

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS - ESPE**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO EN LA  
AUTOVÍA “OTAVALO-IBARRA” CORRESPONDIENTE  
AL CORREDOR NORTE CONCESIONADO  
“RUMICHACA-CALDERÓN”, ESTATAL E-35  
(LONGITUD: 18,90 KM)**

**TOMO I**

**Previa a la obtención de Grado Académico o Título de:**

**INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

**SR. ANDRÉS EDUARDO RAMÓN VELÁSTEGUI**

**SANGOLQUÍ, ABRIL DE 2014**

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. **ANDRÉS EDUARDO RAMÓN VELÁSTEGUI** como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, Abril de 2014

---

Ing. Eduardo Carrión Estupiñán  
**DIRECTOR**

---

Ing. Jaime Erazo Pástor  
**CODIRECTOR**

**REVISADO POR**

---

Dr. Pablo Caiza  
**DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

## **DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

SR. ANDRÉS EDUARDO RAMÓN VELÁSTEGUI

### **DECLARO QUE:**

El proyecto de grado titulado, "**EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO EN LA AUTOVÍA "OTAVALO-IBARRA" CORRESPONDIENTE AL CORREDOR NORTE CONCESIONADO "RUMICHACA-CALDERÓN", ESTATAL E-35 (LONGITUD: 18,90 KM)**", ha sido desarrollado con base a la investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía, consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención.

Sangolquí, Abril de 2014

---

**Andrés Eduardo Ramón Velástegui**

## AUTORIZACIÓN

Yo, ANDRÉS EDUARDO RAMÓN VELÁSTEGUI

Autorizo a la Universidad Fuerzas Armadas - ESPE, la publicación en la biblioteca virtual del trabajo **"EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO EN LA AUTOVÍA "OTAVALO-IBARRA" CORRESPONDIENTE AL CORREDOR NORTE CONCESIONADO "RUMICHACA-CALDERÓN", ESTATAL E-35 (LONGITUD: 18,90 KM)"**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Abril de 2014

---

**Andrés Eduardo Ramón Velástegui**



## **DEDICATORIA**

A mis padres, por inculcarme los valores necesarios para ser una persona de bien, demostrándome que todo con esfuerzo y dedicación se puede lograr. A mis hermanos, porque juntos hemos sabido superar cualquier adversidad. A mis queridos familiares y amigos, por todo su cariño e incondicional apoyo.

*Andrés Eduardo Ramón Velástegui*

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco especialmente a mis padres, por ser los pilares fundamentales de mi vida, ya que ustedes han sido quienes me han formado y educado, siempre, de la mejor manera, enseñándome que lo importante en la vida es trazarse objetivos y cumplirlos.

Mi más sincero agradecimiento al Ing. Eduardo Carrión, por su desinteresada colaboración en la dirección de esta tesis, por apoyarme con sus valiosos conocimientos y consejos en aras de mi mejora continua; por la apertura brindada para la ejecución y satisfactorio cumplimiento de esta meta. De igual forma, expreso mi agradecimiento al Ing. Jaime Erazo, por todos sus aportes transmitidos, los cuales contribuyeron significativamente en el desarrollo del presente estudio.

Una mención especial a la Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones del Transporte, Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), por haberme facilitado la información necesaria para la elaboración del presente proyecto de grado.

*Andrés Eduardo Ramón Velástegui*

# ÍNDICE DE CONTENIDOS

## -TOMO I-

	<b>Pág.</b>
<b>CERTIFICACIÓN.....</b>	<b>i</b>
<b>DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD.....</b>	<b>ii</b>
<b>AUTORIZACIÓN.....</b>	<b>iii</b>
<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>iv</b>
<b>AGRADECIMIENTO.....</b>	<b>v</b>
<b>ÍNDICE DE CONTENIDOS.....</b>	<b>vi</b>
<b>LISTADO DE TABLAS.....</b>	<b>xv</b>
<b>LISTADO DE CUADROS.....</b>	<b>xxi</b>
<b>LISTADO DE FIGURAS.....</b>	<b>xxvi</b>
<b>LISTADO DE FOTOGRAFÍAS.....</b>	<b>xxxii</b>
<b>EXTRACTO.....</b>	<b>xxxiii</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>xxxiv</b>
<b>CAPÍTULO I. GENERALIDADES Y FINALIDAD.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 OBJETIVOS .....</b>	<b>4</b>
<i>1.2.1 Objetivo General .....</i>	<i>4</i>
<i>1.2.2 Objetivos Específicos.....</i>	<i>4</i>
<b>1.3 ANTECEDENTES.....</b>	<b>4</b>
<b>1.4 ALCANCE .....</b>	<b>6</b>

