeficientes de equivalência em rampas de descida

| Et | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Inclinação (%)** | **Comprimento (m)** | % de veiculos pesados | | | |
| | | **5** | **10** | **15** | **20** |
| <4 | todos | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| 4,0-5,0 | ≤6,4 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| 4,0-5,0 | >6,4 | 2 | 2 | 2 | 1,5 |
| >5-6 | ≤6,4 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| >5-6 | >6,4 | 5,5 | 4 | 4 | 3 |
| >6 | ≤6,4 | 1,5 | 1,5 | 1,5 | 1,5 |
| >6 | >6,4 | 7,5 | 6 | 5,5 | 4,5 |

**Rampas equivalentes:**

Permite determinar o efeito de diversas rampas consecutivas.

O método mais simples consiste na determinação da rampa média. Este método já foi anteriormente descrito e consiste na divisão do desnível da subida pelo comprimento total da rampa. Esta técnica é valida quando todas as rampas têm inclinação inferior a 4% e quando o comprimento total da rampa composta é inferior a 1200 metros.

Isto é:

Se $i_i \leq 4\%$ e $\sum_{i=1}^{n} L_i \leq 1200m$ para n rampas adjacentes:

$$i_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} i_i L_i}{\sum_{i=1}^{n} L_i} \qquad (5.6)$$

e

$$L = \sum_{i=1}^{n} L_i \qquad (5.7)$$

Se não:

A obtenção da rampa equivalente para esta situação é efectuada com recurso às curvas de aceleração e desaceleração, tal como demonstrado no HCM 85.

#### 5.1.6.3. Tipo de condutor

O efeito do tipo de condutor é dado pelo factor de ajustamento $f_p$. Os valores de $f_p$ variam entre 0,85 e 1,0 sendo que o valor de 1,0 reflecte o condutor periódico.

O HCM2000 aconselha a utilização do valor de 1,0 excepto que haja evidência suficiente para a utilização de um valor mais baixo.

### 5.1.7. MÉTODO DE CÁLCULO

A metodologia de cálculo do Nível de serviço é definida através de uma série de passos:

1º- Definir apropriadamente o segmento de auto-estrada em estudo.
2º- Determinação do FFS com base em estimativas ou medições no local
3º- Desenhar curva de velocidade apropriada
4º- Com base na curva de velocidade e débito devidamente determinado obtemos uma velocidade, S.
5º- Cálculo da concentração através da seguinte equação:

$$D = \frac{v_p}{S} \qquad (5.8)$$

Sendo

$D$ - a concentração (uvl/km/via)

$v_p$ - o débito (uvl/h/via)

S- a velocidade média de um veículo ligeiro (km/h)

6º- Aplicar valores obtidos da concentração no quadro 5.1 e retirar nível de serviço.

## 5.2. RAMOS DE LIGAÇÃO

### 5.2.1. ÁREA DE INFLUÊNCIA

O HCM 2000 considera a área de influência de 450 metros, incluindo a via de aceleração ou desaceleração, e as vias 1 e 2 da auto-estrada, tal com esquematizado na figura abaixo.

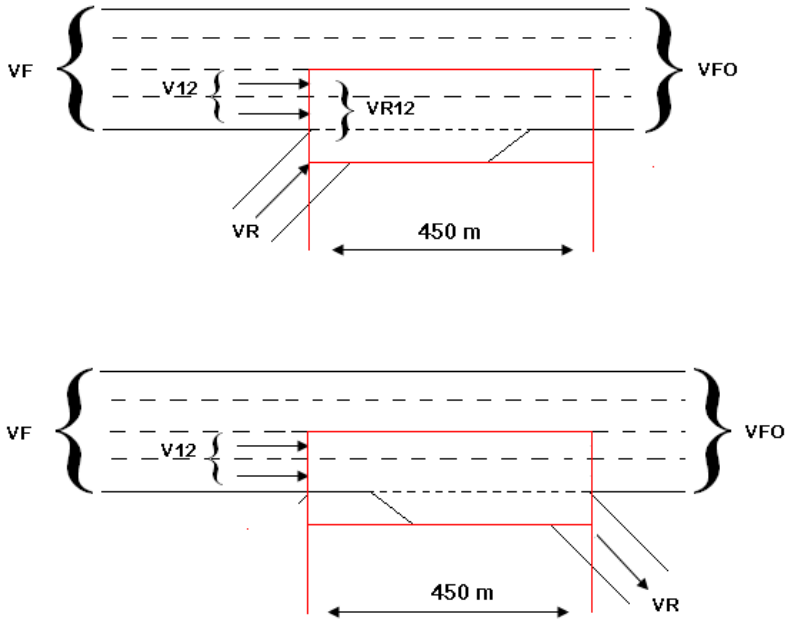



Fig.5.4 – Área de influência de ramos isolados de entrada e saída

O comprimento das vias de aceleração ($L_A$) e desacelerarão ($L_D$) é um parâmetro geométrico crítico, uma vez que influencia as operações de convergência e de divergência, respectivamente. Estes comprimentos são medidos desde a esquina esquerda da ligação ramo AE até á esquina direita de ligação entre a faixa de AE e o final do taper.

Nota: Na situação em que as áreas de influência de rampas sucessivas são sobrepostas, o serviço é determinado pela rampa com a maior concentração.

### 5.2.2. METODOLOGIA

A metodologia de análise do nível de serviço de um ramo de ligação consiste em 3 passos fundamentais:

1º- Determinar o débito imediatamente a montante da área de influência das vias 1 e 2 ($v_{12}$) para a situação de convergência (ramo de entrada) ou no início da via de desaceleração, para a situação de divergência (ramo de saída).

2º- Determinação dos valores da capacidade e compará-los com os valores da procura, reais ou previsões, determinando a probabilidade de congestionamento.

Valores de capacidade a avaliar:

Débito total máximo, imediatamente antes de uma zona de divergência ou convergência, $v_F$

Débito total máximo, imediatamente após uma zona de divergência ou convergência $v_{FO}$

Débito total máximo, na zona de influência de um ramo ($v_{R12}$ para os ramos de entrada e $v_{12}$ para os ramos de saída)

Débito máximo no ramo $v_R$

3º- Determinação da concentração na área de influência do ramo $D_R$ e determinação do Nível de serviço baseado neste valor. Para algumas situações, a velocidade média dos veículos na área de influência $S_R$ também pode ser estimada.

### 5.2.3. DETERMINAÇÃO DOS DÉBITOS

Todos os aspectos da avaliação dos níveis de serviço são expressos em volumes equivalentes de veículos ligeiros por hora (uvl/h), em condições base para períodos de 15 minutos de ponta. Torna-se necessário, assim, converter os volumes horários em débitos, através do factor de ponta e factores de ajustamento, devido aos veículos pesados e ao tipo de condutor, tal como para os segmentos contínuos.

O débito da via i, em condições base, para a ponta de 15minutos, é, então, dado pela equação (5.9).

$$v_i = \frac{V_i}{PHF \times f_{HV} \times f_p} \qquad (5.9)$$

Onde

$V_i$ - volume horário do movimento i (veic/h)

Os factores de ajustamento, devido a veículos pesados ( $f_{HV}$ ), ao tipo de condutor ( $f_p$ ) e ao factor de ponta horária, são determinados do mesmo modo que para os segmentos contínuos.

### 5.2.4. CAPACIDADE DO RAMO DE LIGAÇÃO

Quadro 5.11 – Relação da capacidade do ramo com a velocidade em regime livre

| **Capacidade (uvl/h)** | | |
|---|---|---|
| Velocidade em regime livre, Sfr (km/h) | Nº de vias no ramo | |
| | **1** | **2** |
| **>80** | 2200 | 4400 |
| **>65-80** | 2100 | 4100 |
| **>50-65** | 2000 | 3800 |
| **≥30-50** | 1900 | 3500 |
| **<30** | 1800 | 3200 |

### 5.2.5. NÍVEL DE SERVIÇO

O indicador de desempenho dos ramos de ligação, pelo HCM 2000, é a concentração.

Os níveis de serviço para as áreas de convergência e divergência estão apresentados no quadro 5.12. Os valores de concentração apresentados para os diferentes níveis de serviço assumem um movimento estável, sem obstruções na zona de influência.

Quadro 5.12 – Limites de concentração para cada nível de serviço dos ramos de ligação

| LOS | Concentração (uvl/km/via) |
|---|---|
| A | ≤6 |
| B | >6-12 |
| C | >12-17 |
| D | >17-22 |
| E | >22 |
| F | procura excede a capacidade |

O HCM 2000 divide a avaliação do nível de serviço em função da sua ligação ser de entrada ou de saída.

5.2.5.1. Ramos de entrada

**Cálculo do volume na via 1 e 2:**

As principais influências no volume das vias 1 e 2, imediatamente antes da área de influência de convergência, são:

Débito total, imediatamente antes da área de convergência $v_F$ (uvl/h)

Débito total no ramo $v_R$ (uvl/h)

Comprimento total da via de aceleração $L_A$ (m)

Velocidade em regime livre do ramo $S_R$ (km/h)

.

Estas equações são válidas para auto-estradas de 6 e 8 vias. Para auto-estradas de 4 vias, duas por sentido, apenas existem as vias 1 e 2, logo $v_{12} = v_F$, por definição.

Quadro 5.13 – Equações para a determinação de $v_{12}$ para ramos de entrada

| $v_{12} = v_F \times P_{FM}$ | | |
|---|---|---|
| **AE 2x2 vias** | $P_{FM} = 1{,}0$ | |
| **AE 2x3 vias** | $P_{FM} = 0{,}5775 + 0{,}000092 L_A$ | (equação 1) |
| | $P_{FM} = 0{,}7289 - 0{,}0000135(v_F + v_R) - 0{,}002048 S_{FR} + 0{,}0002 L_{Up}$ | (equação 2) |
| | $P_{FM} = 0{,}5487 + 0{,}0801 v_D / L_{Down}$ | (equação 3) |
| **AE 2x4 vias** | $P_{FM} = 0{,}2178 - 0{,}000125 v_R + 0{,}05887 L_A / S_{FR}$ | (equação 4) |

Ramos de auto-estradas de 4,8 e 10 vias são sempre analisados isoladamente: a primeira, uma vez que é trivial, e as outras duas por falta de dados.

Para auto-estradas de 6 vias, 3 por sentido, é necessário analisar o efeito de ramos adjacentes na distribuição do tráfego das vias, na zona em análise, daí a existência de três equações que permitem as diferentes sequências possíveis para ramos adjacentes.

<u>Análise de ramos de ligação adjacentes (AE 2x3 vias):</u>

Quando há ramos próximos, estes introduzem ou retiram veículos da via 1, podendo alterar significativamente a distribuição de tráfego nas vias.

As variáveis críticas na determinação deste impacto são o débito total do ramo a montante ($v_U$) ou de jusante ($v_D$) ou ambos, e a distância destes ramos ao ramo em estudo ($L_{Up}$ ou $L_{Down}$).

O quadro 5.14 permite escolher a equação para determinar $P_{FM}$ para auto-estradas de 6 vias, mediante a sequência dos ramos de ligação adjacentes.

Quadro 5.14 – Selecção de equações para a determinação de $P_{FM}$ para AE de 3x2vias

| Ramo a montante | Ramo em estudo | Ramo de jusante | Equações a usar |
|---|---|---|---|
| - | Entrada | - | 1 |
| - | Entrada | Entrada | 1 |
| - | Entrada | Saída | 3 ou 1 |
| Entrada | Entrada | - | 1 |
| Saída | Entrada | - | 2 ou 1 |
| Entrada | Entrada | Entrada | 1 |
| Entrada | Entrada | Saída | 3 ou 1 |
| Saída | Entrada | Entrada | 2 ou 1 |
| Saída | Entrada | Saída | 3,2 ou 1 |

A equação 2 do quadro 5.14 é referente a casos com ramos adjacentes de saída a montante enquanto a equação 3 refere-se a casos com ramos adjacentes de saída a jusante. Ramos adjacentes de entrada não afectam o comportamento do ramo em estudo portanto a análise prossegue utilizando a equação 1.

**Ramos de saída de montante, jusante ou ambos**

A escolha da equação a usar nestas situações é feita através da determinação da distância de equilíbrio entre os 2 ramos, $L_{EQ}$, logo representa a distância para a qual as equações em análise resultam num mesmo $P_{FM}$.

Se $L \geq L_{EQ}$, equação 1

Se $L < L_{EQ}$, equação 2 ou 3, conforme ramo de saída a montante ou jusante respectivamente

Quadro 5.15 – Resumo de todas as situações possíveis de combinações de equações

| Hipotese de combinação de equações | $L_{EQ}$ | Condições | equação a usar |
|---|---|---|---|
| 1 ou 2 | $L_{EQ} = 0{,}0675(v_F + v_R) + 0{,}46L_A + 10{,}24S_{FR} - 757$ | $L_{Up} \geq L_{EQ}$ | 1 |
| | | $L_{Up} < L_{EQ}$ | 2 |
| 2 ou 3 | $L_{EQ} = \frac{v_D}{0{,}3596 + 0{,}001149L_A}$ | $L_{Dawn} \geq L_{EQ}$ | 1 |
| | | $L_{Down} < L_{EQ}$ | 3 |

Ocorrem casos especiais quando existem dois ramos de saída adjacentes, um a montante e a outro a jusante. Neste caso determina-se os valores de $P_{FM}$ para os dois ramos e escolhe-se o maior.

**ii) Determinação da capacidade**

A capacidade da zona de influência de convergência é, primeiramente, determinada pela capacidade do segmento de jusante da auto-estrada.

O volume total proveniente de montante mais o volume que chega do ramo não pode exceder a capacidade do segmento a jusante. O volume total da zona de influência é, então, dado pela equação 5.10.

$$v_{R12} = v_{12} + v_R \qquad (5.10)$$

Onde

$v_{12}$ - débito das vias 1 e 2

$v_R$ - débito do ramo

O quadro 5.16 apresenta os valores da capacidade de jusante ($v = v_F + v_R$) e os volumes máximos desejáveis de entrada da zona de influência, ou seja o volume total da zona de influência ($v_{R12}$).

Quadro 5.16 – Valores da capacidade para áreas de convergência

| Velocidade em regime livre (km/h) | Débito máximo a jusante, vfo (uvl/h) | | | | Débito máximo de entrada na zona de influência, vr12 (uvl/h) |
|---|---|---|---|---|---|
| | Numero de vias por sentido | | | | |
| | 2 | 3 | 4 | >4 | |
| 120 | 4800 | 7200 | 9600 | 2400/via | 4600 |
| 110 | 4700 | 7050 | 9400 | 2350/via | 4600 |
| 100 | 4600 | 6900 | 9200 | 2300/via | 4600 |
| 90 | 4500 | 6750 | 9000 | 2250/via | 4600 |

Se o volume máximo de saída da zona de influência é maior do que a capacidade do segmento de jusante, temos situação de congestionamento, LOS F. Se o volume de entrada na zona de influência ($v_{R12}$), excede o valor máximo desejado mas o débito de saída a jusante ($v_{FO}$) não ultrapassa a capacidade, são esperadas elevadas concentrações mas sem ocorrência de congestionamento.

**iii) Determinação do Nível de serviço**

Os critérios de avaliação dos níveis de serviço são baseados na concentração e estão apresentados no quadro 5.1.

A concentração da área de influência é determinada através da eq. 5.11. Esta equação só é válida para situações de não congestionamento.

$$D_R = 3{,}402 + 0{,}00456 v_R + 0{,}0048 v_{12} - 0{,}01278 L_A \qquad (5.11)$$

Onde

$D_R$ - concentração da área de influência

$v_R$ - volume do ramo na ponta de 15 minutos (uvl/h)

$v_{12}$ - volume de da via 1 e 2 (uvl/h)

$L_A$ - comprimento da via de aceleração (m)

5.2.5.2. Ramos de saída

Os procedimentos de análise das áreas de divergência são semelhantes às das convergentes das ramos de entrada. Os mesmos 3 passos fundamentais são seguidos para a determinação dos níveis de serviço.

**i) Cálculo do volume na via 1 e 2**

O modelo de previsão do débito de entrada na zona de divergência é dado pelo quadro 5.17, apresentado abaixo.
A metodologia é idêntica à dos ramos de entrada havendo, no entanto, duas diferenças a salientar:

1) O volume das vias 1 e 2 ($v_{12}$) é determinado para um ponto imediatamente a montante da via de desaceleração, mesmo que esta esteja antes ou depois da área de influência.

2) Na área de divergência, o débito das vias 1 e 2 ($v_{12}$) inclui o débito do ramo ($v_R$). Sendo, então, que o modelo trata $v_{12}$ como a soma de $v_R$ mais a proporção que segue na auto-estrada $v_F$.

Quadro 5.17 – Equações para a determinação de $v_{12}$ para ramos de saída

| $v_{12} = v_R + (v_{F-}v_R) \times P_{FD}$ | | |
|---|---|---|
| **AE 2x2 vias** | $P_{FD} = 1{,}0$ | |
| **AE 2x3 vias** | $P_{FD} = 0{,}76 - 0{,}000025v_F - 0{,}000046v_R$ | (equação 5) |
| | $P_{FD} = 0{,}717 - 0{,}000039v_F + 0{,}184v_U / L_{Up}$ | (equação 6) |
| | $P_{FD} = 0{,}616 - 0{,}000021v_F + 0{,}038v_D / L_{Down}$ | (equação 7) |
| **AE 2x4 vias** | $P_{FD} = 0{,}436$ | (equação 8) |

Mais uma vez, para AE de 6 vias, deve-se ter em conta o efeito dos ramos adjacentes.

O quadro 5.18 mostra as várias combinações de sequência de ramos possíveis, para AE de 6 vias, e as equações apropriadas para cada situação.

Análise de ramos adjacentes (AE 2x3 vias)

Quadro 5.18 – Selecção de equações para a determinação de $P_{FD}$ para AE de 3x2vias

| Ramo a montante | Ramo em estudo | Ramo de jusante | Equações a usar |
|---|---|---|---|
| - | Saída | - | 5 |
| - | Saída | Entrada | 5 |
| - | Saída | Saída | 7 ou 5 |
| Entrada | Saída | - | 6 ou 5 |
| Saída | Saída | - | 5 |
| Entrada | Saída | Entrada | 6 ou 5 |
| Entrada | Saída | Saída | 7,6 ou 5 |
| Saída | Saída | Entrada | 5 |
| Saída | Saída | Saída | 7 ou 5 |

A equação 6 do quadro 5.18 é utilizada para situações de ramos adjacentes de entrada a montante, enquanto a equação 7 é usada em casos com ramos adjacentes de saída a jusante. Ramos adjacentes de saída a montante e de entrada a jusante não afectam o comportamento do ramo em estudo portanto a análise prossegue, utilizando a equação 5.

A escolha da equação a usar nestas situações é feita através da determinação da distância de equilíbrio entre as 2 ramos, $L_{EQ}$, sendo que esta é a distância para qual as equações em análise resultam num mesmo $P_{FD}$.

Se $L \geq L_{EQ}$ equação 5

Se $L < L_{EQ}$ equação 6 ou 7 conforme o tipo de ramo

Quadro 5.19 – Resumo de todas as situações possíveis de combinações de equações

| Hipotese de combinação de equações | $L_{EQ}$ | Condições | equação a usar |
|---|---|---|---|
| 5 ou 6 | $L_{EQ} = \frac{v_U}{0{,}2337 + 0{,}000076 v_F - 0{,}00025 v_R}$ | $L_{Up} \geq L_{EQ}$ | 5 |
| | | $L_{Up} < L_{EQ}$ | 6 |
| 5 ou 7 | $L_{EQ} = \frac{v_D}{3{,}79 - 0{,}00011 v_F - 0{,}00121 v_R}$ | $L_{Dawn} \geq L_{EQ}$ | 5 |
| | | $L_{Down} < L_{EQ}$ | 7 |

Ocorrem casos especiais quando existe a combinação de ramo de entrada adjacente a jusante e um de saída a montante. Neste caso, determina-se os valores de $P_{FD}$ para os dois ramos e escolhe-se o maior.

**ii) Determinação da capacidade**

Os três valores limite a verificar numa zona de divergência são: o débito total que segue na auto-estrada após zona de divergência, a capacidade dos ramos de saída e o débito máximo das vias 1 e 2 de aproximação à zona de divergência.

O débito total que segue na auto-estrada, após a zona de divergência, é limitado pelas capacidades da auto-estrada nas zonas a montante e jusante desta, $v_F$ e $v_{FO}$.

Quadro 5.20 – Valores da capacidade para áreas de divergência

| Velocidade em regime livre (km/h) | Débito máximo a montante, vf (uvl/h) | | | | Débito máximo de entrada na zona de influência, v12 (uvl/h) |
|---|---|---|---|---|---|
| | Numero de vias por sentido | | | | |
| | 2 | 3 | 4 | >4 | |
| 120 | 4800 | 7200 | 9600 | 2400/via | 4400 |
| 110 | 4700 | 7050 | 9400 | 2350/via | 4400 |
| 100 | 4600 | 6900 | 9200 | 2300/via | 4400 |
| 90 | 4500 | 6750 | 9000 | 2250/via | 4400 |

O segundo limite implica a verificação dos ramos de saída, em relação aos débitos esperados. A capacidade dos ramos de saída é dada pelo quadro 5.11.

O débito das vias 1 e 2 ($v_{12}$), a montante da via de desaceleração, é determinado pelo processo anteriormente descrito.

A situação de congestionamento, LOS F, é esperada quando ocorre uma das seguintes situações:

1) Capacidade a montante é excedida pelo débito total da procura.

2) Capacidade a jusante é excedida pelo débito de procura após a divergência.

3) Capacidade do ramo excedida pelo débito de procura.

Quando o débito total de aproximação à zona de divergência é maior do que o seu máximo desejado mas o débito total é menor que a capacidade, podem ocorrer situações de elevadas concentrações, mantendo-se, no entanto, um escoamento estável.

**iii) Determinação do Nível de serviço**

O Nível de serviço para as zonas de divergência, tal como para as zonas de convergência, é baseado na concentração da área de influência.

A concentração da área de influência é determinada através da eq. 5.12. Esta equação só é válida para situações de não congestionamento.

$$D_R = 2{,}642 + 0{,}0053 v_{12} - 0{,}0183 L_D \qquad (5.12)$$

Onde

$D_R$ - concentração da área de influência (uvl/km/via)

$v_{12}$ - volume de da via 1 e 2 (uvl/h)

$L_D$ - comprimento da via de desaceleração (m)

A concentração obtida pode ser comparada com os valores do quadro 5.12., para determinação do nível de serviço.

# 6

# ANÁLISE COMPARATIVA E DE RESULTADOS PARA SEGMENTOS CONTÍNUOS DE AE

## 6.1. PRIMEIRA ABORDAGEM

No desenvolvimento deste capítulo, surgiram algumas dificuldades devido à introdução de factores no HCM 2000 que não existiam na edição anterior que, dependendo dos valores atribuídos a estes, teria uma significativa variação nas velocidades médias de percurso e nas concentrações que permitem a avaliação dos níveis de serviço. Um segundo problema residiu na falta de dados no HCM 85 que permitissem a análise de níveis de serviço, para velocidades base diferentes das três especificadas neste (80, 96 e 112 km/h), que são valores pouco comuns.

Como primeira abordagem, apresenta-se o estudo destes dois problemas.

### 6.1.1. DETERMINAÇÃO DAS EQUAÇÕES DAS CURVAS DO HCM85 PARA VELOCIDADES BASE DE 120, 110, 100 E 90 KM/H

O objectivo essencial deste problema era desenvolver equações de curvas que permitissem a análise das velocidades médias de percurso e das concentrações, para outras velocidades base além das três apresentadas. Foram escolhidas velocidades base mais comuns e equivalentes às apresentadas pelo HCM2000, (90, 100, 110 e 120 km/h).

1º Passo: Determinação das equações das curvas dadas pelo HCM de 85 para as velocidades base de 80, 96 e 112km/h.

A determinação das equações foi efectuada através da recolha de pontos da tabela 4.1, dada pelo manual, e, depois, utilizando o programa Excel, para determinar a curva com melhor ajuste. Para tal, foram utilizadas curvas polinomiais de sexto grau que permitiram um coeficiente de correlação sempre acima de 0,98 o que se considera razoável. As curvas e respectivas equações obtidas são apresentadas na figura 6.1.

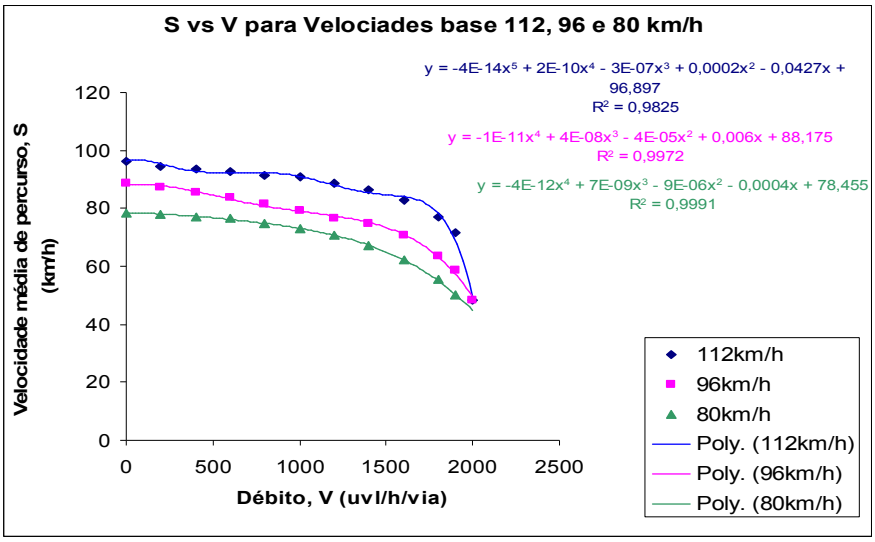



Fig.6.1 – Relação velocidade/débito para diferentes velocidades base

2º Passo: Tentativa de relacionar os débitos com velocidades médias de percurso para as diferentes velocidades base.

A relação foi efectuada através de rectas lineares, para diferentes débitos. Estas permitiram relacionar a velocidade média de percurso com as diferentes velocidades base, tornando possível, através da equação destas rectas, determinar, para cada débito, as diferentes velocidades médias de percurso, para qualquer velocidade base desejada.

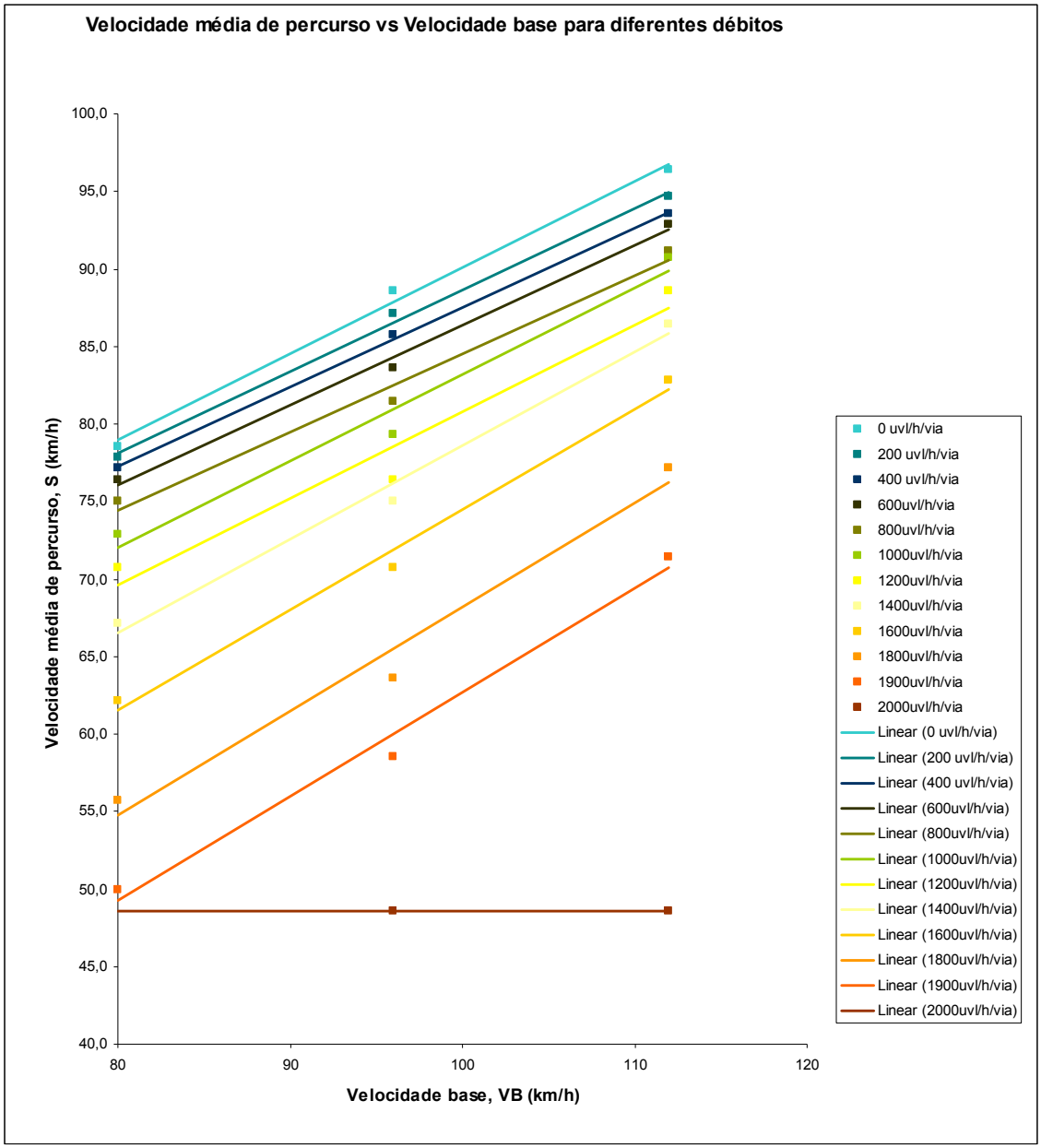



Fig.6.2 – Relação velocidade média de percurso para AE com diferentes VB para diferentes débitos

Através das equações das rectas, acima apresentadas, posso determinar as velocidades de percurso, para as velocidades base equivalentes às apresentadas pelo HCM 2000.