<b>1.5 ZONA DE UBICACIÓN Y DE INFLUENCIA .....</b>	<b>8</b>
<b>1.6 BIOCLIMA Y ECOLOGÍA.....</b>	<b>9</b>
<b>1.7 FUNCIONALIDAD DE LA VÍA.....</b>	<b>10</b>
<i>1.7.1 Características Anteriores a la Entrega Definitiva de la Autovía</i>	
<i>“Otavalo-Ibarra” .....</i>	<i>11</i>
<i>1.7.2 Situación Anterior y Actual de la Vía.....</i>	<i>12</i>
<i>1.7.3 Tránsito.....</i>	<i>12</i>
<i>1.7.4 Obras de Drenaje .....</i>	<i>13</i>
<i>1.7.5 Infraestructura Sanitaria y Riego.....</i>	<i>14</i>
<i>1.7.6 Señalización e Iluminación.....</i>	<i>14</i>
<b>1.8 INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE TERRESTRE</b>	
<b>ECUATORIANO.....</b>	<b>15</b>
<i>1.8.1 Sistema de la Infraestructura del transporte Terrestre Ecuatoriano ....</i>	<i>15</i>
<b>1.9 JERARQUÍA VIARIA .....</b>	<b>16</b>
<i>1.9.1 Red Vial en el Ecuador.....</i>	<i>17</i>
<i>1.9.2 Clasificación de la Red Vial .....</i>	<i>20</i>
<b>1.10 PROCESO DE CONCESIONES.....</b>	<b>27</b>
<i>1.10.1 Ventajas y Fortalezas .....</i>	<i>28</i>
<i>1.10.2 Base Legal (Extracto).....</i>	<i>29</i>
<b>1.11 CONCESIONARIA PANAMERICANA S.A .....</b>	<b>32</b>
<i>1.11.1 Descripción de la situación actual del Corredor Arterial E-35.....</i>	<i>33</i>
<b>CAPÍTULO II. ESTUDIO DE TRÁNSITO .....</b>	<b>38</b>
<b>2.1 DEFINICIÓN DE TRÁNSITO.....</b>	<b>38</b>

<b>2.2 ANÁLISIS E IMPORTANCIA.....</b>	<b>38</b>
<b>2.3 CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO .....</b>	<b>42</b>
2.3.1. <i>Velocidad (V).....</i>	44
2.3.1.1 <i>Estudios de Velocidad en Carreteras .....</i>	45
2.3.1.2 <i>Estudios de Velocidad en el Sitio.....</i>	47
2.3.1.2.1 <i>Ubicaciones de Sitios para los Estudios de Velocidad .....</i>	47
2.3.1.3 <i>Métodos para Realizar Estudios de Velocidad en Sitio.....</i>	56
2.3.1.4 <i>Metodología empleada para la medición de Velocidades en</i> <i>Sitio: Tipo Radar.....</i>	56
2.3.1.4.1 <i>Ventajas del Dispositivo Tipo Foto Radar.....</i>	64
2.3.1.4.2 <i>Recomendaciones sobre la Instalación del Equipo.....</i>	65
2.3.1.5 <i>Límites de Velocidad.....</i>	65
2.3.2 <i>Estudio de velocidad autovía “Otavalo-Ibarra” .....</i>	68
2.3.2.1 <i>Presentación y Análisis de los Datos de Velocidad.....</i>	71
2.3.3 <i>Velocidad de diseño.....</i>	81
2.3.4 <i>Estudio de tiempos y velocidad de recorrido .....</i>	83
2.3.4.1 <i>Métodos utilizados para la elaboración del Estudio de Tiempo</i> <i>de Viaje y Demora.....</i>	85
2.3.5 <i>Estudio de tiempos y velocidad de recorrido en la autovía</i> <i>“Otavalo-Ibarra” .....</i>	87
2.3.5.1 <i>Presentación y análisis de resultados.....</i>	101
2.3.6 <i>Densidad o concentración (k).....</i>	112
2.3.6.1 <i>variables relacionadas con la densidad .....</i>	113
2.3.7 <i>Volumen (v) o intensidad de Tráfico .....</i>	115

2.3.7.1	<i>Volúmenes de Tránsito Absolutos o Totales</i> .....	116
2.3.7.2	<i>Volúmenes de Tránsito Promedio Diarios</i> .....	117
2.3.7.3	<i>Volúmenes de Tránsito Horarios</i> .....	121
2.3.7.4	<i>Variación del Volumen de Tránsito en la hora de Máxima Demanda</i> .....	124
2.3.8	<i>Mediciones del volumen de tráfico autovía "Otavalo-Ibarra"</i> .....	125
2.3.8.1	<i>Factores de Crecimiento del TPDA</i> .....	126
2.3.8.2	<i>Intensidades de Tráfico</i> .....	141
2.3.8.3	<i>Tasas de Crecimiento</i> .....	163
2.3.9	<i>Proyecciones del Tráfico</i> .....	190
2.3.10	<i>Cálculo del Factor de Máxima Demanda (FHMD)</i> .....	195
2.3.10.1	<i>Variables relacionadas con el flujo</i> .....	203
2.3.11	<i>Cálculo tasas de flujo e intervalos</i> .....	204
2.3.12	<i>Relación entre el flujo, la velocidad, la densidad, el intervalo y el espaciamiento</i> .....	210
2.3.12.1	<i>Relación entre los tres parámetros básicos</i> .....	213
<b>2.4</b>	<b>CONGESTIÓN DEL TRÁNSITO</b> .....	<b>218</b>
2.4.1	<i>Efectos de la Congestión</i> .....	219
<b>CAPÍTULO III. CAPACIDAD VIAL</b> .....		<b>222</b>
<b>3.1</b>	<b>DEFINICIÓN DE CAPACIDAD</b> .....	<b>222</b>
<b>3.2</b>	<b>ANÁLISIS DE CAPACIDAD</b> .....	<b>223</b>
3.2.1	<i>Relación entre Demanda Vehicular y Oferta Vial</i> .....	224
<b>3.3</b>	<b>CONDICIONES PREVALECIENTES</b> .....	<b>228</b>

<b>3.4 CRITERIOS DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO .....</b>	<b>231</b>
3.4.1 <i>Condiciones Bases o Ideales que definen la Capacidad.....</i>	232
3.4.3 <i>Capacidad en Carreteras de Dos Carriles.....</i>	233
3.4.4 <i>Capacidad en Carreteras de Carriles Múltiples .....</i>	235
3.4.5 <i>Capacidad en Autopistas .....</i>	241
<b>3.5 RADIO DE PROPORCIÓN DE FLUJO (V/C) Y SU USO .....</b>	<b>242</b>
<b>3.6 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE UN PROYECTO.....</b>	<b>243</b>
3.6.1 <i>Criterios de Operación del Tránsito .....</i>	244