Quadro.6.1 – Relações velocidades médias de percurso/débitos para AE com diferentes VB

| Débito | Velocidades médias de percurso (km/h) | | | Equação da recta e respectivo desvio padrão | Velocidades médias de percurso (km/h) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **Velocidades base dadas (km/h)** | | | | **Velocidades base (km/h)** | | | |
| | **112** | **96** | **80** | | **120** | **110** | **100** | **90** |
| 0 | 96,4 | 88,6 | 78,6 | Y = 0,5578x + 34,307<br>R2 = 0,9952 | 101,2 | 95,7 | 90,1 | 84,5 |
| 200 | 94,6 | 87,1 | 77,9 | Y = 0,5245x + 36,197<br>R2 = 0,9963 | 99,1 | 93,9 | 88,6 | 83,4 |
| 400 | 93,6 | 85,7 | 77,1 | Y = 0,5134x + 36,185<br>R2 = 0,9994 | 97,8 | 92,7 | 87,5 | 82,4 |
| 600 | 92,9 | 83,6 | 76,4 | Y = 0,5135x + 34,994<br>R2 = 0,9943 | 96,6 | 91,5 | 86,3 | 81,2 |
| 800 | 91,1 | 81,4 | 75,0 | Y = 0,5044x + 34,103<br>R2 = 0,9864 | 94,6 | 89,6 | 84,5 | 79,5 |
| 1000 | 90,7 | 79,3 | 72,9 | Y = 0,5588x + 27,312<br>R2 = 0,9744 | 94,4 | 88,8 | 83,2 | 77,6 |
| 1200 | 88,6 | 76,4 | 70,7 | Y = 0,558x + 25,003<br>R2 = 0,9586 | 92,0 | 86,4 | 80,8 | 75,2 |
| 1400 | 86,4 | 75,0 | 67,1 | Y = 0,6028x + 18,32<br>R2 = 0,9887 | 90,7 | 84,6 | 78,6 | 72,6 |
| 1600 | 82,9 | 70,7 | 62,1 | Y = 0,6474x + 9,7547<br>R2 = 0,9902 | 87,4 | 81,0 | 74,5 | 68,0 |
| 1800 | 77,1 | 63,6 | 55,7 | Y = 0,6696x + 1,197<br>R2 = 0,9769 | 81,5 | 74,9 | 68,2 | 61,5 |
| 1900 | 71,4 | 58,6 | 50,0 | y = 0,6697x - 4,287<br>R2 = 0,9868 | 76,1 | 69,4 | 62,7 | 56,0 |
| 2000 | 48,6 | 48,6 | | y=48,57<br>R=1 | 48,6 | 48,6 | 48,6 | |

3º Passo: Através das velocidades médias de percurso obtidas para as diferentes velocidades base, pode-se, então, determinar, graficamente, as curvas de relação velocidade média de percurso/débito, para estas velocidades base. Esta curva foi obtida pela introdução dos valores no gráfico e de uma curva de melhor ajuste, novamente uma polinomial de sexto grau.

As equações obtidas permitem, assim, que, através de qualquer débito para velocidades base de 120, 110, 100 e 90 km/h, se determine a sua velocidade de percurso.

As equações das curvas e respectivas curvas são apresentadas na figura 6.3.

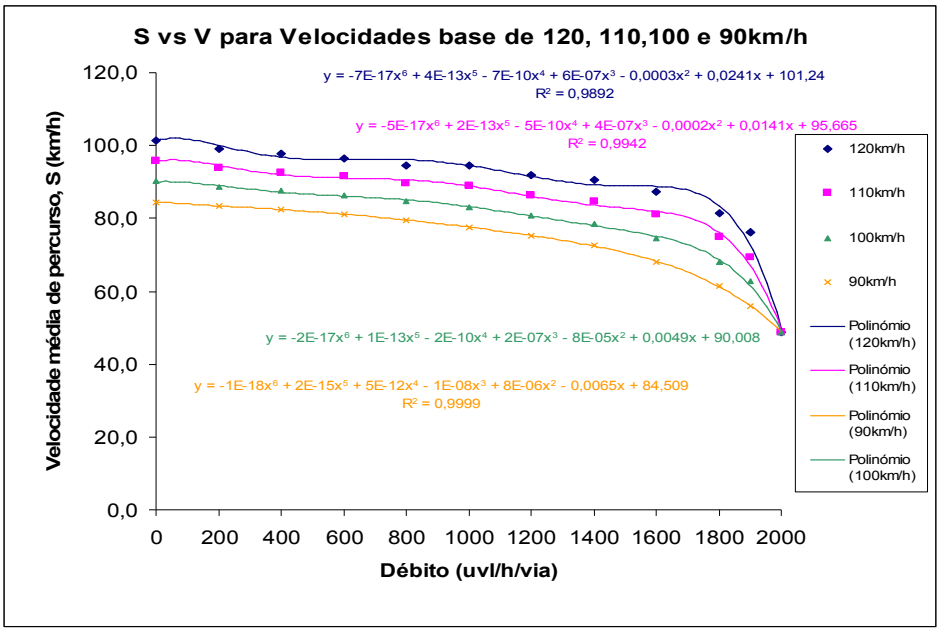



Fig.6.3 – Curvas de relação velocidade média de percurso/débito para VB de 120,110,100 e 90km/h

Uma vez que a velocidade média de percurso, S, e o débito, V, são facilmente relacionados com a concentração (D=V/S) e sendo este o indicador de desempenho necessário para a determinação do nível de serviço, apresenta-se também as suas curvas e respectivas equações para estas velocidades base.

Quadro.6.2 – Concentrações em função do débito para diferentes VB

| Concentração (uvl/km/via) | **Velocidades base (km/h)** | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Débito** | **120** | **110** | **100** | **90** |
| **0** | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **200** | 2,0 | 2,1 | 2,3 | 2,4 |
| **400** | 4,1 | 4,3 | 4,6 | 4,9 |
| **600** | 6,2 | 6,6 | 6,9 | 7,4 |
| **800** | 8,5 | 8,9 | 9,5 | 10,1 |
| **1000** | 10,6 | 11,3 | 12,0 | 12,9 |
| **1200** | 13,0 | 13,9 | 14,9 | 16,0 |
| **1400** | 15,4 | 16,5 | 17,8 | 19,3 |
| **1600** | 18,3 | 19,8 | 21,5 | 23,5 |
| **1800** | 22,1 | 24,0 | 26,4 | 29,3 |
| **1900** | 25,0 | 27,4 | 30,3 | 33,9 |
| **2000** | 41,2 | 41,2 | 41,2 | |

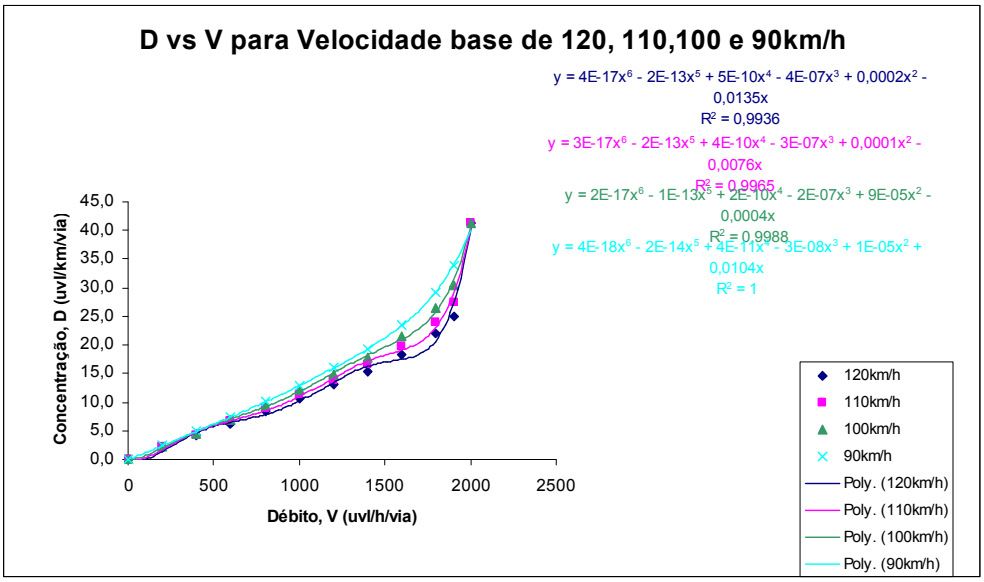



Fig.6.4 – Curvas de relação concentração/débito para VB de 120,110,100 e 90 km/h

### 6.1.2. INFLUÊNCIA DO FACTOR DE AJUSTAMENTO DEVIDO À DENSIDADE DE NÓS.

O factor de ajustamento devido à densidade de nós é novo no HCM 2000. O problema surge uma vez que a densidade de nós não é considerada no HCM 85 e é um dado necessário para a metodologia de 2000. Logo, uma vez que não entra no manual de 85, o nível de serviço mantém-se constante sob a influência da variação deste, enquanto os níveis de serviço determinados pelo manual de 2000 pode efectivamente variar. O objectivo deste problema é verificar a influência da variação do número de nós nos resultados obtidos.

O HCM 2000 apresenta valores para o factor de ajustamento devido à densidade de nós, $f_{ID}$, no intervalo de 0 a 12,1 km/h. Por simplificação, considera-se todos os outros factores de ajustamento em condições ideais, excepto o do número de vias, pois o número de vias em condições ideais é cinco, o que é pouco comum nas auto-estradas nacionais, optando por considerar 3 vias ficando, então, com a seguinte equação:

$$FFS = BFFS - f_{ID} - f_N \qquad (6.1)$$

Sendo o valor de $f_N = 4{,}8$ para a situação de 3 vias por sentido.

Considera-se a comparação das duas situações extremas:

$FFS = BFFS - 4{,}8$ quando $f_{ID}$=0 ou seja, quando densidade de nós <0,3 nós por quilometro (6.1 a))

e

$FFS = BFFS - 12{,}1 - 4{,}8$ quando $f_{ID}$=12,1 para o limite de 1,2 nós por quilometro (6.1 b))

De modo a permitir a relação das duas situações e uma vez que a determinação da concentração (variável determinante na avaliação do nível de serviço) é função do débito e da velocidade média de percurso, e sendo a velocidade média de percurso função da velocidade em regime livre e do débito, fixou-se uma das variáveis. Optou-se por fixar um débito de 1500uvl/h/via, o que permite determinar a velocidade de percurso para diferentes velocidades base e, através da relação desta com o débito fixado, determinar as diferentes concentrações e comparar os diferentes níveis de serviço obtidos para as duas situações.

Quadro.6.3– Níveis de serviço para AE com 0 e 1,2 ou mais nós/km para diferentes VB em regime livre para débitos de 1500uvl/h/via

| | **fID=0** | | | | **fID=12,1** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Velocidade base em regime livre, BFFS** | Velocidade em regime livre, FFS | Velocidade média de percurso, S | Concentração (D=V/S) | LOS | Velocidade em regime livre, FFS | Velocidade média de percurso, S | Concentração (D=V/S) | LOS |
| **(km/h)** | (km/h) | (km/h) | (uvl/km/via) | | (km/h) | (km/h) | (uvl/km/via) | |
| **90** | 85,2 | | | | 77,9 | | | |
| **100** | 95,2 | 95,2 | **15,8** | C | 83,1 | 83,1 | **18,1** | D |
| **105** | 100,2 | 100,2 | **15,0** | C | 88,1 | 88,1 | **17,0** | D |
| **110** | 105,2 | 105,2 | **14,3** | C | 93,1 | 93,1 | **16,1** | D |
| **115** | 110,2 | 111,1 | **13,5** | C | 98,1 | 98,1 | **15,3** | C |
| **120** | 115,2 | 122,2 | **12,3** | C | 103,1 | 103,1 | **14,5** | C |

Como se pode observar, para um mesmo débito e uma mesma velocidade base, a variação do número de nós por km apresenta uma variação nos valores da concentração. Assim, uma possível alteração no nível de serviço depende da proximidade aos limites de intervalo de cada nível de serviço.

Uma outra forma de se avaliar a influência deste factor é determinando os diferentes débitos e velocidades de percurso, necessários para manter determinado nível de serviço.

Através da relação da concentração com a velocidade média de percurso e o débito, D=V/S, e com a equação da curva que relaciona o débito com a concentração em função da velocidade base,

equação 6.1 a) e b), uma vez fixada uma velocidade base, temos uma situação de duas equações com duas incógnitas. Por simplificação, no exemplo infra, fixa-se a velocidade base em 120km/h.

É, então, apresentada para estas duas situações de nós por km uma tabela que permite comparar os diferentes débitos e velocidades médias de percurso, para cada nível de serviço.

Quadro.6.4 – Débitos obtidos para diferentes níveis de serviço para 0 e 1,2 ou mais nós/km

| VB= | 120 | **fID=0** | | **fID=12,1** | |
|---|---|---|---|---|---|
| FFS= | | 115,2 | | 103,1 | |
| **LOS** | **Concentração (D=V/S)** | **Velocidade média de percurso, S** | **Débito, V** | **Velocidade média de percurso, S** | **Débito, V** |
| A | 7 | 115,2 | 805 | 103,1 | 722 |
| B | 11 | 115,2 | 1269 | 103,1 | 1135 |
| C | 16 | 112 | 1794 | 103 | 1649 |
| D | 22 | 98,6 | 2169 | 95 | 2089 |
| E | 28 | 84,9 | 2376 | 82,7 | 2316 |

Tal com seria de esperar, um aumento da densidade de nós implica uma redução significativa nas velocidades médias de percurso, implicando um menor débito para uma concentração constante. Ou seja, numa situação onde haja 3 vias por sentido, uma velocidade base de 120km/h e um débito de 1200uvl/h, caso se considere fID=0, é possível obter um nível de serviço B ou um nível de serviço C, caso se considere fID=12,1. No entanto, o nível de serviço calculado pela metodologia do HCM de 1985 resulta sempre na mesma classificação, quer tenha zero nós por quilómetro ou qualquer outro valor. Logo, nos exemplos de análise comparativa, serão sempre apresentados dois níveis de serviço para a metodologia do HCM 2000, considerando os dois extremos possíveis de influência deste factor de ajustamento.

## 6.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE

Por facilidade de comparação entre valores obtidos entre os dois HCM's, são criados diferentes casos tipo, onde varia apenas uma variável. Desta forma, para além de se obter os diferentes resultados para os 2 HCM's, é possível determinar a influência de cada variável nos volumes de tráfego para cada nível de serviço. A escolha desta metodologia deve-se ao facto de as concentrações e os intervalos dos níveis de serviço dos dois HCM's serem distintos e, uma vez que, na análise do nível de serviço para além das características da auto-estrada, o volume de tráfego recolhido é o único dado fixo.

Os valores das características base consideradas são os seguintes:

Velocidade base=120km/h

Número de vias=2

Largura das vias ≥ 3,6m

Desobstrução lateral≥1,8m

Factor de ponta horária=0,95

Condutor habitual

% Veículos pesados=10%

Tipo de terreno – plano

## 6.3. VARIÁVEL VELOCIDADE BASE

**HCM85:**

Para determinar o volume de tráfego, para diferentes concentrações e para as velocidades de base de 100, 110 e 120 km/h, é necessário fazer uma relação débito/concentração que permita, a partir de diferentes concentrações, determinar os respectivos débitos.

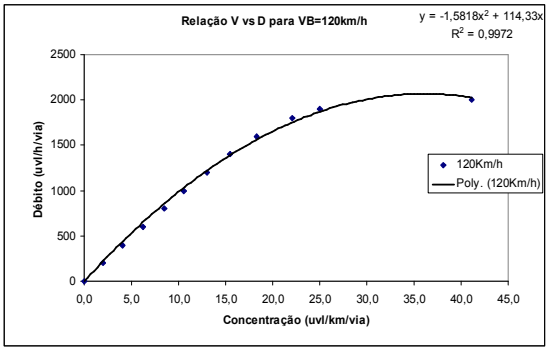



Fig.6.5 – Curva de relação concentração/débito para VB de 120km/h

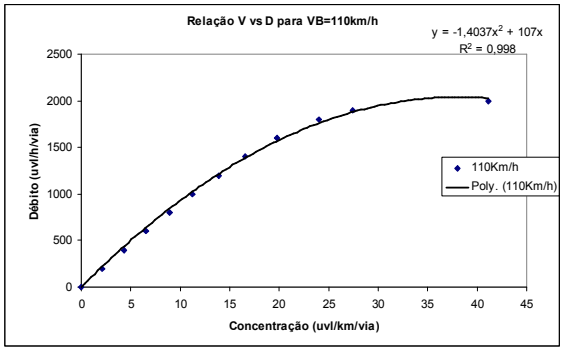



Fig.6.6 – Curva de relação concentração/débito para VB de 110 km/h

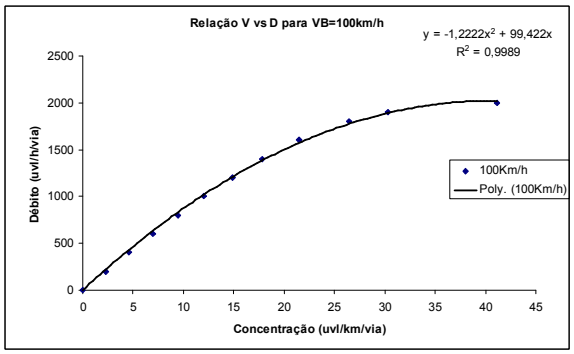



Fig.6.7 – Curvas de relação concentração/débito para VB de 100 km/h

As equações que relacionam a concentração com o débito e este com o volume de tráfego são as que se seguem.

Débito: $MSF = A \times D^2 + B \times D$ (6.2)

Volume de tráfego: $VT = MSF \times n \times f_{HV} \times FPH$ (6.3)

Sendo A e B em função das velocidades base. Em baixo apresenta-se uma tabela resumo destes valores:

Quadro.6.5 – Valores A e B da curva de relação débito concentração em função da VB

| VB(km/h) | A | B |
|---|---|---|
| 120 | -1,58 | 114,3 |
| 110 | -1,4 | 107 |
| 100 | -1,22 | 99,42 |
| 90 | -1,025 | 91,3 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | 1,7 | | |
| N= | 2 | Pt= | 10% | fw= | 1 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | 0,935 | fp= | 1 |

Quadro.6.6 – Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da VB para o HCM de 85

| LOS | Concentração | Débito, MSF | | | Velocidades médias de percurso, S | | | Volume de tráfego, VT | | | Variação do VT em entre VB de 120 e 100km/h |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | uvl/km/via | uvl/h/via | | | km/h | | | veic/h | | | veic/dia |
| | | **120** | **110** | **100** | **120** | **110** | **100** | **120** | **110** | **100** | **120-100** |
| A | 8 | 813 | 766 | 717 | 101,7 | 95,8 | 89,7 | 1445 | 1362 | 1274 | 171 |
| B | 13 | 1219 | 1154 | 1086 | 93,8 | 88,8 | 83,6 | 2165 | 2051 | 1930 | 236 |
| C | 19 | 1601 | 1528 | 1449 | 84,3 | 80,4 | 76,2 | 2845 | 2714 | 2573 | 271 |
| D | 27 | 1934 | 1868 | 1795 | 71,6 | 69,2 | 66,5 | 3435 | 3319 | 3189 | 247 |
| E | 42 | 2012 | 2024 | 2024 | 47,9 | 48,2 | 48,2 | 3574 | 3596 | 3595 | -21 |
| | | | | | | | | | | | **181** |

**HCM2000:**

Quadro.6.7 – Velocidades em regime livre, FFS em função da velocidade base e da densidade de nós

| BFFS | FFS(fID=0) | FFS(fID=12,1) |
|---|---|---|
| **120** | 112,7 | 100,6 |
| **110** | 102,7 | 90,6 |
| **100** | 92,7 | 80,6 |

*o HCM 2000 não apresenta forma de equação que permita relacionar D com S para FFS <90 km/h

Para a concentração de 22uvl/km/via, uma vez que o valor obtido através da relação linear era superior à velocidade em regime livre (que é um símbolo de impossibilidade), adopta-se o valor de regime livre deste. Assim, através de relações lineares, obtém-se os seguintes valores.

Quadro.6.8 – Velocidades médias de percurso em função da concentração e da velocidade em regime livre

| S(km/h) | FFS | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **D** | **112,7** | **102,7** | **100,6** | **92,7** | **90,6** | **80,6** |
| **7** | 112,7 | 102,7 | 100,6 | 92,7 | 90,6 | 80,6 |
| **11** | 112,7 | 102,7 | 100,6 | 92,7 | 90,6 | 80,6 |
| **16** | 110,5 | 102,6 | 100,6 | 92,7 | 90,6 | 80,6 |
| **22** | 97,9 | 94,8 | 94,1 | 90,6 | 89,4 | 80,6 |
| **28** | 84,4 | 82,6 | 82,25 | 80,3 | 80,5 | 78,4 |

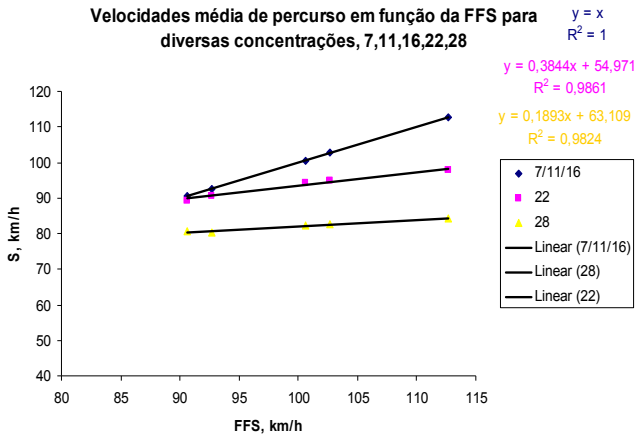



Fig.6.8 – Rectas de relação velocidade média de percurso e velocidade em regime livre para diferentes concentrações

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VB= | | Et= | 1,5 | | | fLW= | 0 |
| N= | 2 | Pt= | 10% | | | fLC= | 0 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | 0,952 | fp= | 1 | fN= | 7,3 |

Quadro.6.9 – Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da VB para o HCM de 2000

| | LOS | Concentração | Velocidades médias de percurso, S | | | Débito, V | | | Volume de tráfego, VT | | | Variação do VT em entre VB de 120 e 100km/h |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | uvl/ km/ via | km/h | | | uvl/h/via | | | veic/h | | | veic/dia |
| | | | 120 | 110 | 100 | 120 | 110 | 100 | 120 | 110 | 100 | 120-100 |
| fID=0 | A | 7 | 112,7 | 102,7 | 92,7 | 789 | 719 | 649 | 1427 | 1300 | 1174 | 253 |
| | B | 11 | 112,7 | 102,7 | 92,7 | 1240 | 1130 | 1020 | 2242 | 2043 | 1844 | 398 |
| | C | 16 | 110,5 | 102,6 | 92,7 | 1768 | 1642 | 1483 | 3198 | 2969 | 2683 | 515 |
| | D | 22 | 97,9 | 94,8 | 90,6 | 2154 | 2086 | 1993 | 3896 | 3772 | 3605 | 290 |
| | E | 28 | 84,4 | 82,6 | 80,3 | 2363 | 2313 | 2248 | 4275 | 4183 | 4067 | 208 |
| | | | | | | | | | | | | **333** |
| fID=12,1 | A | 7 | 100,6 | 90,6 | 80,6 | 704 | 634 | 564 | 1274 | 1147 | 1021 | 253 |
| | B | 11 | 100,6 | 90,6 | 80,6 | 1107 | 997 | 887 | 2002 | 1803 | 1604 | 398 |
| | C | 16 | 100,6 | 90,6 | 80,6 | 1610 | 1450 | 1290 | 2911 | 2622 | 2333 | 579 |
| | D | 22 | 94,1 | 89,4 | 80,6 | 2070 | 1967 | 1773 | 3745 | 3558 | 3207 | 537 |
| | E | 28 | 82,25 | 80,5 | 78,4 | 2303 | 2254 | 2194 | 4166 | 4077 | 3969 | 197 |
| | | | | | | | | | | | | **393** |

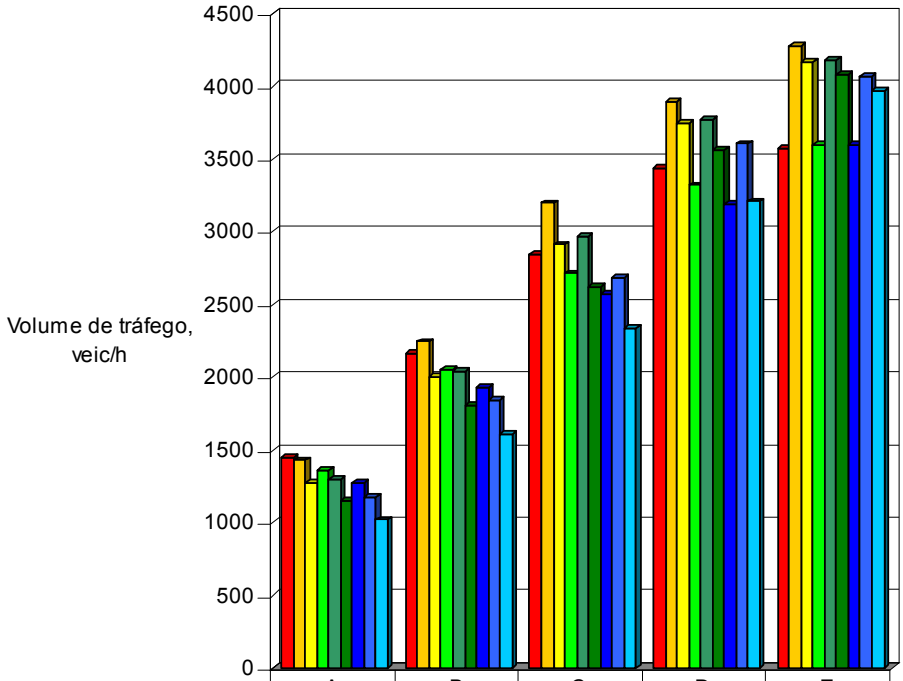
Quadro.6.10 – Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função da VB

| | LOS | Volume de tráfego , VT | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | veic/dia | | | | |
| | | HCM 1985 | HCM 2000 | | | |
| | | | fID=0 | fID=12,1 | Δ1 | Δ2 |
| 120 | A | 1445 | 1427 | 1274 | -18 | -171 |
| | B | 2165 | 2242 | 2002 | 77 | -164 |
| | C | 2845 | 3198 | 2911 | 353 | 67 |
| | D | 3435 | 3896 | 3745 | 460 | 309 |
| | E | 3574 | 4275 | 4166 | 701 | 592 |
| 110 | A | 1362 | 1300 | 1147 | -61 | -214 |
| | B | 2051 | 2043 | 1803 | -7 | -248 |
| | C | 2714 | 2969 | 2622 | 256 | -92 |
| | D | 3319 | 3772 | 3558 | 453 | 238 |
| | E | 3596 | 4183 | 4077 | 587 | 481 |
| 100 | A | 1274 | 1174 | 1021 | -101 | -254 |
| | B | 1930 | 1844 | 1604 | -85 | -326 |
| | C | 2573 | 2683 | 2333 | 109 | -241 |
| | D | 3189 | 3605 | 3207 | 417 | 19 |
| | E | 3595 | 4067 | 3969 | 472 | 374 |

**Análise de resultados:**

Normalmente, a velocidade base atribuída a uma auto-estrada depende de vários factores tais como as características do traçado e o risco atribuído a este, sendo a velocidade base a máxima permitida que garante que o percurso é efectuado em segurança. É, portanto, natural que quando uma auto-estrada apresenta uma velocidade base maior, o percurso seja menos gravoso e o grau de conforto sentido pelos utilizadores seja maior.