**-TOMO II-**

<b>CAPÍTULO IV. NIVEL DE SERVICIO .....</b>	<b>1</b>
<b>4.1 DEFINICIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>4.2 MANUALES DE CAPACIDAD VIAL DE LOS ESTADOS UNIDOS .....</b>	<b>3</b>
4.2.1 <i>Versiones de los Años 1950, 1985, 1994, 2000 y 2010.....</i>	3
4.2.2 <i>Presentación del Manual .....</i>	5
4.2.3 <i>Metodología para el cálculo de la capacidad y determinación del nivel de servicio en vías Rurales y Urbanas .....</i>	6
<b>4.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES.....</b>	<b>11</b>
<b>4.4 CARRETERAS DE DOS CARRILES.....</b>	<b>11</b>
<b>4.5 CARRETERAS MULTICARRIL.....</b>	<b>14</b>

4.5.1 Condiciones Ideales.....	16
4.5.2 Velocidad a Flujo Libre.....	17
4.5.2.1 Determinación de la Velocidad a Flujo Libre (FFS) .....	18
4.5.3 Nivel de Servicio en Carreteras Multicarril (NDS).....	25
4.5.3.1 Condiciones Prevalcientes.....	26
4.5.3.1.1 Condiciones de la Infraestructura Vial.....	27
4.5.3.1.2 Condiciones de Tránsito .....	30
4.5.3.1.3 Condiciones de Control .....	37
4.5.4 Criterios de Capacidad y Nivel de Servicio .....	37
4.5.4.1 Clasificación Cromática .....	45
4.5.5 Esquema Metodológico .....	45
4.5.6 Determinación del flujo .....	48
4.5.7 Determinación del Nivel de Servicio .....	54
<b>4.6 NIVELES DE ANÁLISIS.....</b>	<b>55</b>
<b>4.7 INTERSECCIONES CON SEMÁFOROS.....</b>	<b>61</b>
4.7.1 Características Generales .....	62
4.7.2 Capacidad de las Intersecciones Señalizadas .....	63
4.7.4 Metodología de Análisis Operacional .....	67
4.7.5 Lista de Revisión.....	87
<b>CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE CONDICIONES PREVALECIENTES</b>	
<b>AUTOVÍA “OTAVALO – IBARRA” .....</b>	<b>89</b>
<b>5.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE VÍAS INTEGRALES.....</b>	<b>89</b>
5.1.1 Diseño de Caminos en Zonas Especiales .....	90



5.1.2 Normas de Diseño .....	91
<b>5.2 CONDICIONES PREVALECIENTES .....</b>	<b>92</b>
5.2.2 Trazado actual de la vía .....	97
5.2.2.1 Alineamiento Horizontal.....	99
5.2.2.2 Alineamiento Vertical .....	109
5.2.2.3 Secciones Transversales .....	122
<b>5.3 SEÑALIZACIÓN .....</b>	<b>135</b>
5.3.1 Dispositivos de Control del Tránsito.....	135
5.3.1.2 Señalización Vertical .....	138
5.3.1.3 Semáforos.....	148
5.3.2 Requisitos.....	151
<b>5.4 SEGURIDAD VIAL .....</b>	<b>158</b>
5.4.1 Causas de los Accidentes de Tránsito .....	159
5.4.2 Análisis de Accidentes .....	162
5.4.2.1 Índice de Siniestralidad .....	164
5.4.3 Análisis de Zonas Conflictivas .....	170
5.4.4 Zonas de señalización recomendadas .....	173
 <b>CAPÍTULO VI. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DEL NIVEL DE SERVICIO DE LA CARRETERA MULTICARRIL, TRAMO “OTAVALO – IBARRA” .....</b>	 <b>177</b>
 <b>6.1 DESCRIPCIÓN DEL TRAMO .....</b>	 <b>177</b>

<b>6.2 CÁLCULO DE CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO AUTOVÍA</b>	
<b>"OTAVALO-IBARRA" .....</b>	<b>177</b>
6.2.1 <i>Análisis Operacional</i> .....	178
6.2.1.1 <i>Procedimiento de Cálculo</i> .....	185
6.2.2 <i>Análisis de Diseño</i> .....	203
6.2.2.1 <i>Procedimiento de Cálculo</i> .....	204
6.2.2.2 <i>Cálculo de la relación (v/c):</i> .....	211
6.2.3 <i>Análisis Operacional de Intersección con Semáforo:</i> .....	228
<b>CAPÍTULO VII. EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL TRAMO.....</b>	<b>244</b>
<b>7.1 INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>244</b>
<b>7.2 SITUACIÓN ANTERIOR A LA AMPLIACIÓN AUTOVÍA</b>	
<b>"OTAVALO-IBARRA" .....</b>	<b>244</b>
<b>7.3 IDENTIFICACIÓN, CUANTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE</b>	
<b>BENEFICIOS Y COSTOS.....</b>	<b>245</b>
7.3.1 <i>Beneficios Sociales por Ahorro de los Costos Generalizados de</i>	
<i>Viaje</i> .....	248
7.3.1.1 <i>Costos Combustible</i> .....	249
7.3.1.2 <i>Costo por Lubricantes</i> .....	250
7.3.1.3 <i>Costo por Neumáticos</i> .....	251
7.3.1.4 <i>Costo por Tiempo de Choferes y Tiempo de Pasajero</i> .....	251
7.3.1.5 <i>Costo por Mantenimiento Vehículo</i> .....	251
<b>7.4 APLICACIÓN DEL MODELO .....</b>	<b>251</b>
7.4.1 <i>Oferta</i> .....	252

7.4.2.1 Utilización de los vehículos .....	256
7.4.2.2 Costos Unitarios de los Recursos .....	258
7.4.2.3 Costos de Mantenimiento para ingresar al Modelo HDM-4.....	260
<b>7.5 RESULTADOS .....</b>	<b>266</b>
7.5.1 Determinación de Ahorros .....	272
7.5.1.1 Ahorros en los Costos de Operación Vehicular .....	273
<b>7.6 ANÁLISIS COSTO - BENEFICIO .....</b>	<b>275</b>
7.6.1 Supuestos utilizados para el Cálculo.....	276
7.6.2 Resultados.....	277
<b><i>CAPÍTULO VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</i></b>	<b>282</b>
<b><i>CAPÍTULO IX. BIBLIOGRAFÍA.....</i></b>	<b>291</b>
<b><i>CAPÍTULO X. ANEXOS</i></b>	

## LISTADO DE TABLAS

		Pág.
Tabla 1.1	Coordenadas UTM y Cotas del Trazado Vial.....	8
Tabla 1.2	Utilización del Pavimento Anterior para la fase de Ampliación.....	11
Tabla 2.1	Constante correspondiente al Nivel de Confiabilidad.....	55
Tabla 2.2	Límites de Velocidad.....	66
Tabla 2.3	Datos de Velocidad obtenidos en la autovía "Otavalo-Ibarra".....	72
Tabla 2.4	Número de Intervalos de clase por Tamaño de Muestra.....	74
Tabla 2.5	Distribución de Frecuencias para el Conjunto de Datos de Velocidades de Punto Autovía "Otavalo-Ibarra".....	75
Tabla 2.6	Resumen Longitudes de los Intercambiadores.....	99
Tabla 2.7	Tiempos y Velocidades de Recorrido Totales Autovía "Otavalo-Ibarra" Vehículos Livianos - Sentido: Norte.....	103
Tabla 2.8	Tiempos y Velocidades de Recorrido Puntos de Control Vehículos Livianos - Sentido: Sur.....	104
Tabla 2.9	Tiempos y Velocidades por Tramos Livianos Sentido: Norte.....	106
Tabla 2.10	Tiempos y Velocidades por Tramos Livianos Sentido: Sur.....	107
Tabla 2.11	Tiempos de Recorrido Autovía "Otavalo-Ibarra" Vehículos Livianos.....	108
Tabla 2.12	Crecimiento Poblacional Nacional.....	128
Tabla 2.13	Crecimiento Poblacional Provincial.....	130
Tabla 2.14	Proyección Provincia de Imbabura .....	132
Tabla 2.15	Proyección de la Población por Cantones de Imbabura .....	132

Tabla 2.16	Crecimiento del Parque Automotor.....	134
Tabla 2.17	Crecimiento del PIB en el Sector del Transporte y Almacenamiento.....	138
Tabla 2.18	Porcentaje Estimado de Índices.....	140
Tabla 2.19	Tráfico Consolidado Año 2001-2012.....	143
Tabla 2.20	Clasificación según Tipo de Vehículo TPDA (2001-2012).....	152
Tabla 2.21	Volumen Mensual de Vehículos (Año 2011).....	155
Tabla 2.22	Variación Semanal de los Volúmenes en el Mes de Agosto 2012..	156
Tabla 2.23	Conteo Automático de Tráfico.....	157
Tabla 2.24	Variación Diaria del Volumen Semanal de Vehículos Mixtos.....	157
Tabla 2.25	Variación Mensual del Volumen de Tránsito.....	161
Tabla 2.26	Clasificación según Tipo de Vehículo Año 2012.....	163
Tabla 2.27	Reporte Anual de Tráfico por Tipo de Vehículo.....	167
Tabla 2.28	Crecimiento Anual de Tráfico por Tipo de Vehículo.....	169
Tabla 2.29	Tasas de Crecimiento Provincia: Imbabura.....	172
Tabla 2.30	Crecimiento Anual (%) por Tipo de Vehículo Periodo 2001-2012 Tramo: Cajas-Ibarra.....	173
Tabla 2.31	Tasas de Crecimiento por Tipo de Vehículo Tramo: Cajas -Ibarra.....	190
Tabla 2.32	Proyección del Trafico Promedio Diario Anual Tramo: Cajas- Ibarra.....	191
Tabla 2.33	Tráfico Proyectado 2017 Tramo: Otavalo-Ibarra.....	192
Tabla 2.34	Tráfico Proyectado 2022 Tramo: Otavalo-Ibarra.....	193
Tabla 2.35	Tráfico Proyectado 2032 Tramo: Otavalo-Ibarra.....	194

Tabla 2.36	Intervalos (Sentido Norte).....	205
Tabla 2.37	Intervalos Simples entre pares de Vehículos Consecutivos (Sentido Norte).....	206
Tabla 2.38	Tasas de Flujo e Intervalos (Sentido Sur).....	206
Tabla 2.39	Intervalos Simples entre pares de Vehículos Consecutivos (Sentido Sur).....	207