**VT obtidos para garantir cada LOS em função da velocidade base**




| | A | B | C | D | E |
|---|---|---|---|---|---|
| HCM85 120km/h | 1445 | 2165 | 2845 | 3435 | 3574 |
| HCM2000 (fID=0)120km/h | 1427 | 2242 | 3198 | 3896 | 4275 |
| HCM2000 (fID=12,1)120km/h | 1274 | 2002 | 2911 | 3745 | 4166 |
| HCM85 110km/h | 1362 | 2051 | 2714 | 3319 | 3596 |
| HCM2000 (fID=0)110km/h | 1300 | 2043 | 2969 | 3772 | 4183 |
| HCM2000 (fID=12,1) 110km/h | 1147 | 1803 | 2622 | 3558 | 4077 |
| HCM 85 100km/h | 1274 | 1930 | 2573 | 3189 | 3595 |
| HCM2000 (fID=0)100km/h | 1174 | 1844 | 2683 | 3605 | 4067 |
| HCM2000 (fID=12,1)100km/h | 1021 | 1604 | 2333 | 3207 | 3969 |

Fig.6.9 – Volumes de tráfego para manter LOS em função da velocidade base

Através da observação do anterior gráfico, pode-se constatar que se consegue manter um mesmo nível de serviço em auto-estradas com diferentes volumes de tráfego, em função da sua velocidade base.

Auto-estradas com velocidades base superiores permitem um volume de tráfego superior, para manter um mesmo nível de serviço que uma outra auto-estrada com as mesmas características mas dimensionada para uma velocidade base menor.

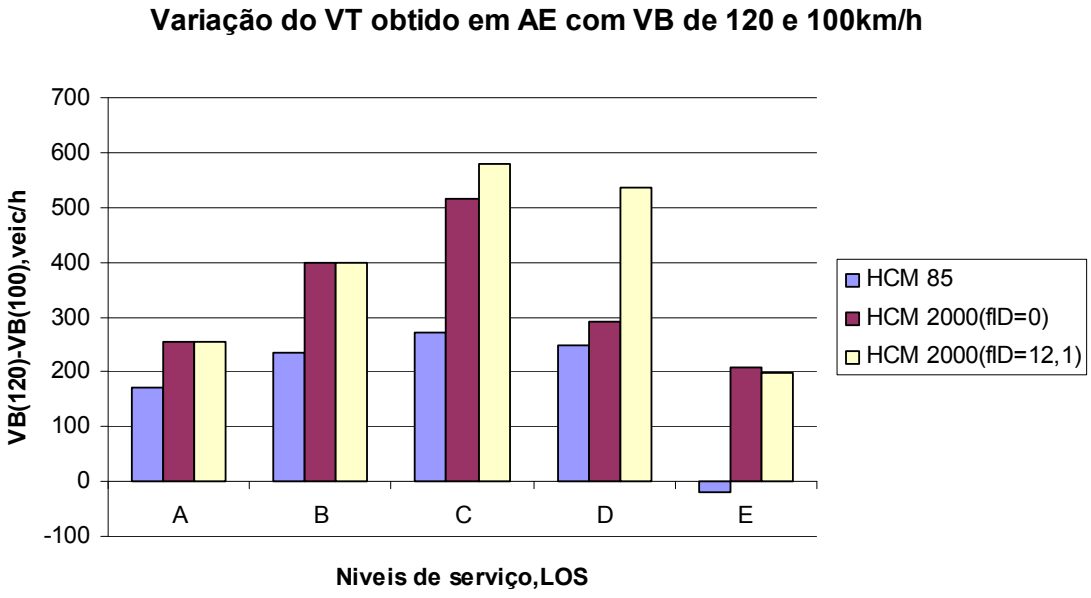



Fig.6.10 – Variação nos volumes de tráfego obtidos para VB de120 e 100km/h

Este gráfico consiste na análise da variação nos volumes de tráfego permitidos, para manter cada nível de serviço entre a situação de duas auto-estradas com as mesmas características de perfis mas uma com velocidade base de 120km/h e a outra 100km/h.

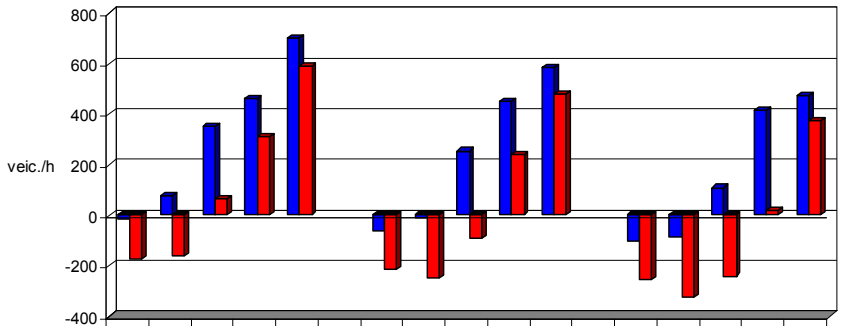
É possível observar que a influência da velocidade base nos volumes de tráfego permitidos para manter cada nível de serviço, é muito superior no HCM de 2000. Este apresenta, em média, uma variação no volume de tráfego diário entre duas AE com as mesmas características mas diferentes VB e zero nós por quilómetro de 304veic/h e, para um limite de 1,2 nós por quilómetro de 359 veic/h. No entanto, o HCM de 85 apresenta apenas uma variação média de 165 veic/h, ou seja cerca de metade.

Para o HCM de 2000, o volume de tráfego permitido para manter determinado nível de serviço é sempre superior para AE com velocidades base maiores, onde a diferença entre estes volumes é mais acentuada para o nível de serviço C, sendo este o pico. O HCM de 85 apresenta um pico máximo também em C mas este com a aproximação à capacidade, ou seja, para o nível de serviço E, permite

um volume de tráfego superior para velocidades base menores. Uma vez que esta variação é relativamente pequena, pode-se considerar que, na aproximação da capacidade, a influência da velocidade base é mínima.

Como já foi anteriormente mencionado, o HCM de 85 não entra em consideração com o número de nós. No entanto, através dos valores obtidos com o HCM de 2000, constata-se que, para os níveis de serviço A e B, a variação do volume de tráfego devido a alteração da VB é independente do número de nós para auto-estradas com as mesmas características.

Para níveis de serviço mais baixos C e D, é possível notar-se a influência da densidade de nós, para manter o mesmo nível de serviço. Quanto maior a densidade nós, maior a diferença entre o volume de tráfego máximo entre duas auto-estradas com as mesmas características mas diferentes VB, sendo que a situação com velocidade base superior e mais nós por quilómetro permite um volume de tráfego maior.




| | 120 | | | | | | 110 | | | | | | 100 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | A | B | C | D | E | | A | B | C | D | E | | A | B | C | D | E |
| VT2000(fID=0)-VT85 | -18 | 77 | 353 | 460 | 701 | | -61 | -7 | 256 | 453 | 587 | | -101 | -85 | 109 | 417 | 472 |
| VT2000(fID=12,1)-VT85 | -171 | -164 | 67 | 309 | 592 | | -214 | -248 | -92 | 238 | 481 | | -254 | -326 | -241 | 19 | 374 |

Fig.6.11 – Variação nos volumes de tráfego obtidos pelo HCM de 85 e 2000 para cada nível de serviço em função da velocidade base

Este terceiro gráfico permite observar a diferença entre os volumes de tráfego máximos permitidos para manter determinado nível de serviço, obtidos através do HCM de 85 e o de 2000.

Conclui-se que, para os níveis de serviço A e B, excepto para a velocidade base de 120km/h com zero nós por quilómetro, o HCM de 85 permite manter os mesmos níveis de serviço para volumes de tráfego superiores. Dependendo das condições de velocidade base e densidade de nós, o HCM de 85

permite mais 18 a 254 veículos por hora, para manter o nível de serviço A, e um intervalo de mais 7 a 326 veículos por hora, para manter o nível de serviço B.

Para manter o nível de serviço C conclui-se que o HCM de 2000 permite um maior volume de tráfego (relativamente ao HCM 85), para o mesmo nível de serviço – C – excepto para velocidades base menores do que 120km/h e elevado número de nós.

Os picos de variações ocorrem para os níveis de serviço D e E, para os quais o HCM 2000 permite volumes de tráfego maiores ou seja, o HCM de 85 considera que se atinge a capacidade para volumes de tráfego bastante inferiores, chegando a obter-se, numa situação específica de velocidade base de 120km/h e zero nós, uma diferença de mais 701 veículos por hora.

## 6.4. VARIÁVEL NÚMERO DE VIAS

**HCM 1985:**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | 1,7 | | |
| | | Pt= | 10% | fw= | 1 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | 0,935 | fp= | 1 |

Quadro.6.11 – Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função do número de vias para o HCM de 85

| LOS | Concentração | Débito, MSF | Velocidades médias de percurso, S | Volume de tráfego, VT | | | Relação entre o VT de AE com diferentes números de vias | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | uvl/km/via | uvl/h/via | km/h | veic/h | | | | |
| | | | | n=2 | n=3 | n=4 | n=2/n=3 | n=2/n=4 |
| A | 8 | 813 | 101,7 | 1445 | 2168 | 2890 | 0,667 | 0,500 |
| B | 13 | 1219 | 93,8 | 2165 | 3248 | 4331 | 0,667 | 0,500 |
| C | 19 | 1601 | 84,3 | 2845 | 4267 | 5689 | 0,667 | 0,500 |
| D | 27 | 1934 | 71,6 | 3435 | 5153 | 6871 | 0,667 | 0,500 |
| E | 42 | 2012 | 47,9 | 3574 | 5360 | 7147 | 0,667 | 0,500 |

**HCM 2000:**

Quadro.6.12 – Velocidade em regime livre no HCM 2000 em função do nº de vias

| n | fN | FFS | |
|---|---|---|---|
| | | fID=0 | fID=12,1 |
| **2** | 7,3 | 112,7 | 100,6 |
| **3** | 4,8 | 115,2 | 103,1 |
| **4** | 2,4 | 117,6 | 105,5 |

A velocidade média de percurso e do débito é obtida através de um sistema de duas equações com duas incógnitas, tal como anteriormente descrito

$$S = V / D$$

e

$$S = FFS - \frac{1}{28}(23FFS - 1800)\left(\frac{V + 15FFS - 3100}{20FFS - 1300}\right)^{2,6}$$

Ou

$S = FFF$ quando $V < 3100 - 15FFS$

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | 1,5 | | | fLW= | 0 |
| | | Pt= | 10% | | | fLC= | 0 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | 0,952 | fp= | 1 | fN= | f(N) |

Quadro.6.13– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função do número de vias para o HCM de 2000

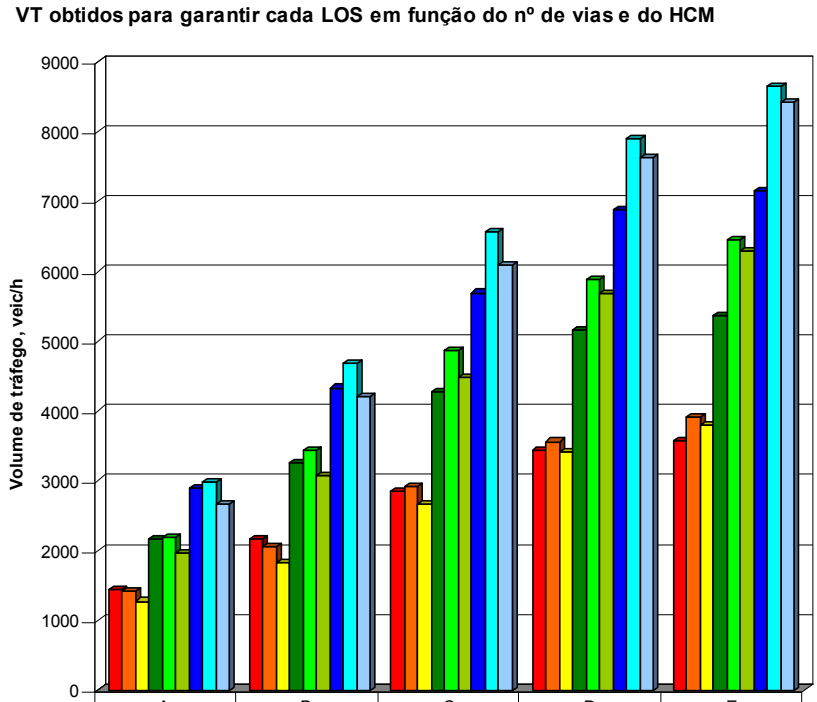
| | LOS | Concentração | Velocidades médias de percurso, S | | | Débito, V | | | Volume de tráfego, VT | | | Relação entre o VT de AE com diferentes números de vias | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | uvl/km/via | km/h | | | uvl/h/via | | | veic/h | | | | |
| | | | n=2 | n=3 | n=4 | n=2 | n=3 | n=4 | n=2 | n=3 | n=4 | n=2/n=3 | n=2/n=4 |
| fID=0 | A | 7 | 112,7 | 115,2 | 117,6 | 789 | 806 | 823 | 1427 | 2188 | 2978 | 0,652 | 0,479 |
| | B | 11 | 112,7 | 115,2 | 117,6 | 1240 | 1267 | 1294 | 2049 | 3438 | 4680 | 0,596 | 0,438 |
| | C | 16 | 110,5 | 112 | 113,3 | 1768 | 1792 | 1813 | 2923 | 4862 | 6558 | 0,601 | 0,446 |
| | D | 22 | 97,9 | 98,6 | 99,2 | 2154 | 2169 | 2182 | 3560 | 5885 | 7895 | 0,605 | 0,451 |
| | E | 28 | 84,4 | 84,9 | 85,35 | 2363 | 2377 | 2390 | 3906 | 6450 | 8645 | 0,606 | 0,452 |
| fID=12,1 | A | 7 | 100,6 | 103,1 | 105,5 | 704 | 722 | 739 | 1274 | 1958 | 2672 | 0,651 | 0,477 |
| | B | 11 | 100,6 | 103,1 | 105,5 | 1107 | 1134 | 1161 | 1829 | 3077 | 4198 | 0,594 | 0,436 |
| | C | 16 | 100,6 | 103 | 105,2 | 1610 | 1648 | 1683 | 2661 | 4471 | 6089 | 0,595 | 0,437 |
| | D | 22 | 94,1 | 95 | 95,7 | 2070 | 2090 | 2105 | 3422 | 5671 | 7616 | 0,603 | 0,449 |
| | E | 28 | 82,25 | 82,7 | 83,1 | 2303 | 2316 | 2327 | 3807 | 6283 | 8417 | 0,606 | 0,452 |

Quadro.6.14– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função do número de vias

| | LOS | Volume de tráfego, VT | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | veic/dia | | | | |
| | | HCM 1985 | HCM 2000 | | | |
| | | | fID=0 | fID=12,1 | Δ1 | Δ2 |
| n=2 | A | 1445 | 1427 | 1274 | -18 | -171 |
| | B | 2165 | 2049 | 1829 | -116 | -336 |
| | C | 2845 | 2923 | 2661 | 78 | -184 |
| | D | 3435 | 3560 | 3422 | 125 | -13 |
| | E | 3574 | 3906 | 3807 | 333 | 233 |
| n=3 | A | 2168 | 2188 | 1958 | 20 | -209 |
| | B | 3248 | 3438 | 3077 | 190 | -171 |
| | C | 4267 | 4862 | 4471 | 595 | 204 |
| | D | 5153 | 5885 | 5671 | 732 | 518 |
| | E | 5360 | 6450 | 6283 | 1090 | 922 |
| n=4 | A | 2890 | 2978 | 2672 | 88 | -218 |
| | B | 4331 | 4680 | 4198 | 349 | -133 |
| | C | 5689 | 6558 | 6089 | 869 | 400 |
| | D | 6871 | 7895 | 7616 | 1024 | 746 |
| | E | 7147 | 8645 | 8417 | 1498 | 1270 |

**Análise de resultados:**

Um maior número de vias implica uma melhor distribuição do tráfego existente. Logo, para um volume de tráfego fixo, o débito por via é menor quanto mais vias existirem. Sendo o débito por via menor e considerando velocidades de percurso médias constantes, um maior número de vias resultará em menor concentração – melhor nível de serviço.




| | A | B | C | D | E |
|---|---|---|---|---|---|
| HCM85 n=2 | 1445 | 2165 | 2845 | 3435 | 3574 |
| HCM2000 (fID=0) n=2 | 1427 | 2049 | 2923 | 3560 | 3906 |
| HCM2000 (fID=12,1) n=2 | 1274 | 1829 | 2661 | 3422 | 3807 |
| HCM85 n=3 | 2168 | 3248 | 4267 | 5153 | 5360 |
| HCM2000 (fID=0) n=3 | 2188 | 3438 | 4862 | 5885 | 6450 |
| HCM2000 (fID=12,1) n=3 | 1958 | 3077 | 4471 | 5671 | 6283 |
| HCM 85 n=4 | 2890 | 4331 | 5689 | 6871 | 7147 |
| HCM2000 (fID=0) n=4 | 2978 | 4680 | 6558 | 7895 | 8645 |
| HCM2000 (fID=12,1) n=4 | 2672 | 4198 | 6089 | 7616 | 8417 |

Fig.6.12 – Volumes de tráfego para manter LOS em função do número de vias

Naturalmente, quanto maior o número de vias, maior o VT permitido, para manter o nível de serviço.

A relação entre o número de vias e o VT, para o HCM 85, é absolutamente linear, para características admitidas (largura maior ou igual a 3,6m e desobstrução lateral maior ou igual a 1,8m), uma vez que a obtenção dos volumes de tráfego são de relação directa com o número destas. Ou seja,

a determinação do volume de tráfego é obtido por via e, depois, multiplicado pelo número de vias. Assim, o volume de tráfego permitido pelo HCM de 85, para uma auto-estrada de duas vias por sentido, é metade do permitido por uma auto-estrada de 4 vias por sentido.

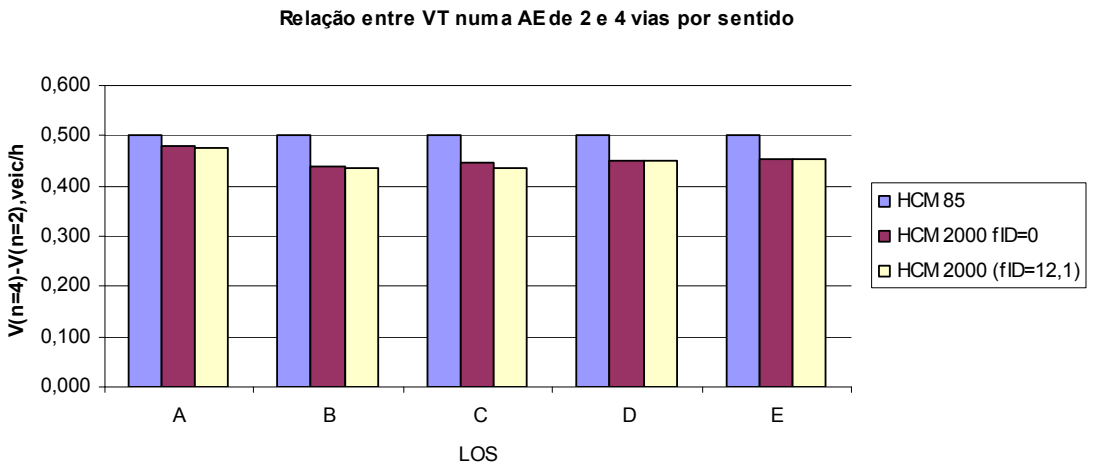



Fig.6.13 – Variação nos volumes de tráfego obtidos para AE de 2 e 4 vias

A influência do número de vias por sentido, no HCM 2000, entra em consideração na velocidade em regime livre, a qual, depois, para determinada concentração, permite a determinação dos débitos. Logo, por esse motivo, para auto-estradas com as mesmas características mas com diferentes números de vias, apresentam, para um mesmo nível de serviço, um diferente número de veículos horários, por via. No entanto, a relação entre o número de vias e o VT é aproximadamente linear, ficando apenas um a dois pontos percentuais abaixo desta relação, ou seja, a relação entre 2 e 4 vias no HCM de 2000 é de cerca de 48 a 49%, tal como pode ser observado no gráfico acima.

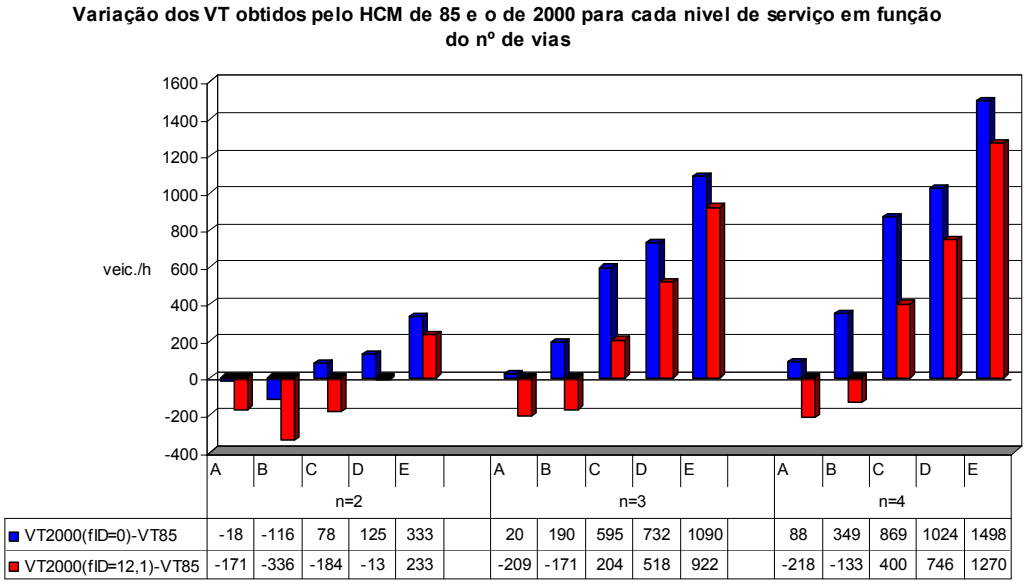



Fig.6.14 – Variação nos volumes de tráfego obtidos pelo HCM de 85 e 2000 para cada nível de serviço em função do número de vias

Através deste gráfico, conclui-se que, para auto-estradas com elevado número de nós de ligação por quilómetro, independentemente do número de vias, o HCM de 85 permite um maior volume de tráfego, para o mesmo nível de serviço. Este admite, mesmo, manter níveis de serviço superiores, A e B, para volumes de tráfego maiores.

Por sua vez, o HCM de 2000 é aquele que permite maiores volumes de tráfego, em níveis de serviço mais baixos.

## 6.5. VARIÁVEL LARGURA DAS VIAS

### HCM 85:

Quadro.6.15– Factor de ajustamento de largura de vias para HCM de 85 para vias de 3m e maior ou igual a 3,6m

| Largura das vias | fw |
|---|---|
| 3 | 0,91 |
| ≥3,6 | 1 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | 1,7 | | |
| N= | 2 | Pt= | 10% | fw= | f(L) |
| FPH= | 0,95 | fhv= | 0,935 | fp= | 1 |

Quadro 6.16– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da largura de vias para o HCM de 85

| **LOS** | **Concentração** | **Débito, MSF** | **Velocidades médias de percurso, S** | **Volume de tráfego, VT** | | **Variação do VT em entre AE com largura de 3,6 e 3m** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | uvl/km/via | uvl/h/via | km/h | veic/h | | VT(3,6)-VT(3) |
| | | | | **3** | **≤3,6** | |
| A | 8 | 813 | 101,7 | 1314 | 1444 | 130 |
| B | 13 | 1219 | 93,8 | 1971 | 2166 | 195 |
| C | 19 | 1601 | 84,3 | 2588 | 2844 | 256 |
| D | 27 | 1934 | 71,6 | 3127 | 3436 | 309 |
| E | 42 | 2012 | 47,9 | 3253 | 3574 | 322 |

## HCM 2000:

Quadro 6.17– Velocidade em regime livre para VB de 120km/h para vias de 3 e maior ou igual a 3,6m

| **Largura das vias** | **fw** | **FFS** | |
|---|---|---|---|
| | | **fID=0** | **fID=12,1** |
| 3 | 10,6 | 102,1 | 90,0 |
| 3,6 | 0,0 | 112,7 | 100,6 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | 1,5 | | | fLW= | f(L) |
| N= | 2 | Pt= | 10% | | | fLC= | 0 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | 0,952 | fp= | 1 | fN= | 7,3 |

Quadro 6.18 – Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da largura de vias para o HCM de 2000

| | LOS | Concentração | Velocidades médias de percurso, S | | Débito, V | | Volume de tráfego, VT | | Variação do VT em entre AE com largura de 3,6 e 3m |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | uvl/ km/ via | km/h | | uvl/h/via | | veic/h | | VTD(3,6)-VTD(3) |
| | | | 3 | 3,6 | 3 | 3,6 | 3 | 3,6 | |
| fID=0 | A | 7 | 102,1 | 112,7 | 715 | 789 | 1293 | 1427 | 134 |
| | B | 11 | 102,1 | 112,7 | 1123 | 1240 | 2031 | 2242 | 211 |
| | C | 16 | 102,1 | 110,5 | 1634 | 1768 | 2955 | 3198 | 243 |
| | D | 22 | 94,6 | 97,9 | 2081 | 2154 | 3764 | 3896 | 131 |
| | E | 28 | 82,5 | 84,4 | 2310 | 2363 | 4178 | 4275 | 96 |
| fID=12,1 | A | 7 | 90 | 100,6 | 630 | 704 | 1140 | 1274 | 134 |
| | B | 11 | 90 | 100,6 | 990 | 1107 | 1791 | 2002 | 211 |
| | C | 16 | 90 | 100,6 | 1440 | 1610 | 2605 | 2911 | 307 |
| | D | 22 | 89 | 94,1 | 1958 | 2070 | 3542 | 3745 | 203 |
| | E | 28 | 80,4 | 82,25 | 2251 | 2303 | 4072 | 4166 | 94 |

Quadro 6.19 – Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função da largura das vias

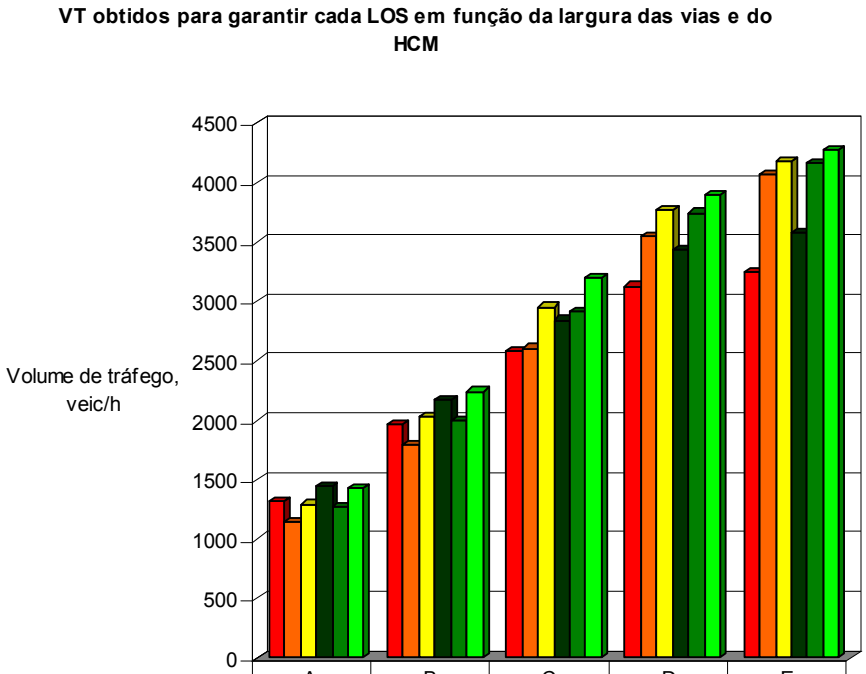
| | LOS | Volume de tráfego, VT | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | veic/dia | | | | |
| | | HCM 1985 | HCM 2000 | | | |
| | | | fID=0 | fID=12,1 | Δ1 | Δ2 |
| 3m | A | 1314 | 1293 | 1140 | -22 | -175 |
| | B | 1971 | 2031 | 1791 | 61 | -180 |
| | C | 2588 | 2955 | 2605 | 367 | 16 |
| | D | 3127 | 3764 | 3542 | 638 | 415 |
| | E | 3253 | 4178 | 4072 | 926 | 819 |
| 3,6m | A | 1444 | 1427 | 1274 | -17 | -171 |
| | B | 2166 | 2242 | 2002 | 77 | -164 |
| | C | 2844 | 3198 | 2911 | 354 | 67 |
| | D | 3436 | 3896 | 3745 | 460 | 309 |
| | E | 3574 | 4275 | 4166 | 700 | 591 |

**Análise de resultados:**

Um aumento na largura das vias produz um aumento na sensação de conforto e de segurança do utente, permitindo-lhe circular mais próximo da velocidade em regime livre, dado que a velocidade de percurso está inversamente relacionada com a concentração e directamente relacionada com o débito.

É então esperado que, para um mesmo débito, quando as velocidades praticadas são mais elevadas, menores são as concentrações, logo, melhor é o nível de serviço.