## -TOMO II-

Tabla 4.1	Niveles de Servicio apropiados para combinaciones específicas de Área y Tipo de Terreno.....	3
Tabla 4.2	Velocidades en (Km/h) que determinan los Niveles de Servicio por Tipo de Terreno (Vc).....	13
Tabla 4.3	Criterio gráfico para Niveles de Servicio para Carreteras de 1 Calzada (2 Carriles).....	14
Tabla 4.4	Valores de Diseño de las Gradientes Longitudinales Máximas.....	29
Tabla 4.5	Características de los vehículos.....	31
Tabla 4.6	Velocidad final de camiones en rampas prolongadas (Km/h).....	32
Tabla 4.7	Criterios de Nivel de Servicio para Carreteras Multicarril.....	39
Tabla 4.8	Equivalencia de Vehículos para Segmentos Generales de Carretera.....	50
Tabla 4.9	Equivalencia de Vehículos Livianos para Camiones y Buses en pendientes de Subida Uniformes.....	51
Tabla 4.10	Equivalencia de Vehículos Livianos para Vehículos Recreacionales en pendientes de subida uniformes.....	52

Tabla 4.11	Equivalencia de Vehículos Livianos para Camiones en pendientes de bajada.....	53
Tabla 5.1	Accidentes Geográficos del Área en Estudio.....	93
Tabla 5.2	Características de Diseño Mínimas para el Diseño.....	98
Tabla 5.3	Distancia de Visibilidad Mínima para parada de un Vehículo.....	102
Tabla 5.4	Detalle de Curvas Horizontales "Autovía Otavalo-Ibarra".....	106
Tabla 5.5	Valores de Coeficiente K para Curvas Verticales Cóncavas Mínimas.....	112
Tabla 5.6	Valores de Coeficiente K para Curvas Verticales Convexas Mínimas.....	112
Tabla 5.7	Detalle del Alineamiento Vertical Autovía "Otavalo-Ibarra".....	113
Tabla 5.8	Cotas y Gradientes Longitudinales autovía "Otavalo-Ibarra".....	117
Tabla 5.9	Secciones Transversales Típicas.....	122
Tabla 5.10	Proporción disponible de la Capacidad de una Carretera tras un Incidente.....	127
Tabla 5.11	Giros a la Izquierda.....	131
Tabla 5.12	Densidad de Puntos de Acceso Autovía "Otavalo-Ibarra".....	132
Tabla 5.13	Ubicación e Identificación de la Señalización Vertical Autovía "Otavalo-Ibarra".....	142
Tabla 5.14	Volúmenes Vehiculares Mínimos para Instalación de Semáforos en Intersecciones.....	147
Tabla 5.15	Accidentes de Tránsito por Causas Probables.....	160
Tabla 5.16	Índices con respecto a la Población (x/100.000 Habitantes).....	163
Tabla 5.17	Niveles de los Índices de Peligrosidad y Gravedad.....	165

Tabla 5.18	Cálculos Índice de Peligrosidad y Gravedad Autovía "Otavalo-Ibarra".....	166
Tabla 5.19	Detalle de Accidentes Fatales (Fallecidos).....	171
Tabla 6.1	Pendientes y Longitudes por Tramos Autovía "Otavalo-Ibarra" Sentido: Norte.....	179
Tabla 6.2	Composición del TPDA de "Otavalo-Ibarra" Año 2012.....	183
Tabla 6.3	Resultados Tramo 3 (Análisis Operacional).....	197
Tabla 6.4	Resultados Tramo 3 (Análisis de Diseño).....	210
Tabla 6.5	Máxima Relación v/c de Niveles de Servicio FFS= 85 (Km/h).....	217
Tabla 6.6	Proyección Relación (v/c) Tramo: "Otavalo-Ibarra".....	218
Tabla 6.7	Fases de Semáforo.....	229
Tabla 6.8	Módulo de Ajuste de Volúmenes Intersección "San Roque".....	233
Tabla 6.9	Módulo del Flujo de Saturación Intersección "San Roque".....	235
Tabla 6.10	Módulo de Análisis de Capacidad Intersección "San Roque".....	237
Tabla 6.11	Módulo del Nivel de Servicio Intersección "San Roque".....	239
Tabla 7.1	Rendimiento de Combustible (Km/gal).....	248
Tabla 7.2	Parámetros Geométricos Ingresados en el Modelo.....	251
Tabla 7.3	Condición de la Carretera vs. IRI.....	253
Tabla 7.4	Vehículos Representativos.....	254
Tabla 7.5	Recorridos, Horas Trabajadas, Vida Media y Reencauche.....	256
Tabla 7.6	Velocidades de Circulación.....	257
Tabla 7.7	Precios de los Recursos - Financieros y Económicos.....	257
Tabla 7.8	Valores de Obras Ejecutadas en Mantenimiento Rutinario (2004-2013) Tramo: Cajas-Autovía "Otavalo-Ibarra".....	261



Tabla 7.9	Presupuesto Referencial para Mantenimiento Periódico (6 carriles).....	263
Tabla 7.10	Costo del Mantenimiento Periódico - Dos Alternativas.....	264
Tabla 7.11	Costo de Ampliación Autovía "Otavalo-Ibarra" (6 carriles).....	264
Tabla 7.12	Indicadores Económicos de Rentabilidad.....	280

## LISTADO DE CUADROS

	Pág.
Cuadro 1.1 Situación Vía Anterior vs. Vía Actual.....	12
Cuadro 1.2 Utilización del Pavimento Anterior para la fase de Ampliación.....	14
Cuadro 1.3 Longitud y Porcentaje de la Red Vial Estatal, Provincial y Cantonal.....	23
Cuadro 2.1 Elementos Básicos en Estudio de Tráfico.....	43
Cuadro 2.2 Foto Radar Marca “Robot”.....	58
Cuadro 2.3 Equipamiento Requerido para el Funcionamiento del Dispositivo.....	62
Cuadro 2.4 Operativos de Control de Velocidades en las Vías por la Comisión de Tránsito del Ecuador (CTE).....	63
Cuadro 2.5 Límites de Velocidad Permitidos y Sanciones para Vehículos Livianos.....	67
Cuadro 2.6 Instalación y Toma de Datos Foto Radar.....	70
Cuadro 2.7 Clasificación de las carreteras según la velocidad de diseño.....	82
Cuadro 2.8 Pasos Peatonales Autovía "Otavalo-Ibarra".....	91
Cuadro 2.9 Intersecciones Autovía "Otavalo-Ibarra".....	91
Cuadro 2.10 Resultados de Tiempos y Velocidades de Recorrido (Sentido: Norte).....	111
Cuadro 2.11 Resultados de Tiempos y Velocidades de Recorrido (Sentido: Sur).....	111
Cuadro 2.12 Volúmenes de Tránsito Totales.....	116
Cuadro 2.13 Volúmenes de Tránsito Promedio Diarios.....	118