O gráfico abaixo permite retirar os volumes máximos permitidos, para manter cada nível de serviço, em função da largura de vias.




| | A | B | C | D | E |
|---|---|---|---|---|---|
| HCM 85 l=3m | 1314 | 1971 | 2588 | 3127 | 3253 |
| HCM2000(fID=12,1) l=3m | 1140 | 1791 | 2605 | 3542 | 4072 |
| HCM2000(fID=0) l=3m | 1293 | 2031 | 2955 | 3764 | 4178 |
| HCM 85 l=3,6m | 1444 | 2166 | 2844 | 3436 | 3574 |
| HCM2000(fID=12,1) l=3,6m | 1274 | 2002 | 2911 | 3745 | 4166 |
| HCM2000(fID=0) l=3,6m | 1427 | 2242 | 3198 | 3896 | 4275 |

Fig.6.15 – Volumes de tráfego para manter LOS em função da largura das vias

É possível, através deste gráfico, notar uma ligeira variação nos volumes de tráfego permitidos, em função da largura das vias. Para ambas edições do manual, HCM 2000 e o de 1985, como seria de esperar, quanto mais largas as vias, maior o volume de tráfego permitido, para manter um mesmo nível de serviço.

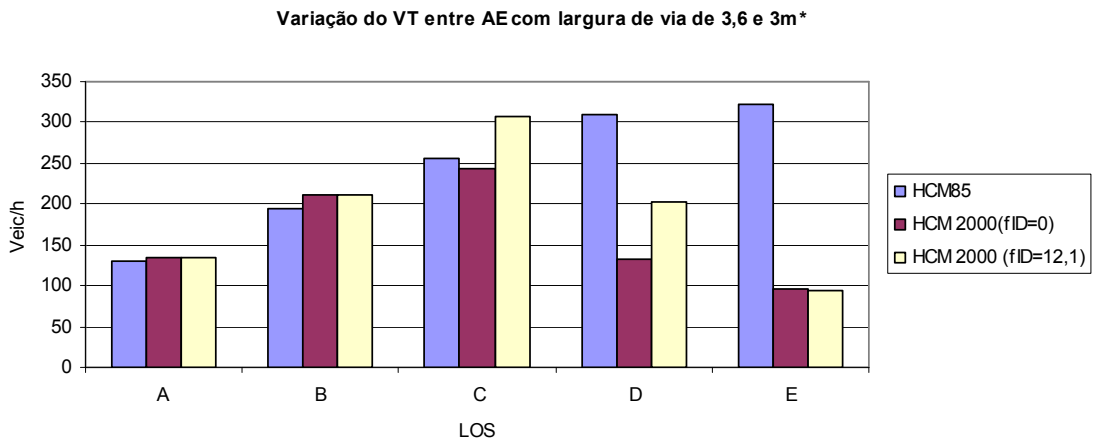



Fig.6.16 – Variação nos volumes de tráfego obtidos para vias de 3 e 3,6m de largura

Na figura acima, é possível observar a influência da largura de vias, em cada um dos HCM's, para cada nível de serviço, através da variação dos volumes de tráfego, entre auto-estradas com vias de 3,6 e 3 metros.

No que respeita ao HCM de 85, quanto maior o nível de serviço, menor a influência da largura de vias. Ou seja, para um nível de serviço superior (menores volumes de tráfego), a variação no débito provocada por uma diminuição ou aumento da largura da via é menor do que o efeito desta diminuição para níveis de serviço menores (volumes de tráfego superiores).

O HCM de 2000 apresenta uma configuração diferente. Este manual apresenta um pico de influência da largura de vias para o nível de serviço médio, C, diminuindo, depois, a influência da largura de vias, quer com o aumento, quer com a diminuição do nível de serviço (aumento ou diminuição dos volumes de tráfego).

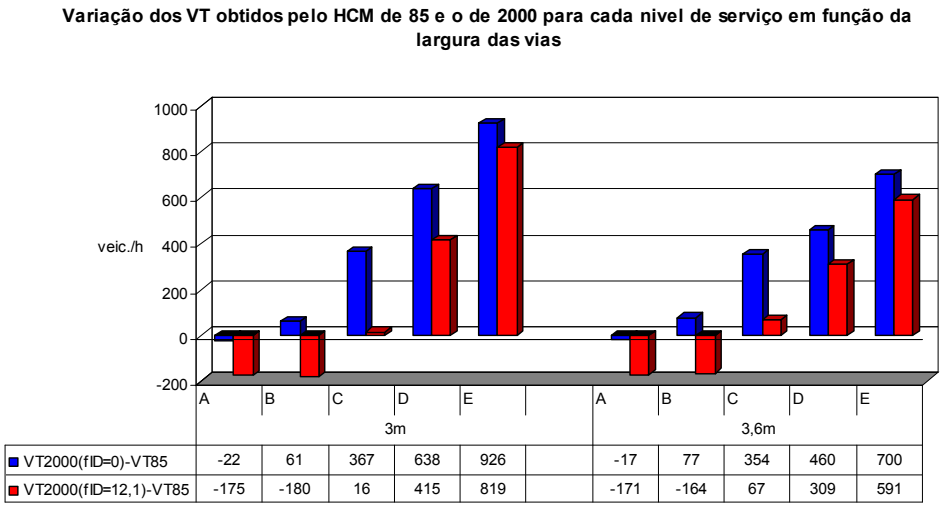



Fig.6.17 – Variação nos volumes de tráfego obtidos pelo HCM de 85 e 2000 para cada nível de serviço em função da largura das vias

A diferença entre os volumes de tráfego obtidos pelos dois HCM's é aproximadamente exponencial, em relação ao decréscimo do nível de serviço. Ou seja, a variação entre os volumes máximos permitidos, para manter cada nível de serviço, entre o HCM de 2000 e o de 85, aumenta exponencialmente, quanto mais baixo o nível de serviço, sendo esta variação menos acentuada para largura de vias menores e iniciando com variações negativas até positivas máximas. Então, para níveis de serviço superiores (concentrações menores), o HCM de 85 permite volumes de tráfego maiores, para manter o mesmo nível de serviço. À medida que as concentrações vão aumentando, a variação entre o HCM de 2000 e o de 85 aumenta exponencialmente, permitindo ao HCM de 2000 maiores volumes de tráfego.

## 6.6. VARIÁVEL DESOBSTRUÇÃO LATERAL

### HCM 85:

O HCM de 85 considera a hipótese de haver desobstrução lateral apenas num dos lados ou nos dois. Hoje em dia, é quase impensável a inexistência de duas bermas, uma interna e a outra externa, portanto, será abordada apenas a segunda hipótese, devido à raridade de situações de só uma berma.

Quadro.6.20– Factor de ajustamento devido á desobstrução lateral para bermas de 0, 0,9 e maior ou igual a 1,8m no HCM de 85

| Desobstrução lateral (m) | fw |
|---|---|
| ≥1,8 | 1,00 |
| 0,9 | 0,96 |
| 0 | 0,81 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | 1,7 | | |
| N= | 2 | Pt= | 10% | fw= | f(DL) |
| FPH= | 0,95 | fhv= | 0,935 | fp= | 1 |

Quadro.6.21– Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da largura das bermas para o HCM de 85

| LOS | Concentração | Débito, MSF | Velocidades médias de percurso, S | Volume de tráfego, VT | | | Variação entre o VT de AE com diferentes desobstruções laterais |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | uvl/km/via | uvl/h/via | km/h | veic/h | | | VTD(1,8)-VTD(0) |
| | | | | ≥1,8 | 0,9 | 0 | |
| A | 8 | 813 | 101,7 | 1445 | 1387 | 1170 | 275 |
| B | 13 | 1219 | 93,8 | 2165 | 2079 | 1754 | 411 |
| C | 19 | 1601 | 84,3 | 2845 | 2731 | 2304 | 540 |
| D | 27 | 1934 | 71,6 | 3435 | 3298 | 2783 | 653 |
| E | 42 | 2012 | 47,9 | 3574 | 3431 | 2895 | 679 |

## HCM 2000:

Quadro.6.22– Velocidade em regime livre em função da desobstrução lateral para VB de 120km/h

| Desobstruçao lateral (m) | fLC | FFS | |
|---|---|---|---|
| | | fID=0 | fID=12,1 |
| ≥1,8 | 0,0 | 112,7 | 100,6 |
| 0,9 | 1,9 | 110,8 | 98,7 |
| 0 | 3,9 | 108,8 | 96,7 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | 1,5 | | | fLW= | 0 |
| N= | 2 | Pt= | 10% | | | fLC= | f(DL) |
| FPH= | 0,95 | fhv= | 0,952 | fp= | 1 | fN= | 7,3 |

Quadro.6.23 – Determinação dos diferentes volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da largura das bermas para o HCM de 2000

| | LOS | Concentração | Velocidades médias de percurso, S | | | Débito, V | | | Volume de tráfego, VT | | | Variação entre o VT de AE com diferentes desobstruções laterais |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | uvl/km/via | km/h | | | uvl/h/via | | | veic/h | | | VT(1,8)-VT(0) |
| | | | ≤1,8 | 0,9 | 0 | ≥1,8 | 0,9 | 0 | ≥1,8 | 0,9 | 0 | |
| fID=0 | A | 7 | 112,7 | 110,8 | 108,8 | 805 | 775,6 | 762 | 1456 | 1403 | 1378 | 79 |
| | B | 11 | 112,7 | 110,8 | 108,8 | 1269 | 1218,8 | 1197 | 2295 | 2205 | 2165 | 131 |
| | C | 16 | 110,5 | 109,2 | 107,8 | 1794 | 1747,2 | 1725 | 3245 | 3160 | 3120 | 125 |
| | D | 22 | 97,9 | 97,3 | 96,8 | 2169 | 2141 | 2130 | 3923 | 3872 | 3852 | 71 |
| | E | 28 | 84,4 | 84 | 83,7 | 2376 | 2352 | 2344 | 4298 | 4254 | 4239 | 59 |
| fID=12,1 | A | 7 | 100,6 | 98,7 | 96,7 | 722 | 690,9 | 677 | 1306 | 1250 | 1224 | 82 |
| | B | 11 | 100,6 | 98,7 | 96,7 | 1135 | 1085,7 | 1064 | 2053 | 1964 | 1924 | 129 |
| | C | 16 | 100,6 | 98,7 | 96,7 | 1649 | 1579,2 | 1547 | 2983 | 2856 | 2799 | 184 |
| | D | 22 | 94,1 | 93,3 | 92,5 | 2089 | 2052,6 | 2035 | 3779 | 3713 | 3681 | 98 |
| | E | 28 | 82,25 | 81,9 | 81,6 | 2316 | 2293,2 | 2285 | 4189 | 4148 | 4133 | 56 |

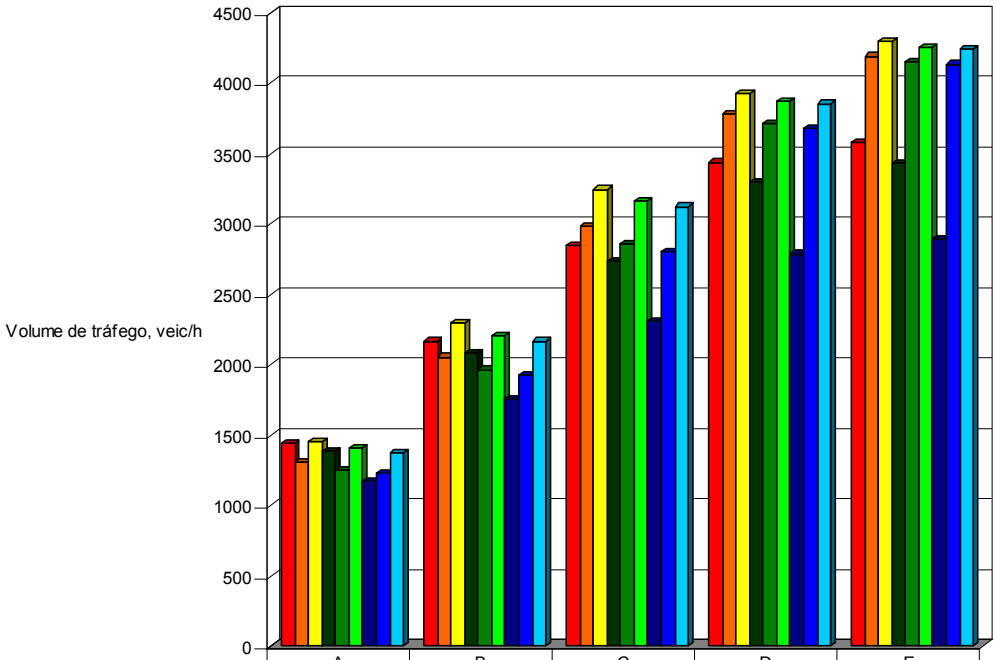
Quadro.6.24 – Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função da largura das bermas

| | LOS | Volume de tráfego, VT veic/dia | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | HCM 1985 | HCM 2000 | | | |
| | | | fID=0 | fID=12,1 | Δ1 | Δ2 |
| ≥1,8 | A | 1445 | 1456 | 1306 | 11 | -139 |
| | B | 2165 | 2295 | 2053 | 130 | -113 |
| | C | 2845 | 3245 | 2983 | 400 | 138 |
| | D | 3435 | 3923 | 3779 | 488 | 343 |
| | E | 3574 | 4298 | 4189 | 724 | 616 |
| 0,9 | A | 1387 | 1403 | 1250 | 16 | -138 |
| | B | 2079 | 2205 | 1964 | 126 | -115 |
| | C | 2731 | 3160 | 2856 | 430 | 126 |
| | D | 3298 | 3872 | 3713 | 574 | 415 |
| | E | 3431 | 4254 | 4148 | 824 | 717 |
| 0 | A | 1170 | 1378 | 1224 | 207 | 54 |
| | B | 1754 | 2165 | 1924 | 411 | 170 |
| | C | 2304 | 3120 | 2799 | 816 | 494 |
| | D | 2783 | 3852 | 3681 | 1069 | 898 |
| | E | 2895 | 4239 | 4133 | 1345 | 1238 |

A influência da desobstrução lateral, tal como para a largura das vias, quanto maior, maior é a sensação de conforto e segurança transmitida ao utilizador. Espera-se que, se o condutor se sentir mais confortável, este se sinta mais seguro para adoptar uma velocidade mais elevada logo, para um mesmo débito, resultará numa menor concentração.

O gráfico abaixo mostra os diferentes volumes de tráfego máximos obtidos para garantir cada nível de serviço em função da desobstrução lateral.

**VT obtidos para garantir cada LOS em função da largura da desobstrução lateral e do HCM**




| | A | B | C | D | E |
|---|---|---|---|---|---|
| HCM 85 DL=1,8m | 1445 | 2165 | 2845 | 3435 | 3574 |
| HCM2000(fID=12,1) DL=1,8m | 1306 | 2053 | 2983 | 3779 | 4189 |
| HCM2000(fID=0) DL=1,8m | 1456 | 2295 | 3245 | 3923 | 4298 |
| HCM85 DL=0,9m | 1387 | 2079 | 2731 | 3298 | 3431 |
| HCM2000(fID=12,1) DL=0,9m | 1250 | 1964 | 2856 | 3713 | 4148 |
| HCM2000(fID=0) DL=0,9m | 1403 | 2205 | 3160 | 3872 | 4254 |
| HCM 85 DL=0m | 1170 | 1754 | 2304 | 2783 | 2895 |
| HCM2000(fID=12,1) DL=0m | 1224 | 1924 | 2799 | 3681 | 4133 |
| HCM2000(fID=0) DL=0m | 1378 | 2165 | 3120 | 3852 | 4239 |

Fig.6.18 – Volumes de tráfego para manter LOS em função da desobstrução lateral

Como é possível observar, quanto menor a desobstrução lateral menor o volume de tráfego permitido, para manter qualquer que seja o nível de serviço, para ambos os HCM's.

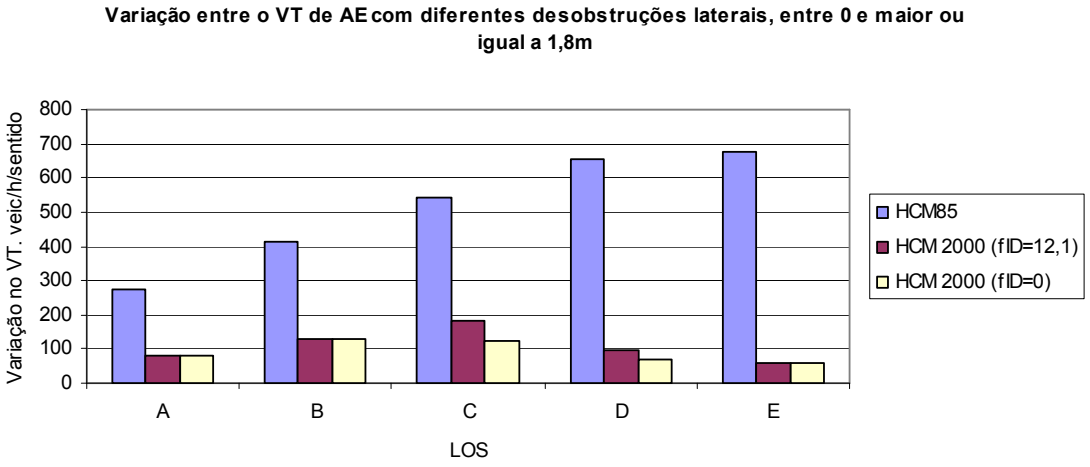



Fig.6.19 – Variação nos volumes de tráfego obtidos entre vias com desobstrução lateral de 0 e 1,8m

O efeito do aumento da desobstrução lateral é muito mais evidente para o HCM de 85. Este efeito é mais acentuado para situações de volumes de tráfego elevados, portanto para níveis de serviço mais baixos. Ou seja, para uma situação de uma auto-estrada com um elevado volume de tráfego e, portanto, um nível de serviço relativamente baixo, um aumento da desobstrução lateral provoca um aumento mais significativo nos volumes máximos permitidos, para manter um mesmo nível de serviço, enquanto que, numa situação de uma auto-estrada com um volume de tráfego menor, este aumento não permite uma variação tão acentuada no volume máximo de tráfego permitido, para manter o mesmo nível de serviço.

Mais uma vez, o HCM de 2000 apresenta o pico de agravamento do efeito da desobstrução lateral, para concentrações médias, sendo que o máximo agravamento ocorre para a situação de máximos nós de ligação e concentrações médias – nível de serviço C.

Relativamente à situação em que o efeito do aumento da largura da desobstrução lateral é mais pronunciada, os dois HCM's não estão em acordo. O HCM de 85 considera que esta ocorre para concentrações maiores e o HCM de 2000 considera que tal ocorre para concentrações médias, sendo este o pico.

O efeito do aumento da desobstrução lateral, para o HCM 2000, é menor, quer para quando existem concentrações relativamente baixas ou altas. Ou seja, quando a concentração é menor ou maior e os veículos circulam mais ou menos próximos da velocidade livre de percurso. O efeito da desobstrução lateral, nestas situações, é menor do que para uma situação média.

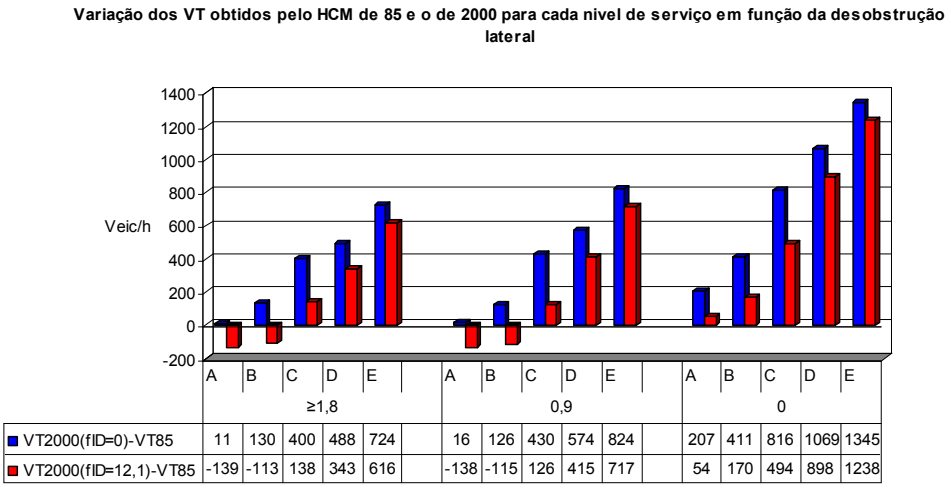



Fig.6.20 – Variação nos volumes de tráfego obtidos pelo HCM de 85 e 2000 para cada nível de serviço em função da desobstrução lateral

Através da análise comparativa entre os dois HCM's conclui-se que, sempre que haja uma auto--estrada com características base e apenas duas vias por sentido e densidades de nós por quilómetro perto de zero, o HCM de 2000 permite que se mantenha o nível de serviço, qualquer que este seja, pois este permite um maior volume de tráfego.

Para auto-estradas com elevado número de nós por quilómetro, para manter níveis de serviço melhores, A e B, o HCM de 85 permite maiores volumes de tráfego, para desobstruções laterais maiores.

## 6.7. VARIÁVEL % DE VEÍCULOS PESADOS

### HCM85:

Quadro.6.25– Factor de veículos pesados em função da % de veículos pesados para o HCM de 85

| % de veículos pesados | fhv |
|---|---|
| 0 | 1,000 |
| 5 | 0,966 |
| 10 | 0,935 |
| 15 | 0,905 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | 1,7 | | |
| N= | 2 | Pt= | | fw= | 1 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | | fp= | 1 |

Quadro.6.26– Determinação dos diferentes Volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da % de veículos pesados para o HCM de 85

| LOS | Concentração | Débito, MSF | Velocidades médias de percurso, S | Volume de tráfego, VT | | | | Variação entre o VT de AE com % de veículos pesados |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | veic/h | | | | |
| | uvl/km/via | uvl/h/via | km/h | 0% | 5% | 10% | 15% | VT (0%)-VT (15%) |
| A | 8 | 813 | 101,7 | 1545 | 1493 | 1445 | 1399 | 147 |
| B | 13 | 1219 | 93,8 | 2316 | 2237 | 2165 | 2096 | 220 |
| C | 19 | 1601 | 84,3 | 3042 | 2939 | 2845 | 2753 | 289 |
| D | 27 | 1934 | 71,6 | 3674 | 3549 | 3435 | 3325 | 349 |
| E | 42 | 2012 | 47,9 | 3822 | 3692 | 3574 | 3459 | 363 |

## HCM 2000:

Quadro.6.27– Factor de veículos pesados em função da % de veículos pesados para o HCM de 85

| % de veiculos pesados | fhv |
|---|---|
| 0 | 1,000 |
| 5 | 0,976 |
| 10 | 0,952 |
| 15 | 0,930 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | 1,5 | | | fLW= | 0 |
| N= | 2 | Pt= | | | | fLC= | 0 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | | fp= | 1 | fN= | 7,3 |

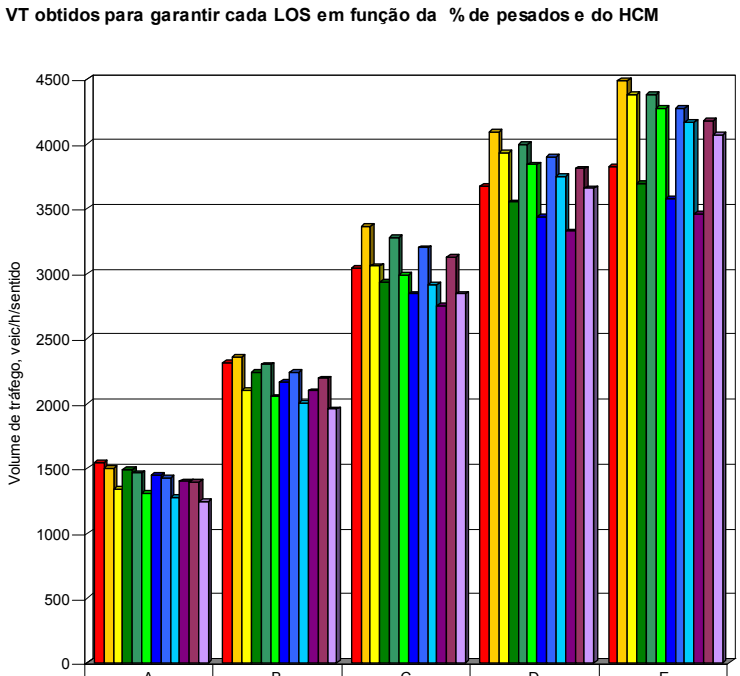
Quadro.6.28– Determinação dos diferentes Volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função da % de veículos pesados para o HCM de 2000

| | LOS | Concentração, D | Velocidades médias de percurso, S | Débito, V | Volume de tráfego, VT | | | | Variação entre o VT de AE com % de veículos pesados |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | uvl/km/via | km/h | uvl/h/via | veic/h | | | | VTD (0%)-VTD (15%) |
| | | | | | 0% | 5% | 10% | 15% | |
| fID=0 | A | 7 | 112,7 | 789 | 1499 | 1463 | 1427 | 1394 | 105 |
| | B | 11 | 112,7 | 1240 | 2355 | 2299 | 2242 | 2191 | 165 |
| | C | 16 | 110,5 | 1768 | 3359 | 3279 | 3198 | 3124 | 235 |
| | D | 22 | 97,9 | 2154 | 4092 | 3994 | 3896 | 3806 | 286 |
| | E | 28 | 84,4 | 2363 | 4490 | 4382 | 4275 | 4176 | 314 |
| fID=12,1 | A | 7 | 100,6 | 704 | 1338 | 1306 | 1274 | 1244 | 94 |
| | B | 11 | 100,6 | 1107 | 2103 | 2052 | 2002 | 1955 | 147 |
| | C | 16 | 100,6 | 1610 | 3058 | 2985 | 2911 | 2844 | 214 |
| | D | 22 | 94,1 | 2070 | 3933 | 3839 | 3745 | 3658 | 275 |
| | E | 28 | 82,25 | 2303 | 4376 | 4271 | 4166 | 4069 | 306 |

Quadro.6.29– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função da % de veículos pesados

| | LOS | Volume de tráfego, VT | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | veic/dia | | | | |
| | | HCM 1985 | HCM 2000 | | | |
| | | | fID=0 | fID=12,1 | Δ1 | Δ2 |
| 0% | A | 1545 | 1499 | 1338 | -47 | -207 |
| | B | 2316 | 2355 | 2103 | 39 | -213 |
| | C | 3042 | 3359 | 3058 | 317 | 16 |
| | D | 3674 | 4092 | 3933 | 418 | 259 |
| | E | 3822 | 4490 | 4376 | 668 | 554 |
| 5% | A | 1493 | 1463 | 1306 | -30 | -187 |
| | B | 2237 | 2299 | 2052 | 62 | -185 |
| | C | 2939 | 3279 | 2985 | 340 | 46 |
| | D | 3549 | 3994 | 3839 | 445 | 290 |
| | E | 3692 | 4382 | 4271 | 690 | 579 |
| 10% | A | 1445 | 1427 | 1274 | -18 | -171 |
| | B | 2165 | 2242 | 2002 | 77 | -164 |
| | C | 2845 | 3198 | 2911 | 353 | 67 |
| | D | 3435 | 3896 | 3745 | 460 | 309 |
| | E | 3574 | 4275 | 4166 | 701 | 592 |
| 15% | A | 1399 | 1394 | 1244 | -5 | -154 |
| | B | 2096 | 2191 | 1955 | 95 | -141 |
| | C | 2753 | 3124 | 2844 | 371 | 91 |
| | D | 3325 | 3806 | 3658 | 481 | 333 |
| | E | 3459 | 4176 | 4069 | 717 | 611 |

A percentagem de veículos pesados numa determinada auto-estrada implica uma grande variação dos volumes possíveis de capacidade. Uma auto-estrada com um elevado número de veículos pesados atinge a capacidade máxima para um volume inferior do que uma auto-estrada onde só circulem veículos ligeiros. Isto, obviamente, deve-se à diferença de dimensão entre um veículo ligeiro e um pesado e as características de circulação de cada um, pois um veículo pesado tem restrições quanto à velocidade de circulação.




| | A | B | C | D | E |
|---|---|---|---|---|---|
| HCM 85 P=0% | 1545 | 2316 | 3042 | 3674 | 3822 |
| HCM 2000 (fID=0), P=0% | 1499 | 2355 | 3359 | 4092 | 4490 |
| HCM 2000 (fID=12,1), P=0% | 1338 | 2103 | 3058 | 3933 | 4376 |
| HCM 85 P=5% | 1493 | 2237 | 2939 | 3549 | 3692 |
| HCM 2000 (fID=0), P=5% | 1463 | 2299 | 3279 | 3994 | 4382 |
| HCM 2000 (fID=12,1), P=5% | 1306 | 2052 | 2985 | 3839 | 4271 |
| HCM 85 P=10% | 1445 | 2165 | 2845 | 3435 | 3574 |
| HCM 2000 (fID=0), P=10% | 1427 | 2242 | 3198 | 3896 | 4275 |
| HCM 2000 (fID=12,1), P=10% | 1274 | 2002 | 2911 | 3745 | 4166 |
| HCM 85 P=15% | 1399 | 2096 | 2753 | 3325 | 3459 |
| HCM 2000 (fID=0), P=15% | 1394 | 2191 | 3124 | 3806 | 4176 |
| HCM 2000 (fID=12,1), P=15% | 1244 | 1955 | 2844 | 3658 | 4069 |

Fig.6.21 – Volumes de tráfego para manter LOS em função da % de veículos pesados

O gráfico acima permite constatar o facto anteriormente descrito. Pois, como se pode verificar, quanto maior a percentagem de veículos pesados, menos volume de tráfego é permitido, para manter cada um dos níveis de serviço, em ambos os HCM's.

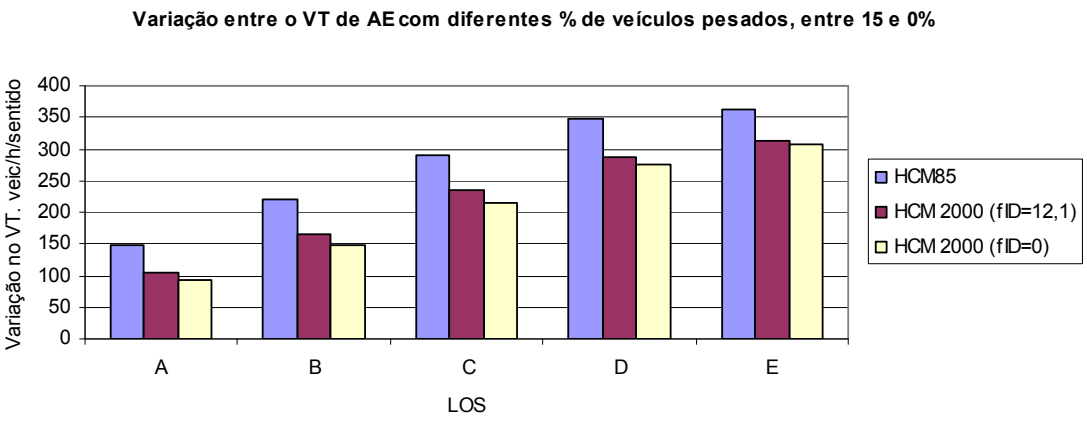
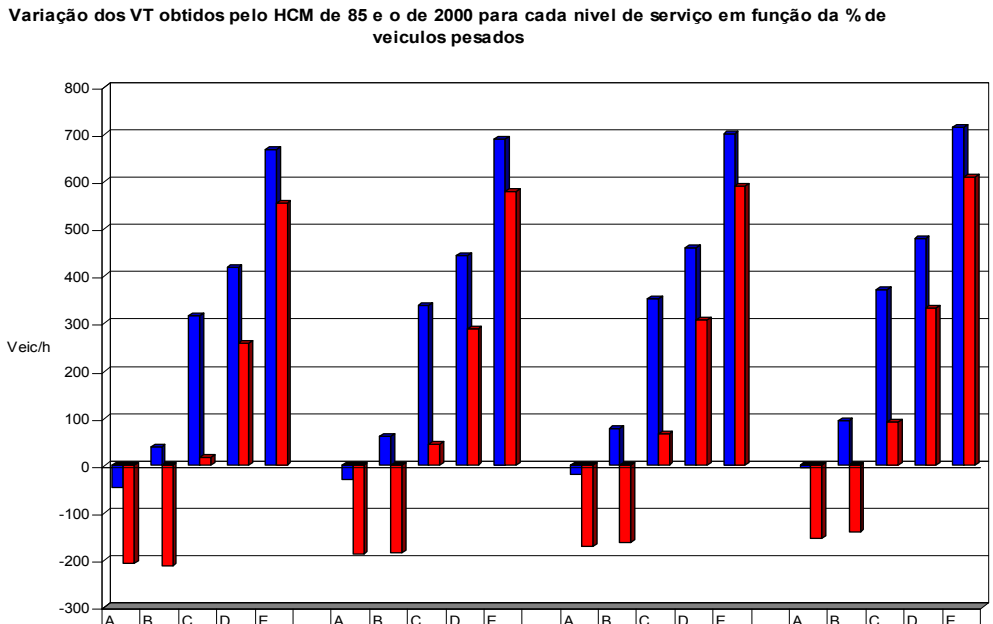



Fig.6.22 – Variação dos volumes de tráfego para de diferentes % de veículos pesados, entre 15 e 0%

A diferença nos volumes de tráfego obtidos entre auto-estradas com 0 e 15% de veículos pesados é mais significativa no HCM de 85. Portando, pode-se dizer que o efeito do aumento da percentagem de veículos pesados, no HCM de 85, é bastante mais acentuada que no HCM de 2000. A influência de veículos pesados em qualquer dos manuais é mais sentida para concentrações maiores.




| | 0% | | | | | | 5% | | | | | | 10% | | | | | | 15% | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | A | B | C | D | E | | A | B | C | D | E | | A | B | C | D | E | | A | B | C | D | E |
| VT2000(fID=0)-VT85 | -47 | 39 | 317 | 418 | 668 | | -30 | 62 | 340 | 445 | 690 | | -18 | 77 | 353 | 460 | 701 | | -5 | 95 | 371 | 481 | 717 |
| VT2000(fID=12,1)-VT85 | -207 | -213 | 16 | 259 | 554 | | -187 | -185 | 46 | 290 | 579 | | -171 | -164 | 67 | 309 | 592 | | -154 | -141 | 91 | 333 | 611 |

Fig.6.23 – Variação nos volumes de tráfego obtidos pelo HCM de 85 e 2000 para cada nível de serviço em função da % de veículos pesados

Analisando comparativamente os volumes de tráfego obtidos pelos dois HCM's, é possível verificar que, para percentagens de veículos pesados maiores e com uma densidade de nós por quilómetro igual a zero, o HCM de 2000 permite maiores volumes de tráfego, para o mesmo nível de serviço, do que o de 85, excepto para o nível de serviço A. No entanto, para densidade de nós por quilómetro elevadas, as posições invertem-se, sendo o HCM de 85 aquele que permite maior volume de tráfego nos níveis de serviço mais altos, mesmo considerando um elevado número de nós por quilómetro.

## 6.8. VARIÁVEL TIPO DE TERRENO

O HCM de 85 e o de 2000 distinguem três situações: os troços extensos, as rampas específicas e as rampas compostas.

Devido a diferentes intervalos de inclinações e comprimentos que permitem a caracterização do tipo de terreno, é possível apresentar 3 casos distintos que permitem uma avaliação comparativa:

1. Caso em que ambos os HCM's caracterizam o traçado como troço extenso
2. Caso em que ambos os HCM'a caracterizam o traçado como rampa específica
3. Caso em que ambos os HCM's caracterizam o traçado como rampas compostas

**Caso 6.1**: Situação com rampas de inclinação de 3% com comprimento menor que 500m e rampas com inclinações inferiores a 3%, com comprimentos maiores que 1000m. Qualquer rampa entre estes limites garante estar num troço extenso em ambos os manuais.

**HCM85:**

Quadro 6.30– Factor de veículos pesados em função do tipo de terreno para o HCM de 85

| Tipo de terreno | Et | fhv |
|---|---|---|
| Plano | 1,7 | 0,935 |
| Ondulado | 4,0 | 0,769 |
| Montanhoso | 8,0 | 0,588 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | | | |
| N= | 2 | Pt= | 10% | fw= | 1 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | | fp= | 1 |

Quadro.6.31– Determinação dos diferentes Volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função do tipo de terreno para o HCM de 85

| LOS | Concentração | Débito, MSF | Velocidades médias de percurso, S | Volume de tráfego, VT | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | uvl/km/via | uvl/h/via | km/h | veic/h | | |
| | | | | Plano | Ondulado | Montanhoso |
| A | 8 | 813 | 101,7 | 1445 | 1188 | 909 |
| B | 13 | 1219 | 93,8 | 2165 | 1781 | 1362 |
| C | 19 | 1601 | 84,3 | 2845 | 2340 | 1789 |
| D | 27 | 1934 | 71,6 | 3435 | 2825 | 2160 |
| E | 42 | 2012 | 47,9 | 3574 | 2939 | 2247 |

## HCM2000:

Quadro.6.32– Factor de veículos pesados em função do tipo de terreno para o HCM de 85

| Tipo de terreno | Et | fhv |
|---|---|---|
| Plano | 1,5 | 0,952 |
| Ondulado | 2,5 | 0,870 |
| Montanhoso | 4,5 | 0,741 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | | | | fLW= | 0 |
| N= | 2 | Pt= | 10% | | | fLC= | 0 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | | fp= | 1 | fN= | 7,3 |
| | | | | | | FFS= | 112,7 km/h |

Quadro.6.33– Determinação dos diferentes Volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço em função do tipo de terreno para o HCM de 2000

| | LOS | Concentração | Velocidades médias de percurso, S | Débito, V | Volume de tráfego, VT | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | veic/h | | |
| | | uvl/km/via | km/h | uvl/h/via | **Plano** | **Ondulado** | **Montanhoso** |
| **fID=0** | A | 7 | 112,7 | 789 | 1427 | 1304 | 1111 |
| | B | 11 | 112,7 | 1240 | 2242 | 2049 | 1745 |
| | C | 16 | 110,5 | 1768 | 3198 | 2923 | 2489 |
| | D | 22 | 97,9 | 2154 | 3896 | 3560 | 3032 |
| | E | 28 | 84,4 | 2363 | 4275 | 3906 | 3327 |
| **fID=12,1** | A | 7 | 100,6 | 704 | 1274 | 1164 | 991 |
| | B | 11 | 100,6 | 1107 | 2002 | 1829 | 1558 |
| | C | 16 | 100,6 | 1610 | 2911 | 2661 | 2266 |
| | D | 22 | 94,1 | 2070 | 3745 | 3422 | 2915 |
| | E | 28 | 82,25 | 2303 | 4166 | 3807 | 3242 |

Quadro 6.34– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço em função do tipo de terreno

| | LOS | Volume de tráfego, VT | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | veic/dia | | | | |
| | | **HCM 1985** | **HCM 2000** | | | |
| | | | fID=0 | fID=12,1 | **Δ1** | **Δ2** |
| **Plano** | A | 1445 | 1427 | 1274 | -18 | -171 |
| | B | 2165 | 2242 | 2002 | 77 | -164 |
| | C | 2845 | 3198 | 2911 | 353 | 67 |
| | D | 3435 | 3896 | 3745 | 460 | 309 |
| | E | 3574 | 4275 | 4166 | 701 | 592 |
| **Ondulado** | A | 1188 | 1304 | 1164 | 116 | -24 |
| | B | 1781 | 2049 | 1829 | 268 | 48 |
| | C | 2340 | 2923 | 2661 | 583 | 321 |
| | D | 2825 | 3560 | 3422 | 735 | 597 |
| | E | 2939 | 3906 | 3807 | 967 | 868 |
| **Montanhoso** | A | 909 | 1111 | 991 | 202 | 83 |
| | B | 1362 | 1745 | 1558 | 384 | 196 |
| | C | 1789 | 2489 | 2266 | 700 | 477 |
| | D | 2160 | 3032 | 2915 | 872 | 754 |
| | E | 2247 | 3327 | 3242 | 1080 | 995 |

**Caso 6.2**: Situação com rampas de inclinação superior a 3% e comprimento maior que 800m e rampas com inclinações inferiores a 3% com comprimentos maiores que 1600m. Ambos os HCM´s tratam este tipo de terreno como rampas específicas.

Então se:

i1>3% ;L1>800m;

ou

i2≤3% ;L2>1600m,

O troço é considerado como rampa. Os limites dados pelo HCM de 1985 são os condicionantes. Estas condições permitem uma elevada combinação de situações que serão analisadas apenas para um comprimento e uma inclinação positiva ou negativa, para a situação de subida ou descida, respectivamente.

Rampa especifica: L=1000m e i= +/-4%

**HCM85:**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | | | |
| N= | 2 | Pt= | 10% | fw= | 1 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | | fp= | 1 |

Quadro 6.35– Factor de veículos pesados para rampas isoladas no HCM de 85

| | L(m) | i (%) | Leq (m) | Et | Fhv |
|---|---|---|---|---|---|
| **Subida** | 1000 | 4,0 | - | 6 | 0,83 |
| **Descida** | 1000 | 4,0 | 56,200 | 4 | 0,89 |

Quadro 6.36– Determinação dos diferentes Volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de um caso tipo de rampa isolada de subida e descida

| LOS | Concentração | Débito, MSF | Velocidades médias de percurso, S | Volume de tráfego, VT | |
|---|---|---|---|---|---|
| | uvl/km/via | uvl/h/via | km/h | veic/h | |
| | | | | Subida | Descida |
| A | 8 | 813 | 101,7 | 1283 | 1375 |
| B | 13 | 1219 | 93,8 | 1922 | 2061 |
| C | 19 | 1601 | 84,3 | 2525 | 2708 |
| D | 27 | 1934 | 71,6 | 3050 | 3270 |
| E | 42 | 2012 | 47,9 | 3172 | 3402 |

## HCM 2000:

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | | | | fLW= | 0 |
| N= | 2 | Pt= | 10% | | | fLC= | 0 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | | fp= | 1 | fN= | 7,3 |

Quadro 6.37– Factor de veículos pesados para rampas isoladas no HCM de 2000

| | L(m) | i (%) | Et | fhv |
|---|---|---|---|---|
| **Subida** | 1000 | 4,0 | 2 | 0,96 |
| **Descida** | 1000 | 4,0 | 2 | 0,96 |

Quadro 6.38– Determinação dos diferentes Volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de um caso tipo de rampa isolada de subida e descida

| | LOS | Concentração | Velocidades médias de percurso, S | Débito, V | Volume de tráfego, VT | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | veic/h | |
| | | uvl/km/via | km/h | uvl/h/via | Subida | Descida |
| fID=0 | A | 7 | 112,7 | 789 | 1439 | 1439 |
| | B | 11 | 112,7 | 1240 | 2261 | 2261 |
| | C | 16 | 110,5 | 1768 | 3225 | 3225 |
| | D | 22 | 97,9 | 2154 | 3929 | 3929 |
| | E | 28 | 84,4 | 2363 | 4310 | 4310 |
| fID=12,1 | A | 7 | 100,6 | 704 | 1284 | 1284 |
| | B | 11 | 100,6 | 1107 | 2018 | 2018 |
| | C | 16 | 100,6 | 1610 | 2936 | 2936 |
| | D | 22 | 94,1 | 2070 | 3776 | 3776 |
| | E | 28 | 82,25 | 2303 | 4201 | 4201 |

Quadro 6.39– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nivel de serviço em para situação de um caso tipo de rampa isolada de subida e descida

| | LOS | Volume de tráfego, VT veic/dia | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | HCM 1985 | HCM 2000 | | | |
| | | | fID=0 | fID=12,1 | Δ1 | Δ2 |
| Subida | A | 1283 | 1439 | 1284 | 156 | 2 |
| | B | 1922 | 2261 | 2018 | 339 | 96 |
| | C | 2525 | 3225 | 2936 | 700 | 411 |
| | D | 3050 | 3929 | 3776 | 879 | 726 |
| | E | 3172 | 4310 | 4201 | 1138 | 1028 |
| Descida | A | 1375 | 1439 | 1284 | 63 | -91 |
| | B | 2061 | 2261 | 2018 | 200 | -43 |
| | C | 2708 | 3225 | 2936 | 517 | 228 |
| | D | 3270 | 3929 | 3776 | 659 | 506 |
| | E | 3402 | 4310 | 4201 | 909 | 799 |

**Caso 6.3**: Rampas compostas

É possível, através dos dois HCM's, determinar o efeito de diversas rampas consecutivas que, no seu conjunto, se designa por rampas compostas. Os HCM's permitem duas metodologias: a da rampa média e a das curvas de aceleração e desaceleração. A metodologia da rampa média é possível para o HCM de 85, para situações de inclinações inferiores a 4% e comprimento total da soma das rampas de 900m e o HCM de 2000 admite a mesma inclinação mas permite que o comprimento total da rampa composta tenha 1200m, no máximo. É possível, portanto, distinguir 3 situações, em função do seu comprimento, para determinar a rampa equivalente, para inclinações menores que 4%:

1. Comprimento total da rampa é menor que 900m – ambos HCM's usam método da rampa média
2. Comprimento total da rampa composta está entre 900 e 1200m – o HCM de 85 utiliza as curvas de aceleração de desaceleração e o de 2000 o método da rampa média
3. Comprimento total da rampa é maior que 1200m – ambos utilizam as curvas de aceleração e desaceleração.

O estudo será efectuado para três casos com $i_i$ <4%:

Caso 1: $\sum L_i$ <900m

$L_1$=300m e $i_1$=2%

$L_2$ =400m e $i_2$ =3%

Caso 2: 900≤ $\sum L_i$ <1200m

$L_1$=600m e $i_1$=2%

$L_2$ =500m e $i_2$ =3%

Caso 3: $\sum L_i$ >1200m

$L_1$=700m e $i_1$=2%

$L_2$ =700m e $i_2$ =3%

**HCM 85:**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | | | |
| N= | 2 | Pt= | 10% | fw= | 1 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | | fp= | 1 |

Quadro 6.40– Factor de veículos pesados para rampas compostas no HCM de 85

| | | | | | | | Subida | | | | Descida | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Caso** | **L1 (m)** | **i 1 (%)** | **L2 (m)** | **i2 (%)** | ∑Li | **método** | **Leq (m)** | ieq | Et | fhv | **Leq (m)** | ieq | **Et** | **fhv** |
| 1 | 300 | 2,0 | 400 | 3,0 | 700 | R. Média | 700 | 2,6 | 3,0 | 0,833 | 700 | -2,6 | 1,7 | 0,935 |
| 2 | 600 | 2,0 | 500 | 3,0 | 1100 | Curvas A/D | 1000 | 3,0 | 5,0 | 0,714 | 727 | -3,0 | 1,7 | 0,935 |
| 3 | 700 | 2,0 | 700 | 3,0 | 1400 | Curvas A/D | 1245,5 | 3,0 | 5,0 | 0,714 | 984 | -3,0 | 1,7 | 0,935 |

Quadro 6.41– Determinação dos diferentes Volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de casos tipo de rampas compostas de subida para HCM de 85

| LOS | Concentração | Débito, MSF | Velocidade média de percurso, S | Volume de tráfego, VT | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | uvl/km/via | uvl/h/via | km/h | veic/h | | |
| | | | | Caso1 | caso2 | caso3 |
| A | 8 | 813 | 101,7 | 1287 | 1103 | 1103 |
| B | 13 | 1219 | 93,8 | 1929 | 1654 | 1654 |
| C | 19 | 1601 | 84,3 | 2534 | 2172 | 2172 |
| D | 27 | 1934 | 71,6 | 3061 | 2623 | 2623 |
| E | 42 | 2012 | 47,9 | 3184 | 2729 | 2729 |

Quadro 6.42– Determinação dos diferentes Volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de casos tipo de rampas compostas de descida para HCM de 85

| LOS | Concentração | Débito, MSF | Velocidade média de percurso, S | Volume de tráfego, VT | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | uvl/km/via | uvl/h/via | km/h | veic/h | | |
| | | | | Caso1 | caso2 | caso3 |
| A | 8 | 813 | 101,7 | 1445 | 1445 | 1445 |
| B | 13 | 1219 | 93,8 | 2165 | 2165 | 2165 |
| C | 19 | 1601 | 84,3 | 2845 | 2845 | 2845 |
| D | 27 | 1934 | 71,6 | 3435 | 3435 | 3435 |
| E | 42 | 2012 | 47,9 | 3574 | 3574 | 3574 |

## HCM2000:

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| VB= | 120km/h | Et= | | | |
| N= | 2 | Pt= | 10% | fw= | 1 |
| FPH= | 0,95 | fhv= | | fp= | 1 |

Quadro 6.43– Factor de veículos pesados para rampas compostas no HCM de 2000

| | | | | | | | Subida | | | | Descida | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Caso | L1 (m) | i 1 (%) | L2 (m) | i2 (%) | ∑Li | método | Leq (m) | ieq | Et | fhv | Leq (m) | ieq | Et | fhv |
| 1 | 300 | 2,0 | 400 | 3,0 | 700 | R. Média | 700 | 2,6 | 1,5 | 0,952 | 700 | -2,6 | 1,5 | 0,952 |
| 2 | 600 | 2,0 | 500 | 3,0 | 1100 | R. Média | 1100 | 2,5 | 1,5 | 0,952 | 1100 | -2,5 | 1,5 | 0,952 |
| 3 | 700,0 | 2,0 | 700 | 3,0 | 1400 | Curvas A/D | 1245,5 | 3,0 | 2,5 | 0,870 | 984 | -3,0 | 1,5 | 0,952 |

Quadro 6.44– Determinação dos diferentes Volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de casos tipo de rampas compostas de subida para HCM de 2000

| | LOS | Concentração | Velocidades médias de percurso, S | Débito, V | Volume de tráfego, VT | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | veic/h | | |
| | | uvl/km/via | km/h | uvl/h/via | **caso1** | **caso2** | **caso3** |
| **fID=0** | A | 7 | 112,7 | 789 | 1427 | 1427 | 1304 |
| | B | 11 | 112,7 | 1240 | 2242 | 2242 | 2049 |
| | C | 16 | 110,5 | 1768 | 3198 | 3198 | 2923 |
| | D | 22 | 97,9 | 2154 | 3896 | 3896 | 3560 |
| | E | 28 | 84,4 | 2363 | 4275 | 4275 | 3906 |
| **fID=12,1** | A | 7 | 100,6 | 704 | 1274 | 1274 | 1164 |
| | B | 11 | 100,6 | 1107 | 2002 | 2002 | 1829 |
| | C | 16 | 100,6 | 1610 | 2911 | 2911 | 2661 |
| | D | 22 | 94,1 | 2070 | 3745 | 3745 | 3422 |
| | E | 28 | 82,25 | 2303 | 4166 | 4166 | 3807 |

Quadro 6.45– Determinação dos diferentes Volumes de tráfego obtidos para cada nível de serviço para situação de casos tipo de rampas compostas de descida para HCM de 2000

| | LOS | Concentração | Velocidades médias de percurso, S | Débito, V | Volume de tráfego, VT | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | veic/h | | |
| | | uvl/km/via | km/h | uvl/h/via | **Caso1** | **caso2** | **caso3** |
| **fID=0** | A | 7 | 112,7 | 789 | 1443 | 1445 | 1434 |
| | B | 11 | 112,7 | 1240 | 2268 | 2271 | 2254 |
| | C | 16 | 110,5 | 1768 | 3235 | 3238 | 3215 |
| | D | 22 | 97,9 | 2154 | 3941 | 3945 | 3916 |
| | E | 28 | 84,4 | 2363 | 4324 | 4328 | 4297 |
| **fID=12,1** | A | 7 | 100,6 | 704 | 1288 | 1290 | 1280 |
| | B | 11 | 100,6 | 1107 | 2025 | 2027 | 2012 |
| | C | 16 | 100,6 | 1610 | 2945 | 2948 | 2927 |
| | D | 22 | 94,1 | 2070 | 3788 | 3792 | 3764 |
| | E | 28 | 82,25 | 2303 | 4214 | 4218 | 4188 |

Quadro 6.46– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nível de serviço para situação de casos tipo de rampas compostas de subida

| | LOS | Volume de tráfego, VT veic/dia | | | Δ1 | Δ2 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | HCM 1985 | HCM 2000 | | | |
| | | | fID=0 | fID=12,1 | | |
| caso1 | A | 1287 | 1427 | 1274 | 140 | -14 |
| | B | 1929 | 2242 | 2002 | 313 | 72 |
| | C | 2534 | 3198 | 2911 | 664 | 377 |
| | D | 3061 | 3896 | 3745 | 835 | 684 |
| | E | 3184 | 4275 | 4166 | 1091 | 982 |
| caso2 | A | 1103 | 1427 | 1274 | 323 | 170 |
| | B | 1654 | 2242 | 2002 | 589 | 348 |
| | C | 2172 | 3198 | 2911 | 1026 | 739 |
| | D | 2623 | 3896 | 3745 | 1272 | 1121 |
| | E | 2729 | 4275 | 4166 | 1546 | 1437 |
| Caso 3 | A | 1103 | 1304 | 1164 | 201 | 61 |
| | B | 1654 | 2049 | 1829 | 396 | 176 |
| | C | 2172 | 2923 | 2661 | 750 | 488 |
| | D | 2623 | 3560 | 3422 | 937 | 799 |
| | E | 2729 | 3906 | 3807 | 1177 | 1078 |

Quadro 6.47– Tabela resumo dos volumes obtidos através dos 2 HCM's e variação entre estes para cada nivel de serviço em para situação de casos tipo de rampas compostas de descida

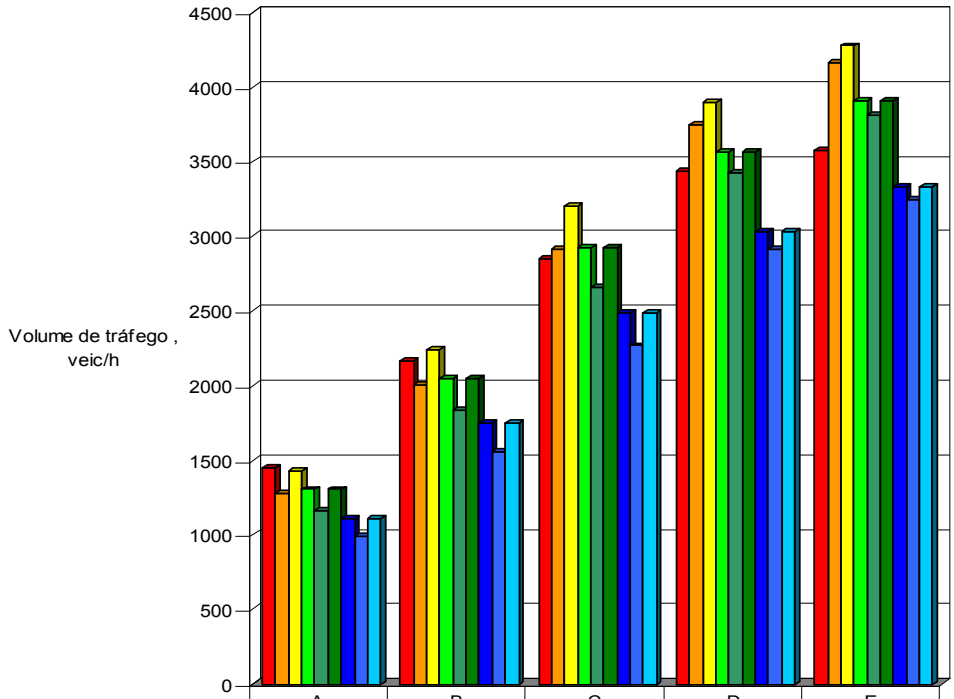
| | LOS | Volume de tráfego, VT veic/dia | | | Δ1 | Δ2 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | HCM 1985 | HCM 2000 | | | |
| | | | fID=0 | fID=12,1 | | |
| caso1 | A | 1481 | 1443 | 1288 | -37 | -192 |
| | B | 2219 | 2268 | 2025 | 50 | -194 |
| | C | 2915 | 3235 | 2945 | 320 | 31 |
| | D | 3520 | 3941 | 3788 | 421 | 268 |
| | E | 3661 | 4324 | 4214 | 662 | 552 |
| caso2 | A | 1470 | 1445 | 1290 | -25 | -180 |
| | B | 2203 | 2271 | 2027 | 68 | -176 |
| | C | 2893 | 3238 | 2948 | 345 | 55 |
| | D | 3494 | 3945 | 3792 | 451 | 298 |
| | E | 3635 | 4328 | 4218 | 694 | 583 |
| Caso 3 | A | 1470 | 1434 | 1280 | -35 | -189 |
| | B | 2203 | 2254 | 2012 | 52 | -190 |
| | C | 2893 | 3215 | 2927 | 321 | 33 |
| | D | 3494 | 3916 | 3764 | 422 | 270 |
| | E | 3635 | 4297 | 4188 | 662 | 553 |

A influência do tipo de terreno é variável pois o comportamento do veículo difere entre eles, especialmente no que se refere aos veículos pesados, nas subidas e descidas.

Troços extensos:

Numa primeira análise, temos a análise comparativa entre tipos de terreno que são considerados como troços extensos. A consideração dos três tipos de terreno distintos, o plano, o ondulado e o montanhoso, caracterizados pelas duas versões do HCM, para um caso base, permite determinar o seu impacto nos resultados.

**VT máximos para garantir cada LOS em função do tipo de terreno e do HCM**




| | A | B | C | D | E |
|---|---|---|---|---|---|
| HCM plano | 1445 | 2165 | 2845 | 3435 | 3574 |
| HCM2000(fID=12,1) plano | 1274 | 2002 | 2911 | 3745 | 4166 |
| HCM2000(fID=0) plano | 1427 | 2242 | 3198 | 3896 | 4275 |
| HCM85 ondulado | 1304 | 2049 | 2923 | 3560 | 3906 |
| HCM2000(fID=12,1) ondulado | 1164 | 1829 | 2661 | 3422 | 3807 |
| HCM2000(fID=0) ondulado | 1304 | 2049 | 2923 | 3560 | 3906 |
| HCM 85 montanhoso | 1111 | 1745 | 2489 | 3032 | 3327 |
| HCM2000(fID=12,1) montanhoso | 991 | 1558 | 2266 | 2915 | 3242 |
| HCM2000(fID=0)montanhoso | 1111 | 1745 | 2489 | 3032 | 3327 |

Fig.6.24 – Volume de tráfego máximo para garantir nível de serviço em função do tipo de terreno

É possível verificar a variação nos volumes de tráfego obtidos para os diferentes tipos de terreno. Para níveis de serviço melhores, ou seja, para concentrações menores, quanto menos sinuoso o tipo de terreno, maior o volume de tráfego que permite, para manter esses níveis de serviço, A e B. No entanto, o HCM de 85 para níveis de serviço médio a baixos, C, D e E, os terrenos ondulados são os que permitem maior volume de tráfego, para manter um mesmo nível de serviço. O HCM de 2000 mantém a mesma ordem, no que respeita ao tipo de terrenos que permite maiores volumes de tráfego como – plano, ondulado, montanhoso.