Cuadro 2.14	Clasificación de las Carreteras en Función del Tráfico, MOP-2003.....	119
Cuadro 2.15	Clasificación de las Carreteras en Función del Tráfico, NEVI-2012.....	121
Cuadro 2.16	Volúmenes de Tránsito Horarios.....	121
Cuadro 2.17	Índices de Crecimiento Provincia: Imbabura.....	131
Cuadro 2.18	Proyección Nacional (2012-2050).....	131
Cuadro 2.19	Número de Vehículos Motorizados Matriculados, por clase, según Provincias (2010).....	137
Cuadro 2.20	Regresión y Correlaciones de Total Tráfico (Sin Clasificación Vehicular) → 2001-2012.....	175
Cuadro 2.21	Regresión y Correlaciones del Total de Tráfico (Sin Clasificación Vehicular) → 2009-2012.....	177
Cuadro 2.22	Regresión y Correlaciones Vehículos Livianos (2001-2012).....	179
Cuadro 2.23	Regresión y Correlaciones Camión 2 Ejes (2001-2012).....	181
Cuadro 2.24	Regresión y Correlaciones Camión 3 Ejes (2001-2012).....	183
Cuadro 2.25	Regresión y Correlaciones Camión 3 Ejes (2009-2012).....	185
Cuadro 2.26	Regresión y Correlaciones Camión +3 Ejes (2001-2012).....	187
Cuadro 2.27	Ecuaciones y Coeficientes de Correlación (Regresión Lineal Simple) Tipo de Vehículo.....	188
Cuadro 2.28	Análisis Comparativo de Tasas de Crecimiento (Regresiones Lineales y Curvilíneas).....	189
Cuadro 2.29	Conteo Vehicular Tramo "Otavalo-Ibarra" (Día Laborable).....	196
Cuadro 2.30	Conteo Vehicular Tramo "Otavalo-Ibarra" (Fin de Semana).....	198

Cuadro 2.31	Tasas de flujo e Intervalos Promedio.....	207
Cuadro 2.32	Relación entre los Parámetros Básicos.....	216
Cuadro 3.1	Formulaciones para Cálculo de la Capacidad e Intensidades de Servicio.....	237
Cuadro 3.2	Valores Límites de Intensidad para $V=V_L$ .....	238
Cuadro 3.3	Sumario Estudio de Capacidad y Flujo de Servicio Autovía "Otavalo-Ibarra".....	240
Cuadro 3.4	Niveles de Servicio Aconsejables para el Año Horizonte.....	245

## -TOMO II-

Cuadro 4.1	Medidas de Eficacia Principales para la Definición de Nivel de Servicio.....	8
Cuadro 4.2	Factores de Ajuste en Condiciones Base.....	22
Cuadro 4.3	Categorías de Vehículos Pesados.....	33
Cuadro 4.4	Niveles de Servicio.....	40
Cuadro 4.5	Carreteras con Distintos Niveles de Servicio.....	43
Cuadro 4.6	Hoja de Cálculo para el Análisis Operacional, de Diseño y Planeamiento de Carreteras Multicarril.....	57
Cuadro 4.7	Niveles de Servicio en Intersecciones con Semáforo.....	65
Cuadro 4.8	Calidad de la Progresión del flujo vehicular entre intersecciones.....	68
Cuadro 4.9	Grupos Típicos de carril para el análisis.....	72
Cuadro 4.10	Factores por Defecto de Utilización de Carriles.....	73
Cuadro 4.11	Factores de Ajuste a la Tasa de Flujo de Saturación.....	76
Cuadro 4.12	Factor de ajuste por Giros a la Izquierda ( $f_{LT}$ ).....	78

Cuadro 4.13	Factor de ajuste por Giros a la Derecha ( $f_{RT}$ ).....	79
Cuadro 4.14	Determinación Tipos de Demoras.....	83
Cuadro 4.15	Hoja de Cálculo para Entrada de Datos Intersecciones Semaforizadas.....	86
Cuadro 5.1	Rangos de Velocidades de Diseño según el Tipo de Carretera.....	99
Cuadro 5.2	Trazado Vial - Resumen de Alineamiento Horizontal.....	107
Cuadro 5.3	Trazado Vial - Resumen de Alineamiento Vertical.....	114
Cuadro 5.4	Trazado Vial - Resumen de Variables.....	115
Cuadro 5.5	Señalización Horizontal Autovía "Otavalo-Ibarra".....	137
Cuadro 5.6	Funcionalidad de las Señales de Tránsito Autovía "Otavalo-Ibarra".....	153
Cuadro 6.1	Factores de Ajuste en Condiciones Base Autovía "Otavalo-Ibarra"...	183
Cuadro 6.2	Hoja de Cálculo Tramo 3: "San Roque - Natabuela" Sentido: Norte.....	196
Cuadro 6.3	Hoja de Cálculo Tramo 3: "San Roque - Natabuela" Sentido: Sur.....	197
Cuadro 6.4	Características por Tramo "Otavalo-Ibarra" Sentido: Norte.....	199
Cuadro 6.5	Características por Tramo "Ibarra-Otavalo" Sentido: Sur.....	200
Cuadro 6.6	Nivel de Servicio Actual por Tramos Autovía "Otavalo-Ibarra" Sentido: Norte.....	201
Cuadro 6.7	Nivel de Servicio Actual por Tramos Autovía "Otavalo-Ibarra" Sentido: Sur.....	201
Cuadro 6.8	Hoja de Cálculo Análisis de Diseño Ambos Sentidos - Autovía "Otavalo - Ibarra".....	210
Cuadro 6.9	Resultado del Estudio de Tráfico.....	227