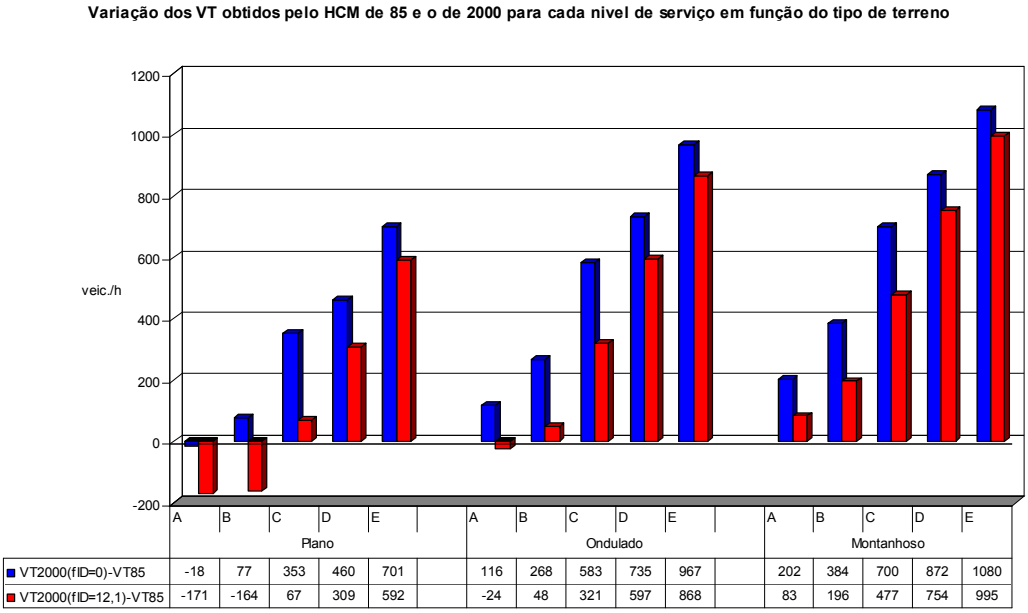



Fig.6.25 – Variação do volume de tráfego obtido pelo HCM de 85 e o de 2000 em função do tipo de terreno

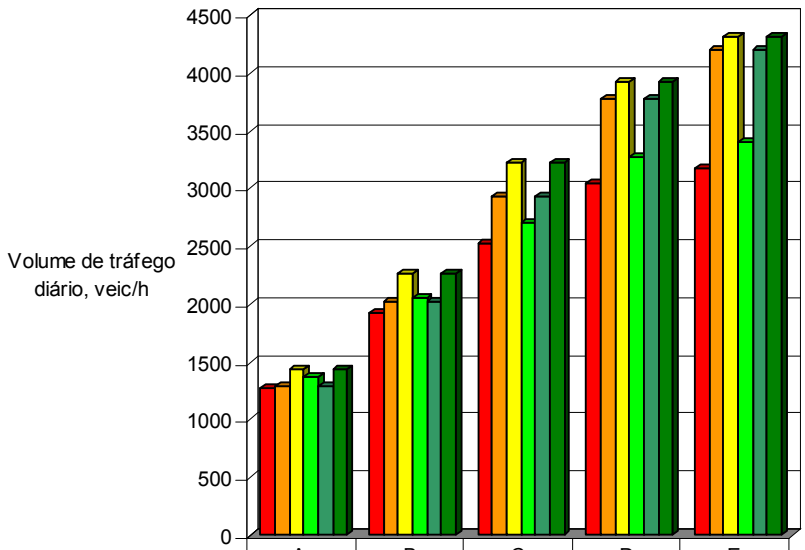
Na análise comparativa entre os dois HCM's, é óbvia a diferença entre os volumes de tráfego permitidos entre os dois HCM's.

Quanto mais gravoso o terreno e menos nós de ligação por quilómetro, maior volume de tráfego permite o HCM de 2000, para o mesmo nível de serviço.

Para terrenos planos, com uma densidade de nós elevada, o HCM de 85 possibilita, claramente, um volume de tráfego substancialmente maior do que o HCM 2000.

Rampas:

Outra possibilidade dada pelo HCM é considerar o troço em análise como uma rampa. Para tal, é necessário que garanta certas características de comprimento máximo e de inclinação. Apesar das condições necessárias para pertencer a esta categoria, dadas pelas duas versões do HCM, serem distintas, para analisar esta situação de rampas, foram estudados casos tipo: para uma inclinação e comprimento de rampa fixos, alterando apenas a inclinação da rampa (em sinal, sendo esta descendente ou ascendente).



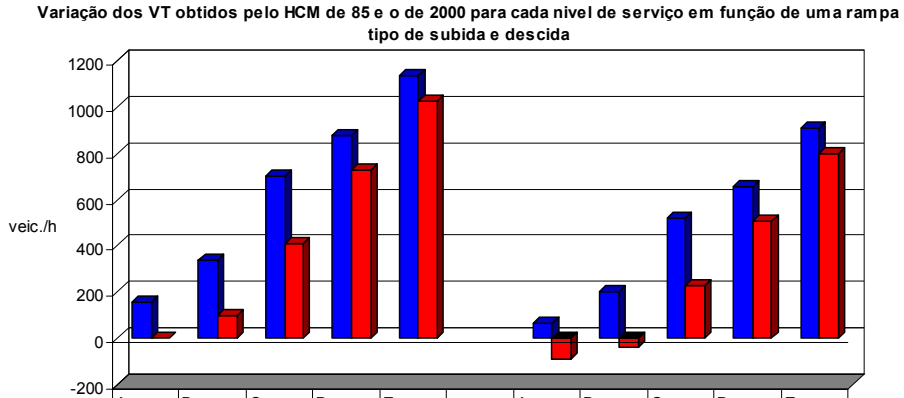

| | A | B | C | D | E |
|---|---|---|---|---|---|
| HCM 85 subida | 1283 | 1922 | 2525 | 3050 | 3172 |
| HCM2000(fID=12,1) subida | 1284 | 2018 | 2936 | 3776 | 4201 |
| HCM2000(fID=0) subida | 1439 | 2261 | 3225 | 3929 | 4310 |
| HCM85 descida | 1375 | 2061 | 2708 | 3270 | 3402 |
| HCM2000(fID=12,1) descida | 1284 | 2018 | 2936 | 3776 | 4201 |
| HCM2000(fID=0) descida | 1439 | 2261 | 3225 | 3929 | 4310 |

Fig.6.26 – Volumes de tráfego máximos para manter o nível de serviço em função do tipo de rampa

Através da análise deste gráfico, é possível verificar que o facto da rampa ser de subida ou de descida, para esta rampa específica no HCM de 2000, não tem qualquer impacto nos volumes de tráfego permitidos, para manter determinado nível de serviço.

No entanto, este trata-se de um caso específico, dependendo da situação do comprimento de rampa e inclinação, o coeficiente de equivalência obtido pode variar da subida para a descida.

Para as rampas quer sejam de subida ou descida, tanto para o HCM 2000 como para o HCM de 85, quanto maior a rampa, a inclinação ou a percentagem de veículos pesados, menor é o coeficiente de veículos pesados, logo, menor será o volume de tráfego permitido para manter cada nível de serviço.




| | Subida A | Subida B | Subida C | Subida D | Subida E | | Descida A | Descida B | Descida C | Descida D | Descida E |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VT2000(fID=0)-VT85 | 156 | 339 | 700 | 879 | 1138 | | 63 | 200 | 517 | 659 | 909 |
| VT2000(fID=12,1)-VT85 | 2 | 96 | 411 | 726 | 1028 | | -91 | -43 | 228 | 506 | 799 |

Fig.6.27 – Variação do volume de tráfego obtido pelo HCM de 85 e o de 2000 em função de uma rampa tipo de subida e descida

Comparando os valores obtidos pelo HCM de 2000 e o de 85, tem-se que, numa situação de rampa específica, com inclinação de 4% e comprimento de 1000metros, numa situação de baixa densidade de nós de ligação o HCM de 2000 permite maiores volumes de tráfego, para manter qualquer nível de serviço. No entanto, para densidades de nós mais elevadas, em situação de descida, o HCM de 85 permite volumes de tráfego ligeiramente maiores, para os níveis de serviço mais elevados.

Rampas compostas:

O último tipo de terreno em análise é o das rampas compostas. Também, neste caso, se efectuou o estudo de 3 casos específicos de rampas compostas, em situação de subida e descida.

Uma vez que não há interesse entre a comparação dos diferentes casos, uma vez que são casos meramente simulatórios, apresenta-se apenas o gráfico que permite mostrar as diferenças de valores obtidos entre a avaliação de cada um dos casos com as duas versões distintas do manual.

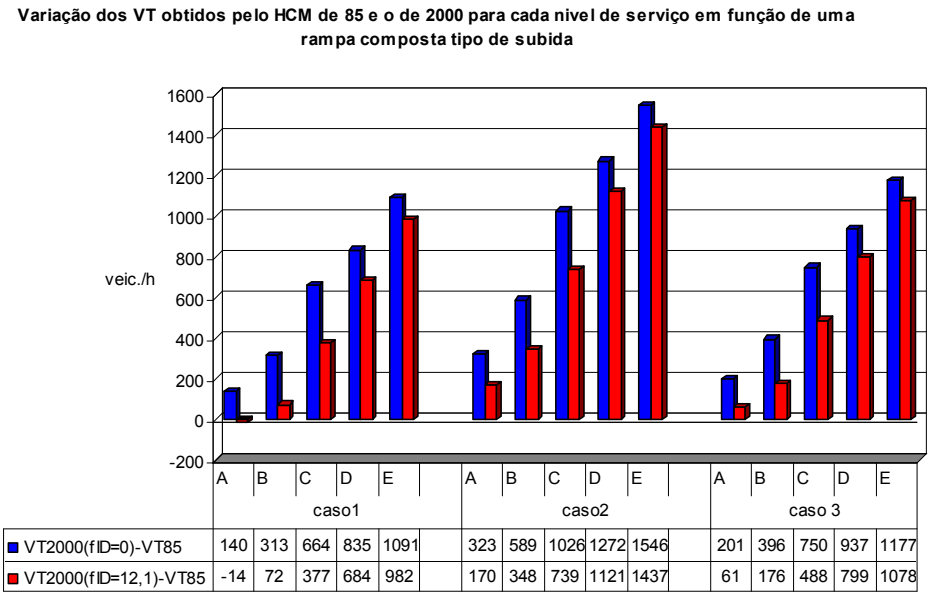



Fig.6.28 – Variação do volume de tráfego obtido pelo HCM de 85 e o de 2000 em função de uma rampa composta tipo de subida

Através destes três casos distintos, é possível notar que, excepto para situações de elevada densidade de nós por quilómetro, para concentrações menores (níveis de serviço melhores), o HCM de 2000 permite maiores volumes de tráfego, para o mesmo nível de serviço.

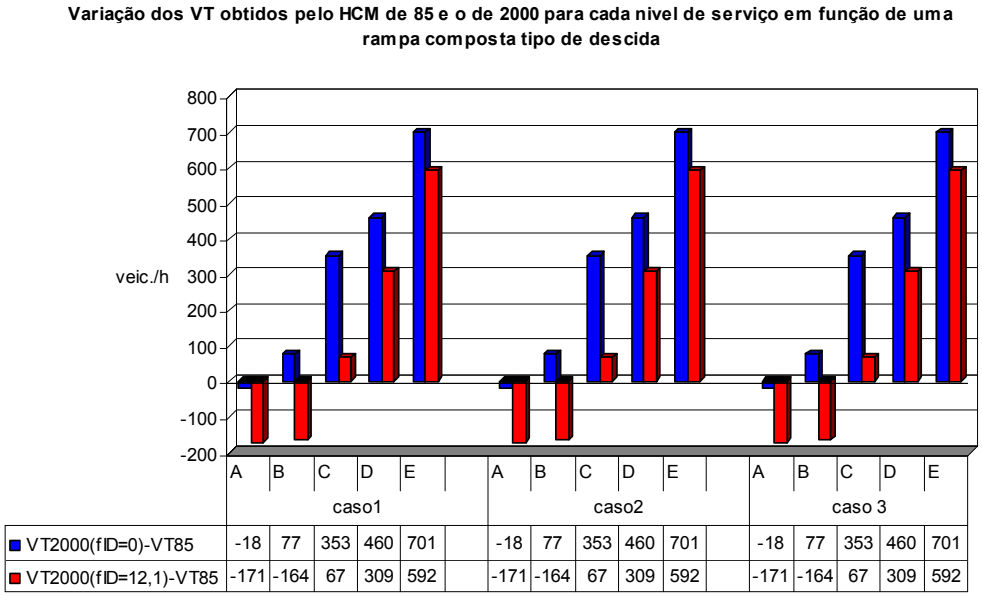



Fig.6.29 – Variação do volume de tráfego obtido pelo HCM de 85 e o de 2000 em função de uma rampa composta tipo de descida

O resultado que se obtém para a situação de subida, verifica-se na situação de descida. No entanto, para as descidas, para além dos volumes permitidos pelo HCM de 85 serem maiores, são bastantes maiores do que os obtidos na subida. O HCM de 85, no entanto, chega a permitir maiores volumes de tráfego, para níveis de serviço superiores, na situação de baixa densidade de nós de ligação, o que não ocorre para a situação de subida.

# 7

# ANÁLISE COMPARATIVA E DE RESULTADOS DE RAMOS DE LIGAÇÃO

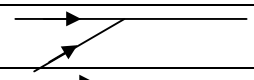
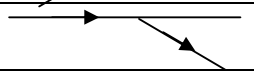
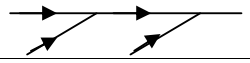
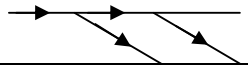
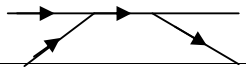
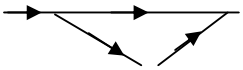
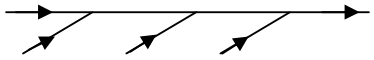
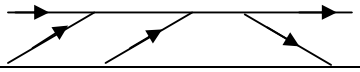
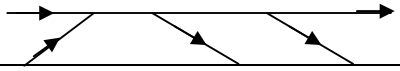
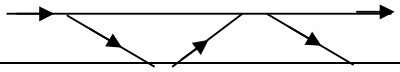
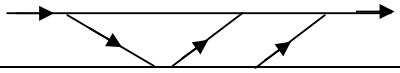
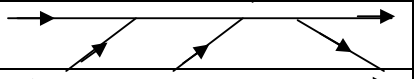
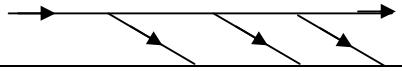
## 7.1. METODOLOGIA DE ANÁLISE

Na análise comparativa dos ramos de ligação, começou-se por evidenciar os diferentes indicadores de desempenho entre os dois manuais. Como já foi anteriormente mencionado, o indicador de desempenho é o parâmetro que permite a determinação do nível de serviço.

No HCM de 85, o indicador de desempenho é o débito e, no HCM de 2000, a concentração. A análise comparativa, portanto, terá de ser efectuada para situações específicas.

Os valores de entrada a serem fixados serão, portanto, as condicionantes do traçado: número e largura de vias no ramo e na secção de auto-estrada, proximidade ou não de ramos de ligação, comprimento da via de aceleração ou desaceleração, tipo e características de tráfego, percentagem de pesados e volumes do ramo e de montante da auto-estrada.

Não sendo possível o estudo de todas as possíveis situações de rampas, a opção recaiu sobre o estudo de situações tipo, consideradas mais comuns. Em baixo, esquematizam-se, através de uma tabela, as situações possíveis. As apresentadas a azul, serão aquelas que estarão sujeitas a uma análise comparativa:.

| Situação | | Descrição | | Esquema |
|---|---|---|---|---|
| 1 | | Ramo de entrada isolada | |  |
| 2 | | Ramo de saída isolada | |  |
| 3 | Dois Ramos adjacentes | Ramos de entrada adjacentes | a) |  |
| | | Ramos de saída adjacentes | b) |  |
| | | Ramo de entrada seguido de ramo de saída | c) |  |
| | | Ramo de saída seguido de ramo de entrada | d) |  |
| 4 | Dois Ramos adjacentes | Ramos de entrada adjacentes a montante e jusante | a) |  |
| | | Ramo de entrada com ramo de entrada adjacente de montante e de saída a jusante | b) |  |
| | | Ramo de saída com ramo de entrada adjacente de montante e de saída a jusante | c) |  |
| | | Ramo de entrada com ramo de saída adjacente a montante e a jusante | d) |  |
| | | Ramo de entrada com ramo de saída adjacente a montante e de entrada a jusante | e) |  |
| | | Ramo de entrada adjacente de ramo de entrada a montante e de saída a jusante | f) |  |
| | | Ramo de saída adjacente de ramos de saída a montante e a jusante. | g) |  |

Nota: O HCM de 85 considera que um ramo está adjacente a um outro, desde que esteja situado a menos de 1,8km do ramo em estudo.

O HCM 2000 permite a análise tendo em conta a situação de ramos adjacentes a montante e a jusante. No entanto, para análise desta situação, o HCM de 85 propõe dois estudos separados: a análise do ramo em estudo considerando o ramo adjacente de jusante e outra análise considerando apenas a de montante.

Os valores de base a considerar são os seguintes:

Segmento de estrada contínuo, com 2 vias por sentido, para estudo dos ramos isolados e 3 vias por sentido, para os ramos adjacentes, uma vez que o HCM de 2000 apenas analisa esta situação. A largura das vias e desobstrução lateral do segmento contínuo é de 3,6 e 1,8 metros, respectivamente.

Considerou-se um factor de ponta horária de 0,95. Os factores, devido aos veículos pesados (10% de veículos pesados no ramo e na auto-estrada) são calculados da mesma forma que para os segmentos contínuos, considerando, então, o troço em análise como troço extenso e em terreno plano.

Nota: Mais uma vez, a tabela que permite a determinação dos níveis de serviço, para o HCM de 1985, é para velocidades base de 112, 96 e 80 km/h. No entanto, nesta situação, torna-se impossível uma extrapolação, para determinar os valores de débitos máximos para manter os níveis de serviço, para velocidades base mais comuns. Foi, portanto, efectuada a análise de ramos para a velocidade base de 110 km/h onde, no HCM de 1985, se lê 112 km/h.

## 7.2. RAMO DE ENTRADA ISOLADO

Para análise de ramos isolados, foi estudado um caso base, através do qual se foi alterando uma variável, de cada vez, fixando as outras, de forma a observar a influência de cada uma destas, tal como para os segmentos contínuos.

Valores base:

| | | |
|---|---|---|
| N | 2 | vias/sentido |
| Nramo | 1 | via |
| La | 400 | M |
| VB | 110 | km/h |
| Sfr | 50 | km/h |
| Vr | 600 | veic./h |
| Vf | 3000 | veic./h |

## HCM de 85:

| Nº de vias , N | %VP no ramo | % VP na AE | Nº de vias no ramo, n | Comp. da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume montante da AE, Vf | Volume da via 1, V1 | Volume jusante da AE, Vfo | % do total de VP na via 1 | VP na AE | VP na via 1 | % de VP na via 1 | Nº VP após a conver. na via 1 | Volume de Conver., Vm=V1+Vr | % VP após convergêcia na via 1 | Nº de VP após a conver. na AE | % VP na AE a jusante | fHV, AE jusante | Débito jusante da AE , vfo | Débito de conver., vm | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | via | M | veic./h | veic./h | veic/h | veic/h | % | veic. | veic. | % | veic. | veic/h | % | veic. | % | | uvl/h | uvl/h | |
| **2** | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 200 | 158 | 20,9 | 218 | 1357 | 16,1 | 260 | 10,0 | 0,855 | 3202 | 1819 | E |
| **3** | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 49 | 200 | 98 | 12,9 | 158 | 1357 | 11,6 | 260 | 10,0 | 0,855 | 3202 | 1711 | D |
| **4** | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 33 | 200 | 66 | 8,7 | 126 | 1357 | 9,3 | 260 | 10,0 | 0,855 | 3202 | 1654 | D |

| Nº de vias, N | %VP no ramo | % VP na AE | Nº de vias no ramo, n | Comp. da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume montante da AE, Vf | Volume da via 1, V1 | Volume jusante da AE, Vfo | % do total de VP na via 1 | VP na AE | VP na via 1 | % de VP na via 1 | Nº VP após a conver. na via 1 | Volume de Conver., Vm=V1+Vr | % VP após convergêcia na via 1 | Nº de VP após a conver. na AE | % VP na AE a jusante | fHV, AE jusante | Débito jusante da AE , vfo | Débito de conver., vm | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | via | M | veic./h | veic./h | veic/h | veic/h | % | veic. | veic. | % | veic. | veic/h | % | veic. | % | | uvl/h | uvl/h | |
| 2 | **5** | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 200 | 158 | 20,9 | 188 | 1357 | 13,9 | 230 | 8,8 | 0,869 | 3148 | 1765 | E |
| 2 | **8** | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 200 | 158 | 20,9 | 206 | 1357 | 15,2 | 248 | 9,5 | 0,860 | 3181 | 1797 | E |
| 2 | **16** | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 200 | 158 | 20,9 | 254 | 1357 | 18,7 | 296 | 11,4 | 0,838 | 3267 | 1883 | E |

| Nº de vias, N | %VP no ramo | % VP na AE | Nº de vias no ramo, n | Comp. da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume montante da AE, Vf | Volume da via 1, V1 | Volume jusante da AE, Vfo | % do total de VP na via 1 | VP na AE | VP na via 1 | % de VP na via 1 | Nº VP após a conver. na via 1 | Volume de Conver., Vm=V1+Vr | % VP após convergêcia na via 1 | Nº de VP após a conver. na AE | % VP na AE a jusante | fHV, AE jusante | Débito jusante da AE , vfo | Débito de conver., vm | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | via | M | veic./h | veic./h | veic/h | veic/h | % | veic. | veic. | % | veic. | veic/h | % | veic. | % | | uvl/h | uvl/h | |
| 2 | 10 | **5** | 1 | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 100 | 79 | 10,4 | 139 | 1357 | 10,2 | 160 | 6,2 | 0,905 | 3023 | 1677 | D |
| 2 | 10 | **10** | 1 | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 200 | 158 | 20,9 | 218 | 1357 | 16,1 | 260 | 10,0 | 0,855 | 3202 | 1819 | E |
| 2 | 10 | **15** | 1 | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 300 | 237 | 31,3 | 297 | 1357 | 21,9 | 360 | 13,8 | 0,809 | 3381 | 1960 | E |

| Nº de vias, N | %VP no ramo | % VP na AE | Nº de vias no ramo, n | Comp. da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume montante da AE, Vf | Volume da via 1, V1 | Volume jusante da AE, Vfo | % do total de VP na via 1 | VP na AE | VP na via 1 | % de VP na via 1 | Nº VP após a conver. na via 1 | Volume de Conver., Vm=V1+Vr | % VP após convergêcia na via 1 | Nº de VP após a conver. na AE | % VP na AE a jusante | fHV, AE jusante | Débito jusante da AE , vfo | Débito de conver., vm | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | via | M | veic./h | veic./h | veic/h | veic/h | % | veic. | veic. | % | veic. | veic/h | % | veic. | % | | uvl/h | uvl/h | |
| 2 | 10 | 10 | **1** | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 200 | 158 | 20,9 | 218 | 1357 | 16,1 | 260 | 10,0 | 0,855 | 3202 | 1819 | E |
| 2 | 10 | 10 | **2** | 400 | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 200 | 158 | 20,9 | 218 | 1357 | 16,1 | 260 | 10,0 | 0,855 | 3202 | 1819 | E |

| Nº de vias, N | %VP no ramo | % VP na AE | Nº de vias no ramo, n | Comp. da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume montante da AE, Vf | Volume da via 1, V1 | Volume jusante da AE, Vfo | % do total de VP na via 1 | VP na AE | VP na via 1 | % de VP na via 1 | Nº VP após a conver. na via 1 | Volume de Conver., Vm=V1+Vr | % VP após convergêcia na via 1 | Nº de VP após a conver. na AE | % VP na AE a jusante | fHV, AE jusante | Débito jusante da AE , vfo | Débito de conver., vm | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | via | M | veic./h | veic./h | veic/h | veic/h | % | veic. | veic. | % | veic. | veic/h | % | veic. | % | | uvl/h | uvl/h | |
| 2 | 10 | 10 | 1 | **0** | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 200 | 158 | 20,9 | 218 | 1357 | 16,1 | 260 | 10,0 | 0,855 | 3202 | 1819 | E |
| 2 | 10 | 10 | 1 | **350** | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 200 | 158 | 20,9 | 218 | 1357 | 16,1 | 260 | 10,0 | 0,855 | 3202 | 1819 | E |
| 2 | 10 | 10 | 1 | **700** | 600 | 2000 | 757 | 2600 | 79 | 200 | 158 | 20,9 | 218 | 1357 | 16,1 | 260 | 10,0 | 0,855 | 3202 | 1819 | E |

| Nº de vias, N | %VP no ramo | % VP na AE | Nº de vias no ramo, n | Comp. da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume montante da AE, Vf | Volume da via 1, V1 | Volume jusante da AE, Vfo | % do total de VP na via 1 | VP na AE | VP na via 1 | % de VP na via 1 | Nº VP após a conver. na via 1 | Volume de Conver., Vm=V1+Vr | % VP após convergêcia na via 1 | Nº de VP após a conver. na AE | % VP na AE a jusante | fHV, AE jusante | Débito jusante da AE , vfo | Débito de conver., vm | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | via | M | veic./h | veic./h | veic/h | veic/h | % | veic. | veic. | % | veic. | veic/h | % | veic. | % | | uvl/h | uvl/h | |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | **500** | 2000 | 769 | 2500 | 79 | 200 | 158 | 20,6 | 208 | 1269 | 16,4 | 250 | 10,0 | 0,855 | 3079 | 1707 | D |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | **900** | 2000 | 723 | 2900 | 79 | 200 | 158 | 21,9 | 248 | 1623 | 15,3 | 290 | 10,0 | 0,855 | 3572 | 2152 | F |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | **1800** | 2000 | 619 | 3800 | 79 | 200 | 158 | 25,5 | 338 | 2419 | 14,0 | 380 | 10,0 | 0,855 | 4680 | 3151 | F |

| Nº de vias, N | %VP no ramo | % VP na AE | Nº de vias no ramo, n | Comp. da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume montante da AE, Vf | Volume da via 1, V1 | Volume jusante da AE, Vfo | % do total de VP na via 1 | VP na AE | VP na via 1 | % de VP na via 1 | Nº VP após a conver. na via 1 | Volume de Conver., Vm=V1+Vr | % VP após convergêcia na via 1 | Nº de VP após a conver. na AE | % VP na AE a jusante | fHV, AE jusante | Débito jusante da AE , vfo | Débito de conver., vm | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | via | M | veic./h | veic./h | veic/h | veic/h | % | veic. | veic. | % | veic. | veic/h | % | veic. | % | | uvl/h | uvl/h | |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | **1500** | 585 | 2100 | 79 | 150 | 118,5 | 20,3 | 179 | 1185 | 15,1 | 210 | 10,0 | 0,855 | 2586 | 1566 | D |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | **2500** | 930 | 3100 | 79 | 250 | 197,5 | 21,2 | 258 | 1530 | 16,8 | 310 | 10,0 | 0,855 | 3818 | 2071 | F |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | **3500** | 1275 | 4100 | 79 | 350 | 276,5 | 21,7 | 337 | 1875 | 18,0 | 410 | 10,0 | 0,855 | 5049 | 2575 | F |

HCM 2000:

| Nº de vias, N | %veic pesados no ramo | % veiculos pesados na AE | Nº de vias do ramo, n | Comprimento da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume da AE, Vf | Débito do ramo, vr | Débito da AE, vf | Débito da via 1 e 2, v12 | Débito de convergência, vr+v12=vr12 | Débito da AE jusante, v | Concentração da área de influência, Dr | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Vias/sentido | % | % | via | m | veic./h | veic./h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/km/via | |
| **2** | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 726 | 2421 | 2421 | 3147 | 3147 | 10,2 | B |
| **3** | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 726 | 2421 | 1487 | 2214 | 3147 | 5,7 | A |
| **4** | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 726 | 2421 | 1448 | 2174 | 3147 | 5,5 | A |

| Nº de vias, N | %veic pesados no ramo | % veiculos pesados na AE | Nº de vias do ramo, n | Comprimento da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume da AE, Vf | Débito do ramo, vr | Débito da AE, vf | Débito da via 1 e 2, v12 | Débito de convergência, vr+v12=vr12 | Débito da AE jusante, v | Concentração da área de influência, Dr | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | Via | m | veic./h | veic./h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/km/via | |
| 2 | **5** | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 679 | 2421 | 2421 | 3100 | 3100 | 9,9 | B |
| 2 | **8** | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 707 | 2421 | 2421 | 3128 | 3128 | 10,1 | B |
| 2 | **16** | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 783 | 2421 | 2421 | 3204 | 3204 | 10,4 | B |

| Nº de vias, N | %veic pesados no ramo | % veiculos pesados na AE | Nº de vias do ramo, n | Comprimento da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume da AE, Vf | Débito do ramo, vr | Débito da AE, vf | Débito da via 1 e 2, v12 | Débito de convergência, vr+v12=vr12 | Débito da AE jusante, v | Concentração da área de influência, Dr | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | Via | m | veic./h | veic./h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/km/via | |
| 2 | 10 | **5** | 1 | 400 | 600 | 2000 | 726 | 2263 | 2263 | 2989 | 2989 | 9,4 | B |
| 2 | 10 | **10** | 1 | 400 | 600 | 2000 | 726 | 2421 | 2421 | 3147 | 3147 | 10,2 | B |
| 2 | 10 | **15** | 1 | 400 | 600 | 2000 | 726 | 2579 | 2579 | 3305 | 3305 | 10,9 | B |

| Nº de vias, N | %veic pesados no ramo | % veiculos pesados na AE | Nº de vias do ramo, n | Comprimento da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume da AE, Vf | Débito do ramo, vr | Débito da AE, vf | Débito da via 1 e 2, v12 | Débito de convergência, vr+v12=vr12 | Débito da AE jusante, v | Concentração da área de influência, Dr | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | Via | m | veic./h | veic./h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/km/via | |
| 2 | **5** | 10 | **1** | 400 | 600 | 3000 | 679 | 3632 | 3632 | 4311 | 4311 | 15,8 | C |
| 2 | **8** | 10 | **2** | 400 | 600 | 3000 | 707 | 3632 | 3632 | 4339 | 4339 | 15,9 | C |

| Nº de vias, N | %veic pesados no ramo | % veiculos pesados na AE | Nº de vias do rampo, n | Comprimento da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume da AE, Vf | Débito do ramo, vr | Débito da AE, vf | Débito da via 1 e 2, v12 | Débito de convergência, vr+v12=vr12 | Débito da AE jusante, v | Concentração da área de influência, Dr | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | Via | m | veic./h | veic./h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/km/via | |
| 2 | 10 | 10 | 1 | **0** | 600 | 2000 | 726 | 2421 | 2421 | 3147 | 3147 | 15,3 | D |
| 2 | 10 | 10 | 1 | **350** | 600 | 2000 | 726 | 2421 | 2421 | 3147 | 3147 | 10,8 | B |
| 2 | 10 | 10 | 1 | **700** | 600 | 2000 | 726 | 2421 | 2421 | 3147 | 3147 | 6,3 | B |

| Nº de vias, N | %veic pesados no ramo | % veiculos pesados na AE | Nº de vias do ramo, n | Comprimento da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume da AE, Vf | Débito do ramo, vr | Débito da AE, vf | Débito da via 1 e 2, v12 | Débito de convergência, vr+v12=vr12 | Débito da AE jusante, v | Concentração da área de influência, Dr | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | Via | m | veic./h | veic./h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/km/via | |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | **500** | 2000 | 605 | 2421 | 2421 | 3026 | 3026 | 9,6 | B |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | **900** | 2000 | 1089 | 2421 | 2421 | 3511 | 3511 | 11,8 | B |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | **1800** | 2000 | 2179 | 2421 | 2421 | 4600 | 4600 | 16,8 | C |

| Nº de vias, N | %veic pesados no ramo | % veiculos pesados na AE | Nº de vias do ramo, n | Comprimento da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume da AE, Vf | Débito do ramo, vr | Débito da AE, vf | Débito da via 1 e 2, v12 | Débito de convergência, vr+v12=vr12 | Débito da AE jusante, v | Concentração da área de influência, Dr | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | % | % | Via | m | veic./h | veic./h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/km/via | |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | **1500** | 726 | 1816 | 1816 | 2542 | 2542 | 7,3 | B |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | **2500** | 726 | 3026 | 3026 | 3753 | 3753 | 13,1 | C |
| 2 | 10 | 10 | 1 | 400 | 600 | **3500** | 726 | 4237 | 4237 | 4963 | 4963 | 18,9 | F |

*maior do que o volume máximo a jusante permitido

*excede o volume máximo de entra na zona de influência mas, uma vez que o volume de saída a jusante não ultrapassa a capacidade, são esperadas elevadas concentrações mas sem ocorrência de congestionamento.

TABELA RESUMO

| | | LOS | |
|---|---|---|---|
| **VARIAVEL** | | **HCM 85** | **HCM 2000** |
| Nº de vias/ sentido da AE, N | 2 | E | B |
| | 3 | D | A |
| | 4 | D | A |
| % de veic pesados no ramo | 5 | E | B |
| | 8 | E | B |
| | 16 | E | B |
| % veic. pesados na AE | 5 | D | B |
| | 10 | E | B |
| | 15 | E | B |
| Nº de vias do ramo, n | 1 | E | C |
| | 2 | E | C |
| Comp. da via de aceleração, La | 0 | E | D |
| | 350 | E | B |
| | 700 | E | B |
| Volume do ramo, Vr | 500 | D | B |
| | 900 | F | B |
| | 1800 | F | C |
| Volume máx. da AE,Vf | 1500 | D | B |
| | 2500 | F | C |
| | 3500 | F | F |

Torna-se complicado analisar comparativamente os ramos, uma vez que os seus métodos e indicador de desempenho são distintos. A forma acima adoptada, para comparar os resultados, é determinando, para diferentes casos, o seu nível de serviço e comparando os níveis de serviço obtidos através de cada HCM. Dado que cada nível de serviço engloba um intervalo de valores e que, quando se faz uma análise da influência dos factores, todos dão o mesmo nível de serviço, torna-se difícil determinar o grau de influência destes factores, de modo a poder compará-los. No entanto, é possível, através dos resultados, verificar que, através do HCM de 85, o comprimento da via de aceleração e o número de vias do ramo não têm qualquer influência no nível de serviço destes. O mesmo já não se verifica para o manual de 2000. É também óbvia a diferença de resultados obtidos para estas combinações de condições, sendo, claramente, o HCM 2000 aquele que permite maiores volumes de tráfego, para o mesmo nível de serviço.

Devido á complexidade desta análise, a opção recaiu pela tentativa de relacionar os valores limites dados pelo HCM de 85, para garantir cada nível de serviço, e, através destes, determinar os níveis de serviço que se obtêm pelo HCM de 2000. Qualquer diferença entre os dois níveis de serviço, o inicialmente introduzido do HCM de 85 e o obtido através do HCM de 2000, prova que, de facto, para além de diferenças metodológicas, existem diferenças de resultados.

| LOS HCM 85 | Débito de convergência, vm | Débito de jusante, vfo=vm+v2 | Débito da via 2, v2 | Débito do ramo, vr | Débito da via 1, v1 | Débito da via 1 e 2, v12=v1+v2 | Débito de jusante , vr12=vr+v12 | Comprimento via de aceleração, La | Concentração | LOS HCM 2000 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A | 600 | 1400 | 800 | 0 | 600 | 1400 | 1400 | 0 | 10,122 | B |
| | 600 | 1400 | 800 | 0 | 600 | 1400 | 1400 | 750 | 0,597 | A |
| | 600 | 1400 | 800 | 600 | 0 | 800 | 1400 | 0 | 9,978 | B |
| | 600 | 1400 | 800 | 600 | 0 | 800 | 1400 | 750 | 0,453 | A |
| B | 1000 | 2200 | 1200 | 0 | 1000 | 2200 | 2200 | 0 | 13,962 | C |
| | 1000 | 2200 | 1200 | 0 | 1000 | 2200 | 2200 | 1000 | 1,262 | A |
| | 1000 | 2200 | 1200 | 1000 | 0 | 1200 | 2200 | 0 | 13,722 | C |
| | 1000 | 2200 | 1200 | 1000 | 0 | 1200 | 2200 | 1000 | 1,022 | A |
| C | 1450 | 3100 | 1650 | 0 | 1450 | 3100 | 3100 | 0 | 18,282 | D |
| | 1450 | 3100 | 1650 | 0 | 1450 | 3100 | 3100 | 1000 | 5,582 | A |
| | 1450 | 3100 | 1650 | 1450 | 0 | 1650 | 3100 | 0 | 17,934 | D |
| | 1450 | 3100 | 1650 | 1450 | 0 | 1650 | 3100 | 1000 | 5,234 | A |
| D | 1750 | 3700 | 1950 | 0 | 1750 | 3700 | 3700 | 0 | 21,162 | D |
| | 1750 | 3700 | 1950 | 0 | 1750 | 3700 | 3700 | 1000 | 8,462 | B |
| | 1750 | 3700 | 1950 | 1750 | 0 | 1950 | 3700 | 0 | 20,742 | D |
| | 1750 | 3700 | 1950 | 1750 | 0 | 1950 | 3700 | 1000 | 8,042 | B |
| E | 2000 | 4000 | 2000 | 0 | 2000 | 4000 | 4000 | 0 | 22,602 | E |
| | 2000 | 4000 | 2000 | 0 | 2000 | 4000 | 4000 | 1000 | 9,902 | B |
| | 2000 | 4000 | 2000 | 2000 | 0 | 2000 | 4000 | 0 | 22,122 | E |
| | 2000 | 4000 | 2000 | 2000 | 0 | 2000 | 4000 | 1000 | 9,422 | B |

Este quadro permite observar que, variando diferentes factores, tal como o débito dos ramos e o comprimento de aceleração, é possível obter-se diferentes níveis de serviço com o HCM de 2000, para valores fixos de débito de convergência e de jusante, que garantem cada nível de serviço do HCM de 1985.

Os resultados são bastante distintos e, para demonstrar tal, basta atentar que, para uma situação na qual se obtém um nível de serviço qualquer, pelo HCM de 1985, é sempre possível obter um nível de serviço superior, pelo HCM de 2000, simplesmente pelo aumento da via de aceleração. Chega a ser possível obter um nível de serviço B, pelo HCM de 2000, para um nível de serviço E, pelo HCM de 1985, simplesmente pelo aumento do comprimento da via de aceleração de 0 para 1km.

Nota: Há que ter em atenção que foi considerado que os débitos dados pelo HCM de 85 são equivalentes aos que dariam pelo HCM de 2000, o que não é totalmente verdade. Os factores de ajustamento, devido ao número de veículos pesados, dados pelos 2 HCM's, são distintos. Dado que os dados obtidos numa recolha de dados seriam em volume de tráfego diário, as conversões dariam débitos diferentes. No entanto, através da comparação dos valores obtidos para os débitos que são possíveis relacionar, nos casos de ramos de entrada isolados, inicialmente estudados, é possível notar que a diferença de débitos obtidos rondam as dezenas de uvl/h, o que se considera como tendo pouco significado.

## 7.3. RAMO DE SAÍDA ISOLADO

Tal como para os ramos isolados de entrada, apresenta-se um caso tipo de ramo isolado de saída, apenas como comparação metodológica, dado o menor valor conclusivo que se poderá obter dos resultados, pelas razões já anteriormente descritas.

| | | |
|---|---|---|
| N | 2 | vias/sentido |
| Nramo | 1 | via |
| La | 400 | m |
| VB | 110 | km/h |
| Sfr | 50 | km/h |
| Vr | 600 | veic./h |
| Vf | 3000 | veic./h |

| Nº de vias/ sentido da AE, N | % veic. pesados na AE | Nº de vias de ramo, n | Comp. da via de aceleração, La | Volume do ramo, Vr | Volume de montante da AE, Vf | Volume da via 1 , V1 | Volume de jusante da AE, Vfo | % do total de veic. pesados na via 1 | Veic. Pesados na AE | Veic. Pesados na via 1 | % de veic. Pesados na via 1 | Volume de Divergência, Vd=V1 | Débito máximo da AE, vf | Débito de divergência., vd | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| vias/sentido | % | Via | m | Veic./h | veic./h | Veic/h | veic/h | % | veic/h | veic/h | % | veic/h | uvl/h | uvl/h | |
| 2 | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 1167 | 1400 | 79 | 200 | 158 | 13,5 | 1167 | 2463 | 1511 | C |

| Nº de vias/ sentido da AE, N | % veiculos pesados na AE | Nº de vias do ramo, n | Comprimento da via de desaceleração, Ld | Volume do ramo ,Vr | Volume da AE montante, Vf | Volume da AE jusante, Vfo | Débito do ramo, vr | Débito da AE a montante, vf | Débito da AE a jusante, vfo | Débito da via 1 e 2, v12 | Concentração da área de influência, Dr | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| vias/sentido | % | via | m | veic./h | veic./h | veic./h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/h | uvl/km/via | |
| 2 | 10 | 1 | 400 | 600 | 2000 | 1400 | 726 | 2421 | 1496 | 2421 | 8,2 | B |

| | **HCM 85** | **HCM 2000** |
|---|---|---|
| LOS | B | C |

De forma a melhor evidenciar a amplitude da variação de resultados, também para este tipo de ramos, é efectuada uma análise dos níveis de serviço que seriam obtidos pelo HCM de 2000, quando os valores introduzidos são os débitos máximos que garantem cada nível de serviço no HCM de 85.

| LOS HCM 85 | Débito de divergência, vd | Débito de montante, vf=vr+vfo | Débito da via 1 e 2, v12=vf | Débito do ramo, vr | Débito de jusante , vfo=vf-vr | Comprimento via de desaceleração, Ld | Concentração | LOS HCM 2000 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A | 650 | 1400 | 1400 | 0 | 1400 | 0 | 10,062 | B |
| | 650 | 1400 | 1400 | 0 | 1400 | 500 | 0,912 | A |
| | 650 | 1400 | 1400 | 650 | 750 | 0 | 10,062 | B |
| | 650 | 1400 | 1400 | 650 | 750 | 500 | 0,912 | A |
| | | | | | | | | |
| B | 1050 | 2200 | 2200 | 0 | 2200 | 0 | 14,302 | C |
| | 1050 | 2200 | 2200 | 0 | 2200 | 750 | 0,577 | A |
| | 1050 | 2200 | 2200 | 1050 | 1150 | 0 | 14,302 | C |
| | 1050 | 2200 | 2200 | 1050 | 1150 | 750 | 0,577 | A |
| | | | | | 0 | | | |
| C | 1500 | 3100 | 3100 | 0 | 3100 | 0 | 19,072 | D |
| | 1500 | 3100 | 3100 | 0 | 3100 | 1000 | 0,772 | A |
| | 1500 | 3100 | 3100 | 1500 | 1600 | 0 | 19,072 | D |
| | 1500 | 3100 | 3100 | 1500 | 1600 | 1000 | 0,772 | A |
| | | | | | 0 | | | |
| D | 1800 | 3700 | 3700 | 0 | 3700 | 0 | 22,252 | E |
| | 1800 | 3700 | 3700 | 0 | 3700 | 1000 | 3,952 | A |
| | 1800 | 3700 | 3700 | 1800 | 1900 | 0 | 22,252 | E |
| | 1800 | 3700 | 3700 | 1800 | 1900 | 1000 | 3,952 | A |
| | | | | | 0 | | | |
| E | 2000 | 4000 | 4000 | 0 | 4000 | 0 | 23,842 | E |
| | 2000 | 4000 | 4000 | 0 | 4000 | 1000 | 5,542 | A |
| | 2000 | 4000 | 4000 | 2000 | 2000 | 0 | 23,842 | E |
| | 2000 | 4000 | 4000 | 2000 | 2000 | 1000 | 5,542 | A |

Também para os ramos isolados de saída é possível uma grande intervalo de níveis de serviço que se pode obter para o HCM de 2000 mantendo fixo os valores limites que determinam cada nível de serviço pelo HCM de 85 e simplesmente variando o comprimento da via de desaceleração. É evidente também que o débito que sai do ramo não tem qualquer influência na variação do nível de serviço mantendo fixo o débito de montante, pois este é que é condicionante, excepto claro se o débito que saí no ramo excede a capacidade deste.

## 7.4. RAMO DE ENTRADA SEGUIDO DE RAMO DE SAÍDA (N=2)

Caso tipo; exemplificação metodológica desta combinação de ramos.

| | | |
|---|---|---|
| N | 2 | vias/sentido |
| VB | 110 | km/h |
| Distância entre ramos: | 1 | km |

RAMO 1:Entrada

| | | |
|---|---|---|
| Nramo | 1 | via |
| La | 400 | m |
| Sfr | 50 | km/h |
| Vramo | 600 | veic./h |
| Vf | 2000 | veic./h |

RAMO 2: Saída

| | | |
|---|---|---|
| Nramo | 1 | via |
| Ld | 400 | m |
| Sfr | 50 | km/h |

| | HCM 85 |
|---|---|
| Ramo entrada | |
| Volume ramo de entrada, Vre | 600 |
| Volume da AE, Vf | 2000 |
| Volume na via 1, V1 | 757 |
| Volume de convergência, Vm | 1357 |
| Volume total após convergência na AE, Vfo | 2600 |
| % pesados na AE montante | 10% |
| % pesados ramo | 5% |
| % pesados na via 1 do total da AE | 67% |
| % pesados na AE montante | 10% |
| pesados ramo | 30 |
| pesados na via 1 | 134 |
| pesados na zona de convergência | 164 |
| %pesados na zona de convergência | 12,09 |
| fhv convergência | 0,922 |
| pesados a jusante | 30,1 |
| %pesados a jusante | 1,16 |
| fhv jusante | 0,99 |
| Débito de convergência, vm | 1549 |
| Débito de jusante, vfo | 2759 |

| | |
|---|---|
| Volume da ramo de entrada, Vu | 600 |
| Volume da AE, Vf | 2600 |
| Volume da ramo de saída, Vr | 500 |
| Distância entre ramos, Du | 800 |
| Volume da via 1, V1 | 1265 |
| Volume de divergência, Vd | 1265 |
| pesados a jusante do ramo de entrada | 30,10 |
| %do total de pesados na via 1 | 71 |
| pesados na via 1 antes da saída | 21 |
| % de pesados na via 1 | 2 |
| fhv divergência | 0,99 |
| Débito de divergência | 1347 |
| LOS | D |

| | HCM 2000 |
|---|---|
| Ramo entrada | |
| Volume ramo de entrada, Vre | 600 |
| Volume da AE, Vf | 2000 |
| Volume nas vias 1 e 2, V12 | 2000 |
| Volume de convergência, Vr12 | 2600 |
| % pesados na AE montante | 10% |
| fhv montante | 0,870 |
| % pesados ramo | 5% |
| fhv ramo | 0,976 |
| pesados na AE montante | 200 |
| pesados ramo | 30 |
| pesados na convergência | 230 |
| %pesados na convergência | 9% |
| fhv convergência | 0,958 |
| Débito ramo, vre | 647 |
| Débito vias 1 e 2, v12 | 2421 |
| Débito de convergência, vr12 | 2715 |
| Débito de jusante, v | 2715 |
| La | 400 |
| Concentração da área de influência | 12,9 |
| LOS | C |

| | |
|---|---|
| Ramo de saida | |
| Volume AE montante, V | 2600 |
| % pesados montante | 9% |
| Débito a montante, v | 2945 |
| Volume nas vias 1 e 2, V12 | 2600 |
| Débito vias 1 e 2, v12 | 2715 |
| Ld | 400 |
| Concentração da área de influência | 9,7 |
| LOS | B |

No HCM 2000 a análise de ramos adjacentes é apenas efectuada para AE com 3 ou mais vias por sentido. Na situação de 2x2 os ramos são analisados isoladamente

# 8
# CASO PRÁTICO

## 8.9. OBJECTIVO

Pretende-se, com o corrente caso prático, determinar o nível de serviço de duas situações tipo – segmento contínuo de auto-estrada e segmento de auto-estrada com influência de ramo de ligação – e, posteriormente, comparar os resultados obtidos (pelos métodos de ambos os HCM) com a percepção do utilizador. Entenda-se que, para que os resultados sejam conclusivos, será condição necessária que os HCM 85 e 2000 classifiquem as situações em causa com diferentes níveis de serviço.

## 8.10. METODOLOGIA

O método escolhido para a realização desta análise consiste na recolha de dados *in loco.* Para tal, escolhidas as zonas de auto-estrada em estudo, procedeu-se a filmagens, durante um período específico de tempo. Através das filmagens, foi possível determinar os volumes de tráfego, para esse período de tempo, e analisar o seu nível de serviço, segundo os dois HCM's. Posteriormente, procedeu-se a um inquérito de avaliação do nível de serviço, conduzido a um grupo de pessoas versadas na matéria de nível de serviço e que, naturalmente, conduzem com uma regularidade diária.

A presente análise foi efectuada seguindo a ordem de trabalhos abaixo exposta. Esta foi integralmente idêntica aquando da recolha de dados do segmento contínuo e do segmento com influência do ramo de ligação.

1 - Escolha do local – consistiu na escolha de uma auto-estrada e de um segmento desta que, através de uma passagem superior, que permitisse a sua filmagem

2 - Apuramento das características técnicas do traçado

3 - Vídeo filmagem

4 - Recolha de imagem, através de contagens, seguida da determinação de volumes de tráfego e percentagens de veículos pesados, para cada 5 minutos.

5 - Avaliação dos níveis de serviço, através do HCM de 85 e o de 2000

6º- Avaliação do nível de serviço, através da observação de imagens, por uma selecção de pessoas

7º- Comparação entre os níveis de serviço calculados pelos HCM e os atribuídos pelo grupo

## 8.11. ESCOLHA DO LOCAL

A escolha do local residiu no cumprimento das características exigidas por ambos os HCM e, naturalmente, deveria permitir a instalação de uma câmara de vídeo, de modo a captar, com clareza e suficiente amplitude, as zonas em estudo. A escolha recaiu, sem surpresa, em passagem superiores, pela altura relativamente ao eixo e pelas condições de segurança ímpares.

A auto-estrada escolhida para avaliação de um segmento contínuo foi a A29, entre o nó da Granja e o nó de São Félix.

Fig. 8.1– A29

A auto-estrada seleccionada para o estudo de um ramo de entrada é o final da A41, nó de Alfena.

Fig. 8.2– Fotografia no nó de Alfena

Fig. 8.3– Rede rodoviária nacional

Ambos os HCM's esquematizam as áreas de influência dos ramos que permitem subdividir as auto-estradas em diferentes segmentos de estudo. Para o segmento contínuo, na auto-estrada seleccionada, é esquematizada a área de influência dos ramos que o envolvem. Desta forma, pode-se, mais facilmente, escolher o local onde se deverá obter as imagens.

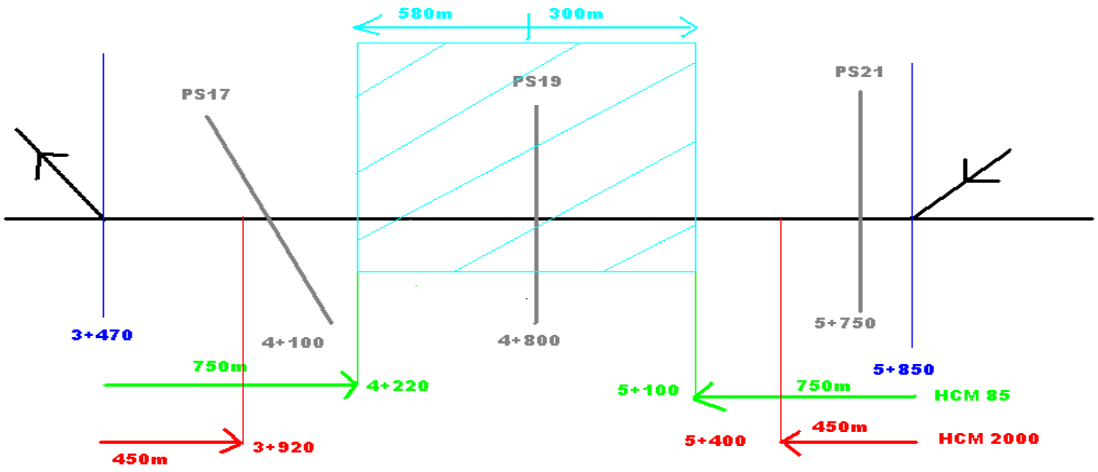



Fig. 8.4– Esquema do segmento continuo com limitações das áreas de influência dos ramos adjacentes

O local para obtenção das imagens de um segmento contínuo, na A29, entre a Granja e São Félix, foi a PS 19, no sentido São Félix / Granja.

Em baixo, esquematiza-se o ramo de entrada e áreas de influência dos dois HCM's.

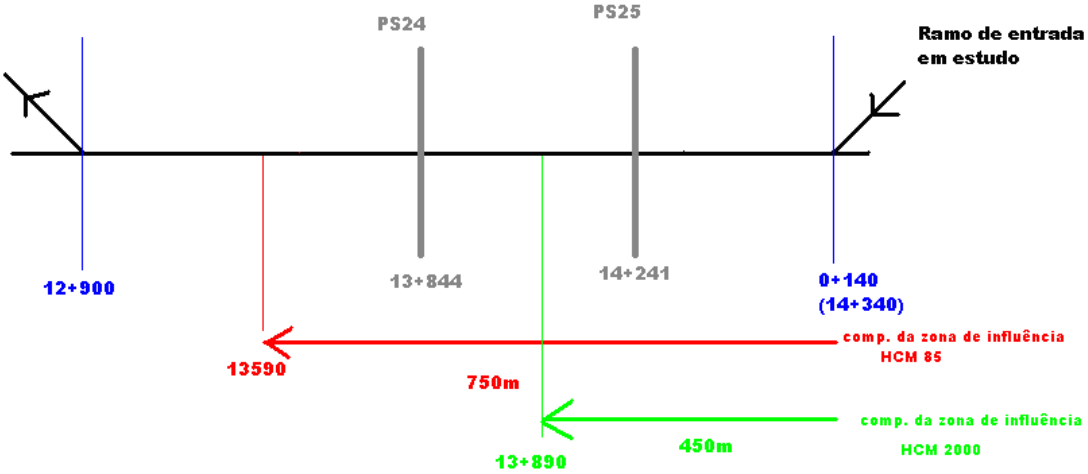



Fig. 8.5– Esquema do ramo de entrada do nó de Alfena

O HCM, para permitir que um ramo de entrada seja considerado como isolado, limita o ramo de saída adjacente, a jusante, a mais de 960 metros. A situação acima esquematizada garante-nos essa limitação, dado que os ramos têm um comprimento, entre elas, de 1440 metros. Demonstradas as zonas de influência dos ramos de entrada e saída, torna-se evidente a escolha da PS25, como local para instalação da câmara.

## 8.12. CARACTERÍSTICAS DO TRAÇADO NECESSÁRIAS PARA ANÁLISE

- **Segmento continuo**: A29

Tipo de condutor: periódico

Velocidade base: 100km/h

Número total de nós a 5km de montante e de jusante:

Perfil transversal

Número de vias:2

Largura das vias:3,5m

Berma interior:0,7m

Berma exterior:2,5

Perfil longitudinal

Trainel:600m

Inclinação: 3,6 %

- **Ramo de ligação**: A41

Tipo de condutor: periódico

Tipo de terreno: plano

Plena via a jusante da entrada:

Número de vias:3

Largura das vias: 3,75m

Berma interior: 1m

Berma exterior:3m

Plena via a montante da entrada:

Número de vias:2

Largura das vias: 3,75m

Berma interior: 1m

Berma exterior:3m

Ramo de entrada:

Número de vias:1

Via de aceleração: Aparecimento de uma terceira via. A via de aceleração poderá ser considerada infinita mas, no entanto, considerar-se-á como tendo 450m, o equivalente ao comprimento de influência de um ramo de entrada, segundo o HCM de 2000. Para o HCM de 85, no entanto, existe a hipótese de análise para a situação em que a via de aceleração se transforma numa terceira via e, por isso, esta será a metodologia utilizada.

Nota: os esquemas dos perfis transversais e longitudinais das secções da A41 e da A29, com relevo para o caso em estudo, apresentam-se em anexo.

## 8.13. VÍDEO FILMAGENS E REGISTO FOTOGRÁFICO

**Material necessário:**

Fig. 8.6– Material utilizado

O material necessário para efectuar o estudo consiste numa câmara de filmar, para a recolha de imagens, um tripé, para suporte da câmara, uma máquina fotográfica, para registo fotográfico da evolução do tráfego, ao longo da hora em análise, e um telemóvel com temporizador, que permitiu tirar as fotografias com intervalos de 5 minutos, e outro material de apoio. A análise fotográfica revelou-se infrutífera, uma vez que a fluidez de tráfego não se verificou constante. Com efeito, daí resultou que a disparidade de registos era notória, não permitindo, daí, inferir qualquer conclusão. De facto, os registos fotográficos cronometrados contêm imagens que variam entre um volume de tráfego elevado e a não existência de qualquer tráfego que, por sua vez, não são representativos do tráfego existente entre registos.

As filmagens foram efectuadas para um período de uma hora.

- <u>Segmento contínuo</u>

Local: A41 – PS25

Hora de início da filmagem: 10h

Data: 30/05/08

- Ramo de entrada

Local: A28 – PS19

Hora de início da filmagem: 15h

Data: 29/05/08

Fig. 8.7– Fotografia durante filmagens no nó de Alfena

Apresenta-se uma série de fotografias tiradas durante a hora em análise.