Cuadro 6.10 Factores de Ajuste Acceso Norte ( <i>TR</i> ).....	235
Cuadro 6.11 Determinación Tipos de Demoras.....	241
Cuadro 7.1 Costos de Rehabilitación y Mantenimiento - Económicos.....	266
Cuadro 7.2 Costos por Usuario de la Autovía "Otavalo-Ibarra.....	268
Cuadro 7.3 Costos de Operación Vehicular Situación Anterior: Vía 2 Carriles...	274
Cuadro 7.4 Ahorro de Costos de Operación Vehicular Tramo: Otavalo- Ibarra (E35).....	275
Cuadro 7.5 Detalle de los Estándares de trabajo para cada Alternativa.....	276
Cuadro 7.6 Costo de Inversiones Autovía "Otavalo-Ibarra" (6 carriles).....	277
Cuadro 7.7 Flujo de Costos Anuales de la Administración y del Usuario.....	279
Cuadro 7.8 Resultados Análisis Beneficio - Costo.....	280

## LISTADO DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1 Imagen del Relieve Ubicación: Autovía “Otavalo-Ibarra”.....	3
Figura 1.2 Esquema de la autovía “Otavalo-Ibarra”.....	9
Figura 1.3 Corredores Jerárquicos de Infraestructura de Movilidad.....	19
Figura 1.4 Disco de Identificación Troncal de la Sierra y Logotipo.....	25
Figura 1.5 Clasificación de la Red Vial Primaria y Secundaria.....	26
Figura 1.6 Disco de Identificación Vía Colectora Tabacundo-Cajas.....	27
Figura 1.7 Esquema Corredor Tramo Norte “Rumichaca-Calderón”.....	36
Figura 1.8 Esquema Corredor Tramo Sur “Quito INIAP-Riobamba”.....	37
Figura 2.1 Relaciones entre el sistema de Transporte, el sistema de actividades y la estructura de flujo.....	40
Figura 2.2 Etapas Generales de Estudios de Tránsito.....	42
Figura 2.3 Ángulo Haz de Radar respecto a la dirección de Circulación.....	60
Figura 2.4 Programa de Interfaz con el Usuario –Unidad de Mandos.....	61
Figura 2.5 Estación de Medición Recta "Santa Bertha".....	69
Figura 2.6 Histograma y Polígono de Frecuencias de Velocidades de Punto.....	76
Figura 2.7 Distribución de Frecuencias.....	77
Figura 2.8 Distribución Acumulada.....	78
Figura 2.9 Relación entre Velocidades de Diseño y de Circulación.....	83
Figura 2.10 Perfil de Velocidades de Recorrido Livianos Sentido: Norte.....	109
Figura 2.11 Perfil de Velocidades de Recorrido Livianos Sentido: Sur.....	110

Figura 2.12	Densidad Vehicular en una sección de la Autovía “Otavalo-Ibarra”.....	113
Figura 2.13	Relación entre los volúmenes horarios más altos del año y el TPDA.....	123
Figura 2.14	Población Total y Tasa de Crecimiento.....	129
Figura 2.15	Población Total y Tasa de Crecimiento.....	129
Figura 2.16	Pirámide de Proyección por Edades de la Población.....	133
Figura 2.17	Crecimiento del Transporte a Nivel Nacional.....	135
Figura 2.18	Vehículos Matriculados Según Provincias Año 2010.....	137
Figura 2.19	Crecimiento del PIB en el Sector del Transporte y Almacenamiento.....	139
Figura 2.20	Variación Anual por Tipo de Vehículo (2001- Ago. 2012).....	150
Figura 2.21	Porcentaje de Participación Vehicular (2001- Ago. 2012).....	151
Figura 2.22	Variación Mensual del Volumen Total de Vehículos (Año 2011) por Tipo de Vehículo.....	154
Figura 2.23	Variación Mensual del Volumen de Tránsito Años 2010 – 2011 – Ene.-Ago. 2012.....	162
Figura 2.24	Crecimiento Porcentual por tipo de Vehículo Periodo (2008-2012).....	168
Figura 2.25	Crecimiento Anual por tipo de Vehículo Periodo (2008-2012).....	170
Figura 2.26	Otavalo- Ibarra: Composición del TPDA 2017.....	192
Figura 2.27	Otavalo- Ibarra: Composición del TPDA 2022.....	193
Figura 2.28	Otavalo- Ibarra: Composición del TPDA 2030.....	194
Figura 2.29	Volúmenes de Tráfico Horario (Día Laborable).....	197



Figura 2.30	Volúmenes de Tráfico Horario (Fin de Semana).....	199
Figura 2.31	Variación del Volumen de Tránsito en la hora de Máxima Demanda.....	203
Figura 2.32	Intervalos simples entre pares de Vehículos Consecutivos e Intervalo Promedio - Sentido: Norte.....	208
Figura 2.33	Intervalos simples entre pares de Vehículos Consecutivos e Intervalo Promedio - Sentido: Sur.....	209
Figura 2.34	Tipos de Modelos para el Estudio de Tránsito.....	211
Figura 2.35	Relación entre espacio y tiempo entre vehículos.....	212
Figura 3.1	Antigua Vía Existente “Entrada Cotacachi”.....	226
Figura 3.2	Autovía “Otavalo-Ibarra” Tramo Intercambiador “Cotacachi”.....	227