Fig. 8.8– Fotografias da corrente de tráfego no nó de Alfena

Fig. 8.9 – Fotografias da corrente de tráfego na A29

## 8.14. DETERMINAÇÃO DOS VOLUMES DE TRÁFEGO

A contagem foi efectuada em intervalos de cinco minutos. Para estes volumes, em períodos de cinco minutos, foram determinados os volumes horários equivalentes e, através destes e das percentagens de veículos pesados, foram determinados os débitos horários que permitiram analisar o nível de serviço.

**Segmento contínuo:**

| Intervalo de tempo | Ligeiros | Pesados | %pesados | Volume total |
|---|---|---|---|---|
| 0-5 | 160 | 37 | 23% | 197 |
| 5-10. | 157 | 45 | 29% | 202 |
| 10-15. | 136 | 30 | 22% | 166 |
| 15-20. | 158 | 37 | 23% | 195 |
| 20-25. | 150 | 30 | 20% | 180 |
| 25-30. | 158 | 34 | 22% | 192 |
| 30-35. | 148 | 41 | 28% | 189 |
| 35-40. | 139 | 26 | 19% | 165 |
| 40-45. | 132 | 20 | 15% | 152 |
| 45-50. | 117 | 28 | 24% | 145 |
| 50-55. | 162 | 29 | 18% | 191 |
| 55-60 | 113 | 48 | 42% | 161 |

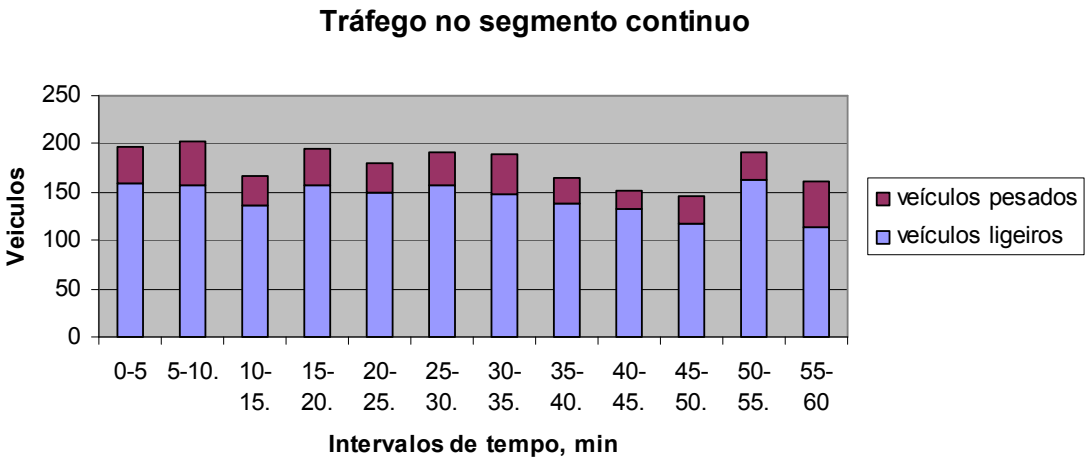



Fig.8.10 – Gráfico de análise dos volumes de tráfego para o segmento continuo

| Intervalo de tempo | Volume horário , (veic/h) | %pesados |
|---|---|---|
| 0-5 | 2364 | 23% |
| 5-10. | 2424 | 29% |
| 10-15. | 1992 | 22% |
| 15-20. | 2340 | 23% |
| 20-25. | 2160 | 20% |
| 25-30. | 2304 | 22% |
| 30-35. | 2268 | 28% |
| 35-40. | 1980 | 19% |
| 40-45. | 1824 | 15% |
| 45-50. | 1740 | 24% |
| 50-55. | 2292 | 18% |
| 55-60 | 1932 | 42% |

## Ramo de entrada:

| Intervalo de tempo | Montante | | | Ramo | | | Jusante | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Ligeiros | Pesados | %pesados | Ligeiros | Pesados | %pesados | Ligeiros | Pesados | %pesados |
| **0-5** | 68 | 8 | 12% | 48 | 17 | 35% | 116 | 25 | 22% |
| **5-10.** | 59 | 9 | 15% | 54 | 7 | 13% | 113 | 16 | 14% |
| **10-15.** | 62 | 10 | 16% | 54 | 5 | 9% | 116 | 15 | 13% |
| **15-20.** | 69 | 8 | 12% | 48 | 10 | 21% | 117 | 18 | 15% |
| **20-25.** | 52 | 16 | 31% | 36 | 6 | 17% | 88 | 22 | 25% |
| **25-30.** | 52 | 11 | 21% | 42 | 8 | 19% | 94 | 19 | 20% |
| **30-35.** | 75 | 10 | 13% | 70 | 7 | 10% | 145 | 17 | 12% |
| **35-40.** | 60 | 12 | 20% | 45 | 7 | 16% | 105 | 19 | 18% |
| **40-45.** | 75 | 10 | 13% | 40 | 6 | 15% | 115 | 16 | 14% |
| **45-50.** | 65 | 11 | 17% | 47 | 7 | 15% | 112 | 18 | 16% |
| **50-55.** | 71 | 13 | 18% | 42 | 10 | 24% | 113 | 23 | 20% |
| **55-60** | 78 | 11 | 14% | 30 | 1 | 3% | 108 | 12 | 11% |

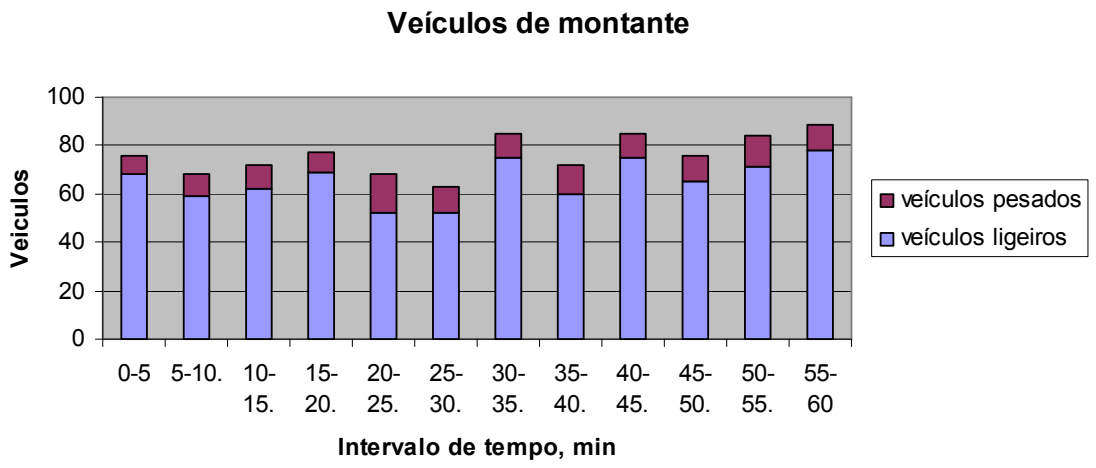



Fig.8.11 – Gráfico de análise dos volumes de tráfego de montante

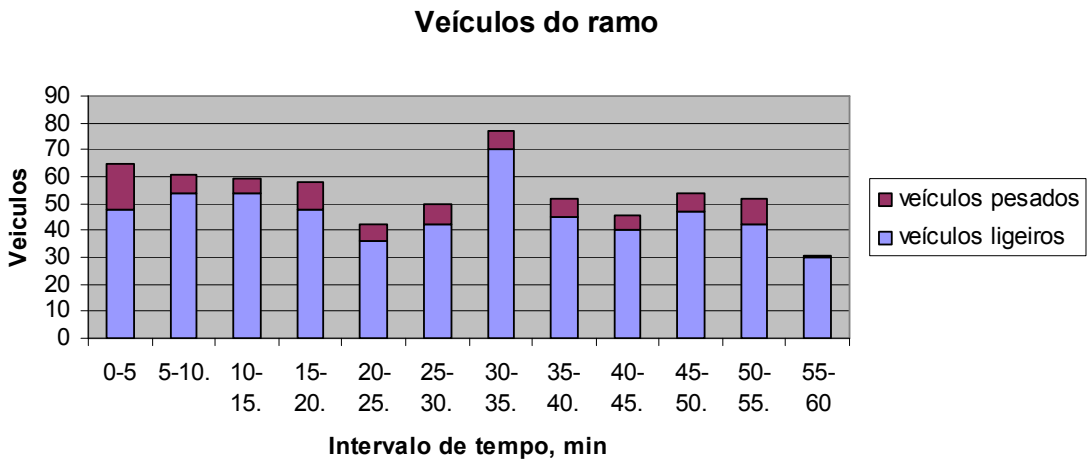



Fig.8.12 – Gráfico de análise dos volumes de tráfego do ramo

| Intervalo de tempo | **Volume horário de Montante, (veic/h)** | %pesados | **Volume horário do Ramo, (veic/h)** | %pesados | **Volume horário de Jusante, (veic/h)** | %pesados |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0-5 | 912 | 12% | 780 | 35% | 1692 | 22% |
| 5-10. | 816 | 15% | 732 | 13% | 1548 | 14% |
| 10-15. | 864 | 16% | 708 | 9% | 1572 | 13% |
| 15-20. | 924 | 12% | 696 | 21% | 1620 | 15% |
| 20-25. | 816 | 31% | 504 | 17% | 1320 | 25% |
| 25-30. | 756 | 21% | 600 | 19% | 1356 | 20% |
| 30-35. | 1020 | 13% | 924 | 10% | 1944 | 12% |
| 35-40. | 864 | 20% | 624 | 16% | 1488 | 18% |
| 40-45. | 1020 | 13% | 552 | 15% | 1572 | 14% |
| 45-50. | 912 | 17% | 648 | 15% | 1560 | 16% |
| 50-55. | 1008 | 18% | 624 | 24% | 1632 | 20% |
| 55-60 | 1068 | 14% | 372 | 3% | 1440 | 11% |

## 8.15. DETERMINAÇÃO DOS NÍVEIS DE SERVIÇO ATRAVÉS DO HCM

### 8.7.1. SEGMENTO CONTÍNUO

**HCM 1985:**

fw= 0,95
fp=1
Et= 4 (terreno ondulado)

| Intervalo de tempo | Volume horário , (veic/h) | Volume horário por via , (veic/h/via) | %pesados | fhv | Débito, uvl/h | Velocidade média de percuso, S (km/h) | Concentração (uvl/km/via) | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0-5 | 2364 | 1182 | 23% | 0,59 | 2002 | * | | F |
| 5-10. | 2424 | 1212 | 29% | 0,54 | 2254 | * | | F |
| 10-15. | 1992 | 996 | 22% | 0,60 | 1655 | 73,9 | 22,4 | D |
| 15-20. | 2340 | 1170 | 23% | 0,59 | 1992 | 50,2 | 39,6 | E |
| 20-25. | 2160 | 1080 | 20% | 0,63 | 1728 | 71,8 | 24,0 | D |
| 25-30. | 2304 | 1152 | 22% | 0,61 | 1896 | 61,9 | 30,6 | E |
| 30-35. | 2268 | 1134 | 28% | 0,55 | 2076 | * | | F |
| 35-40. | 1980 | 990 | 19% | 0,64 | 1546 | 76,0 | 20,3 | D |
| 40-45. | 1824 | 912 | 15% | 0,69 | 1327 | 78,9 | 16,8 | C |
| 45-50. | 1740 | 870 | 24% | 0,58 | 1495 | 76,7 | 19,5 | C |
| 50-55. | 2292 | 1146 | 18% | 0,65 | 1761 | 70,5 | 25,0 | D |
| 55-60 | 1932 | 966 | 42% | 0,44 | 2197 | * | | F |

*Segundo HCM de 85, a capacidade da via é 2000uvl/h/via e, por isso, assume que estes intervalos de tempo ultrapassam a capacidade

**HCM 2000:**

BFFS= 100 nós a 5km a montante da zona em estudo=3
flw= 1 nós a 5km a jusante da zona em estudo=2
flc= 0 nós/km=5/10=0,5
fn= 7,3
fid= 2,1 i=3,6%
FFS= 89,6 L=600m
3100-15FFS= 1756 Et=1,5 para % de veic pesados entre 15 e 20%

| Intervalo de tempo | **Volume horário, (veic/h)** | **Volume horário por via , (veic/h/via)** | **%pesados** | **fhv** | **Débito, uvl/h/via** | **Velocidade média de percuso, S (km/h)** | **Concentração (uvl/km/via)** | **LOS** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0-5 | 2364 | 1182 | 23% | 0,90 | 1319 | 89,6 | 14,7 | C |
| 5-10. | 2424 | 1212 | 29% | 0,87 | 1386 | 89,6 | 15,5 | C |
| 10-15. | 1992 | 996 | 22% | 0,90 | 1106 | 89,6 | 12,3 | C |
| 15-20. | 2340 | 1170 | 23% | 0,90 | 1307 | 89,6 | 14,6 | C |
| 20-25. | 2160 | 1080 | 20% | 0,91 | 1188 | 89,6 | 13,3 | C |
| 25-30. | 2304 | 1152 | 22% | 0,90 | 1276 | 89,6 | 14,2 | C |
| 30-35. | 2268 | 1134 | 28% | 0,88 | 1291 | 89,6 | 14,4 | C |
| 35-40. | 1980 | 990 | 19% | 0,91 | 1083 | 89,6 | 12,1 | C |
| 40-45. | 1824 | 912 | 15% | 0,93 | 981 | 89,6 | 10,9 | B |
| 45-50. | 1740 | 870 | 24% | 0,89 | 974 | 89,6 | 10,9 | B |
| 50-55. | 2292 | 1146 | 18% | 0,92 | 1249 | 89,6 | 13,9 | C |
| 55-60 | 1932 | 966 | 42% | 0,82 | 1171 | 89,6 | 13,1 | C |

### 8.7.2. RAMO DE ENTRADA

**HCM 85:**

Et=1,7 fp=1 fw=1

| **Intervalo de tempo** | **Volume de Montante (veic/h)** | **Volume de convergência* (veic/h)** | **fhv (ramo)** | **Débito de convergência (uvl/h)** | **Volume de jusante (veic/h)** | **fhv (jusante)** | **Débito de jusante (uvl/h)** | **LOS** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0-5 | 912 | 780 | 0,80 | **973** | 1692 | 0,87 | **1947** | B |
| 5-10. | 816 | 732 | 0,92 | **798** | 1548 | 0,91 | **1701** | B |
| 10-15. | 864 | 708 | 0,94 | **754** | 1572 | 0,92 | **1714** | B |
| 15-20. | 924 | 696 | 0,87 | **798** | 1620 | 0,90 | **1794** | B |
| 20-25. | 816 | 504 | 0,90 | **563** | 1320 | 0,85 | **1551** | B |
| 25-30. | 756 | 600 | 0,88 | **680** | 1356 | 0,88 | **1548** | B |
| 30-35. | 1020 | 924 | 0,93 | **989** | 1944 | 0,92 | **2104** | B |
| 35-40. | 864 | 624 | 0,90 | **692** | 1488 | 0,89 | **1676** | B |
| 40-45. | 1020 | 552 | 0,90 | **610** | 1572 | 0,91 | **1725** | B |
| 45-50. | 912 | 648 | 0,91 | **716** | 1560 | 0,90 | **1736** | B |
| 50-55. | 1008 | 624 | 0,86 | **728** | 1632 | 0,88 | **1865** | B |
| 55-60 | 1068 | 372 | 0,98 | **381** | 1440 | 0,93 | **1552** | B |

*Segundo HCM de 85, para a situação de adição de uma via após o ramo de entrada, este deve ser igual ao volume do ramo

**HCM 2000:**

Et=1,5 Fp=1 La=450m Pfm=1

| Intervalo de tempo | Volume de Montante=V12 (veic/h) | Volume do ramo, Vr (veic/h) | fhv (ramo) | Débito do ramo, vr (uvl/h) | Volume de jusante (veic/h) | fhv (jusante) | Débito de jusante, vfo (uvl/h) | Concentração, uvl/km | LOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0-5 | 912 | 780 | 0,85 | 918 | 1692 | 0,90 | **1874** | **6,3** | B |
| 5-10. | 816 | 732 | 0,94 | 779 | 1548 | 0,93 | **1658** | **5,2** | A |
| 10-15. | 864 | 708 | 0,96 | 741 | 1572 | 0,94 | **1674** | **5,2** | A |
| 15-20. | 924 | 696 | 0,91 | 769 | 1620 | 0,93 | **1745** | **5,6** | A |
| 20-25. | 816 | 504 | 0,92 | 546 | 1320 | 0,89 | **1485** | **4,1** | A |
| 25-30. | 756 | 600 | 0,91 | 657 | 1356 | 0,91 | **1493** | **4,3** | A |
| 30-35. | 1020 | 924 | 0,95 | 970 | 1944 | 0,94 | **2058** | **7,0** | B |
| 35-40. | 864 | 624 | 0,93 | 673 | 1488 | 0,92 | **1623** | **4,9** | A |
| 40-45. | 1020 | 552 | 0,93 | 593 | 1572 | 0,93 | **1681** | **5,3** | A |
| 45-50. | 912 | 648 | 0,93 | 696 | 1560 | 0,93 | **1685** | **5,2** | A |
| 50-55. | 1008 | 624 | 0,89 | 698 | 1632 | 0,91 | **1798** | **5,7** | A |
| 55-60 | 1068 | 372 | 0,98 | 378 | 1440 | 0,95 | **1520** | **4,5** | A |

## 8.16. AVALIAÇÃO DO NÍVEL DE SERVIÇO ATRAVÉS DA OBSERVAÇÃO DE IMAGENS

A escolha dos intervalos de cinco minutos a serem observados foram escolhidos em função do maior intervalo entre os resultados obtidos pelos dois HCM's.

Segmento contínuo:

| Intervalo de tempo | LOS | | |
|---|---|---|---|
| | HCM 85 | HCM 2000 | |
| 0-5 | F | C | Seleccionado |
| 5-10. | F | C | |
| 10-15. | D | C | |
| 15-20. | E | C | |
| 20-25. | D | C | |
| 25-30. | E | C | |
| 30-35. | F | C | |
| 35-40. | D | C | |
| 40-45. | C | B | |
| 45-50. | C | B | |
| 50-55. | D | C | |
| 55-60 | F | C | |

Ramo de ligação:

| | LOS | | |
|---|---|---|---|
| Intervalo de tempo | HCM 85 | HCM 2000 | |
| 0-5 | B | B | |
| 5-10. | B | A | Seleccionado |
| 10-15. | B | A | |
| 15-20. | B | A | |
| 20-25. | B | A | |
| 25-30. | B | A | |
| 30-35. | B | B | |
| 35-40. | B | A | |
| 40-45. | B | A | |
| 45-50. | B | A | |
| 50-55. | B | A | |
| 55-60 | B | A | |

Decorreu, após o trabalho de campo, a observação das imagens recolhidas, por uma amostra de 10 pessoas – 7 estudantes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto do ramo de Vias de Comunicação e 3 docentes deste mesmo ramo. Foi garantido que os alunos tivessem as noções básicas

dos conceitos em causa. Para garantir que os observadores não fossem influenciados, a avaliação de cada um foi confidencial e prévia ao conhecimento dos resultados obtidos pelos manuais.

Os resultados obtidos são os apresentados na seguinte tabela:

| LOS | Segmento continuo | Ramo de ligação |
|---|---|---|
| A | | |
| B | I I | I |
| C | I I I I I I | I I |
| D | I I | I I I I I I |
| E | | I |
| F | | |

As células a azul sinalizam os resultados obtidos pelo HCM de 85 enquanto os a amarelo representam os dos HCM de 2000.

Cada traço é representativo da opinião dos inquiridos, sendo que se apresenta a preto os níveis de serviço atribuídos pelos alunos e vermelho os dos docentes.

I- Avaliação atribuída por aluno

I- Avaliação atribuída por docente

| | |
|---|---|
| | Avaliação obtida através do HCM 2000 |
| | Avaliação obtida através do HCM de 85 |

# 9
# CONCLUSÃO

A presente monografia apresentou, como principal objectivo, a comparação dos resultados de níveis de serviço calculados pelos HCM 85 e 2000 e a verificação da adequação dos HCM à realidade rodoviária nacional (incluindo, naturalmente, uma conclusão sobre a maior ou menor adequação de cada um dos HCM).

Naturalmente, fruto dos estudos de preparação do HCM 2000, este aborda as auto-estradas com maior minúcia, incluindo novos dados geométricos (como o comprimento dos ramos de entrada e saída), garantindo maior detalhe na avaliação do nível de serviço. De facto, para qualquer nível de serviço calculado pelo HCM 85, o HCM 2000 apresenta uma gama de resultados que podem variar entre os níveis imediatamente superior ou inferior podendo, inclusivamente, resultar numa diferença ainda superior, em alguns casos específicos. Daqui resulta que, globalmente, o detalhe de avaliação colocado na avaliação do nível de serviço é superior no HCM 2000. Tal facto não merece surpresa. No fundo, esta comparação é entre um elemento de trabalho e a sua actualização.

No que respeita à adequação à realidade nacional, do que resulta do trabalho de campo, o HCM 2000 aparenta melhor correlação com esta, dada a avaliação de nível de serviço levada a cabo pelos colegas e Professores intervenientes. Novamente, deste facto não resulta qualquer surpresa. O facto de a avaliação, segundo o HCM 2000, considerar a densidade de nós e o comprimento dos ramos, coaduna a percepção do utilizador e o nível de serviço. A nível nacional, proliferam as auto-estradas urbanas, onde o volume de tráfego é elevado, a densidade de nós é crescente e onde o comprimento dos ramos assume uma importância vital nas ligações entre as vias urbanas e a auto-estrada. Deste modo, poder-se-á concluir que o HCM 2000 estará mais ajustado a esta realidade. Não obstante, em Portugal, existem auto-estradas cujo objectivo primordial é estabelecer uma ligação rodoviária entre capitais de distrito, com nós em cada 30 quilómetros, em média. Nestas auto-estradas, pese embora o facto de poderem verificar concentrações de tráfego elevadas, não influirá (pelo menos, com o peso que tem nas auto-estradas urbanas) o comprimento das vias de aceleração e desaceleração. Tem-se que, nestes casos, o HCM 85 não estará longe desta realidade. Não obstante, também o HCM 2000 não estará. Conclui-se, portanto, que o HCM 2000, de facto, é o manual mais adequado à realidade nacional.

Ainda que se conclua que o HCM 2000 esteja de acordo com a percepção que os utilizadores têm das auto-estradas nacionais, o trabalho de desenvolvimento não estará completo. De facto, este HCM ignora uma série de elementos que condicionam a condução e a sensação de segurança do condutor. A assunção de que o pavimento se encontra em bom estado parece flagrante. Numa situação limite, um pavimento fissurado e com problemas de drenagem, se as características geométricas

garantirem o necessário para um bom nível de serviço, não será este pavimento a evitá-lo. Parece clara a necessidade de incorporar novos *inputs* ao modelo de cálculo do nível de serviço. Como breve exemplo, apresenta-se a existência de dispositivos de protecção a motociclistas (estes interferem directamente com a sensação de segurança), a qualidade, o espaçamento e frequência da sinalização (vertical ou horizontal), a existência de pilares de obras de arte superiores no separador central (influenciando, novamente, a sensação de segurança), a natureza do separador central, a largura do mesmo ou, por último, a faixa de área de talude de escavação desmatada. Todos estes elementos influenciam a percepção de conforto e segurança do utilizador e, de momento, não se encontram reflectidos no HCM, apresentando-se como uma séria lacuna.

Concluindo, ainda que possamos assumir que o HCM 2000 é um manual evoluído e com alguma adaptabilidade à rede rodoviária nacional, de modo a poder reflectir uma correcta avaliação, deverá sofrer a inclusão, para avaliação, de vários novos dados que, na realidade, influenciam o nível de serviço, não se reflectindo na avaliação actual.

# ANEXOS

# ANEXO A

Equações dos débitos nas vias 1 HCM 1985

**A.1.Ramo de entrada isolada:**

Determinação do volume na via 1 de auto-estradas de 4 vias numa secção a montante da junção de um ramo de entrada de uma só via.

Equação: $v_1 = 136 + 0{,}345 v_f - 0{,}115 v_r$

Condições de utilização:

1- Ramo de entrada com uma única via numa auto-estrada de 4 vias, com ou sem via de aceleração.
2- Não é aplicável à ligação interior dum nó em folha de trevo.
3- Não é aplicável se houver um ramo de entrada adjacente a montante no espaço de 600m.
4- Limitações:

$v_f$ = 400 a 3400 veic/h

$v_r$ = 50 a 1400 veic/h

**A.2.Ramo de saída isolada:**

Determinação do volume na via 1 de auto-estradas de 4 vias numa secção a montante da junção de um ramo de saída de uma só via.

Equação: $v_1 = 165 + 0{,}345 v_f + 0{,}52 v_r$

Condições de utilização:

1- Ramo de saída com uma única via numa auto-estrada de 4 vias, com ou sem via de desaceleração.
2- Não é aplicável se houver um ramo de entrada adjacente a montante no espaço de 960m.
3- Limitações:

$v_f$ = 400 a 4200 veic/h

$v_r$ = 50 a 1500 veic/h

**A.3.Ramo de entrada seguido de ramo de saída:**

Determinação do volume na via 1 de auto-estradas de 4 vias numa secção a montante da junção de uma rampa de saída de via única, com rampa de entrada a montante a menos de 960 metros da rampa de saída.

Equação: $v_1 = 202 + 0{,}362 v_f + 0{,}496 v_r - 0{,}23 D_u + 0{,}096 v_u$

Condições de utilização:

1- Ramo de saída de uma única via numa auto-estrada de 4 vias, com ou sem via de desaceleração e com rampa adjacente a montante a menos de 960 metros.

2- Limitações:

$v_f$ = 70 a 4200 veic/h

$v_r$ = 50 a 1600 veic/h

$v_u$ = 50 a 900 veic/h

$D_u$ = 210 a 960 veic/h

# ANEXO B

Curvas de aceleração e desaceleração de veículos pesados

# ANEXO C

Perfiz transversais e longitudinais dos segmentos de estudo

## BIBLIOGRAFIA

[1] Américo Pires da Costa, *Capacidade e Níveis de Serviço.* Faculdade de Engenharia do Porto, FEUP, 1990

[2] Laboratório de engenharia de Angola, *Manual de Capacidade de Estradas*, Luanda, 1971.

[3] Transportation research board, *Highway Capacity Manual. Special Report 209*, Washington, D.C.,1985

[4] Transportation research board, *Highway Capacity Manua, HCM 2000*, Washington, D.C.,2000

[5] Transportation Research Board, Interim Materials on Highway Capacity. Circular nº 212, Washington, D.C., 1980.

[6] Wayne K. Kittelson*, Transportation Research Circular E-C018: 4th Simposium on Highway Capacity,* Kittelson and Associates, Inc., USA

[7] Al-Kaisy, Ahmed, *Passenger Car Equivalents for Heavy Vehicles at Freeways and Multilane Highways Some Critical Issues Transportation Road Transportation & Trucking from AllBusiness*, Institute of Transportation Engineers. ITE Journal, 2006.

[8] Richardson, Graig, *Stuck in Traffic*. Southern Economic journal, 1994

[9] Thenoux G, Lastra S**,** *Producing a free-flow model for the first Chilean freeway using Highway Capacity Manual 2000***,** JOURNAL OF TRANSPORTATION ENGINEERING-ASCE 131 (12): 961-962 DEC 2005

[10] Transportation Research Board, *Research Program for Improvement of the Highway Capacity Manual.* Washington, D.C.,2005

[11] Douglas W. Harwood, Midwest Research Institute,Aimee Flannery, George Mason University, Douglas McLeod, Florida Department of Transportation, Mark Vandehey, Kittelson and Associates, *The Case for Retaining the Level-of-Service Concept in the Highway Capacity Manual*

**Sergio Henrique Demarchi, José Reynaldo A. Setti,** Análise de Capacidade e Nível de Serviço de Segmentos Básicos de Rodovias utilizando o HCM 2000**,**

[12] Francisco Suliano Mesquita Paula, *Proposta de adaptação da metodologia do Highway Capacity Manual 2000 para análise de vias arteriais urbanas em Fortaleza*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, 2006.

[13] Kimberly Seager, *An exploratory data collection approach for the assesment of level of service from a traveler's perspective*, Dissertação de Mestrado, University of Florida, 2004

[14] Jorge A. Timaná Rojas*, Capacidad Vial y Nivel de Servicio*, Universidade de Piura

All Business (http://www.allbusiness.com/transportation-warehousing/892939-1.html),2008

All Business (http://www.allbusiness.com/specialty-businesses/439411-1.html), 2008

Tese Kimberley Seager (http://etd.fcla.edu/UF/UFE0003401/seager_k.pdf)

Pontifícia Universidad Católica de Chile, Escuela de Engenieria (http://www.ing.puc.cl/esp/alumpostgrado/investigacion/act.html?act=isi)

EP (http://www.estradasdeportugal.pt/site/v3/?id_pagina=&grupo=1&Ln=1&id_bloco=AC47B081-25D5-4019-81C2-C1459450F2C3)

Transportation Research Board (www.TRB.org)

Erik O.Ruehr,The year 2000 capacity manual,(https://people.sunyit.edu/~lhmi/ahb40/ppt/eritehcm.ppt)