## -TOMO II-

Figura 4.1	Portada del Manual de Capacidad de Carreteras, HCM 2000.....	5
Figura 4.2	Relación Velocidad-Flujo en Carreteras Multicarril.....	18
Figura 4.3	Relación Densidad-Flujo en Carreteras Multicarril.....	19
Figura 4.4	Concepto General: Relación NDS con la Velocidad y la relación v/c...	42
Figura 4.5	Esquema metodológico para el Análisis de Carreteras Multicarril.....	47
Figura 4.6	Curvas de Velocidad-Flujo y Niveles de Servicio en Carreteras Multicarril.....	54
Figura 4.7	Esquema Metodológico para el Análisis de Intersecciones con Semáforo.....	85
Figura 5.1	Imagen Satelital del Relieve (Autovía "Otavalo-Ibarra").....	94
Figura 5.2	Perfil de Elevación (Autovía "Otavalo-Ibarra").....	95

Figura 5.3	Plano Reducido (Autovía "Otavalo-Ibarra").....	96
Figura 5.4	Alineamiento Horizontal Autovía "Otavalo-Ibarra" Abscisa 15+000 - 16+000.....	109
Figura 5.5	Trazado Vial - Gradientes Longitudinales Promedio.....	116
Figura 5.6	Curvas de Rendimiento para Camiones (120 Kg/KW).....	120
Figura 5.7	Solución Pendiente Compuesta No.1.....	121
Figura 5.8	Sección Típica Rural (Re).....	124
Figura 5.9	Sección Típica Urbana (Ue).....	125
Figura 5.10	Sección Típica Paso Deprimido de "Atuntaqui" (9+150 – 10+600)..	126
Figura 5.11	Detalle de Parterres de Giro.....	130
Figura 5.12	Diagrama en línea Autovía "Otavalo-Ibarra".....	134
Figura 5.13	Señales Regulatorias Autovía "Otavalo-Ibarra".....	139
Figura 5.14	Señales Preventivas Autovía "Otavalo-Ibarra".....	141
Figura 5.15	Señales de Alineamiento Horizontal Autovía "Otavalo-Ibarra".....	142
Figura 5.16	Señales Informativas Autovía "Otavalo-Ibarra".....	143
Figura 5.17	Postes de Semáforo Autovía "Otavalo-Ibarra".....	151
Figura 5.18	Iluminación Autovía "Otavalo Ibarra".....	155
Figura 5.19	Orientación de las Señales Verticales en tramos con trazado difícil.	157
Figura 5.20	Estado Actual de las Señales de Tránsito Autovía "Otavalo-Ibarra"..	158
Figura 5.21	Porcentajes de Participación.....	162
Figura 5.22	Índices de Peligrosidad y Gravedad.....	168
Figura 5.23	Señal de Reducción de Velocidad.....	174
Figura 5.24	Bandas Transversales de Alerta (BTA).....	175
Figura 5.25	Disposición Recomendada de la Señalización Vertical en Curvas....	175

Figura 6.1	Curva Velocidad-Flujo para el Tramo 3: "San Roque - Natabuela" Sentido: Norte.....	189
Figura 6.2	Curva Velocidad-Flujo para el Tramo 3: " Natabuela- San Roque" Sentido: Sur.....	193
Figura 6.3	Ingreso de Datos Programa "Carreteras Multicarril A.E.R.V".....	195
Figura 6.4	Curva Velocidad-Flujo Proyectada Autovía " Otavalo- Ibarra" Sentido: Ambos Sentidos Año: 2030.....	208
Figura 6.5	Ubicación "Yachay".....	223
Figura 6.6	Volúmenes Máximos Intersección "San Roque".....	231
Figura 6.7	Fases y Diagrama de Fases Intersección con Semáforos "San Roque".....	232
Figura 6.8	Movimientos Intersección "San Roque".....	234
Figura 7.1	Composición de Costos de Operación Vehicular.....	249
Figura 7.2	Costos de Operación Vehicular (Carretera Pavimentada).....	254
Figura 7.3	Resumen Costo por Usuario de la Vía "Otavalo-Ibarra".....	269
Figura 7.4	Sensibilidad al IRI Autovía "Otavalo-Ibarra".....	270
Figura 7.5	Sensibilidad a la Velocidad Autovía "Otavalo-Ibarra".....	271
Figura 7.6	Sensibilidad al Tráfico Autovía "Otavalo-Ibarra".....	272

## LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

	Pág.
Fotografía 1.1 Autovía “Otavalo-Ibarra”.....	2
Fotografía 1.2 Antigua Carretera 2 carriles Tramo "Otavalo -Ibarra".....	11
Fotografía 1.3 Servicios Concesionaria Panavial S.A. - Estación "San Roque".....	33
Fotografía 2.1 Ejemplo de Vehículo Multado por Exceder el Límite de Velocidad Permitido.....	64
Fotografía 2.2 Puentes Peatonales (Numerados) Autovía "Otavalo-Ibarra".....	90
Fotografía 2.3 Estación de Peaje "San Roque".....	143
Fotografía 2.4 Medición de Intervalos Puente Peatonal #4 Autovía "Otavalo-Ibarra".....	210
Fotografía 3.1 Autopista Interestatal (I-80), Berkeley, California.....	222
<b>-TOMO II-</b>	
Fotografía 4.1 Carretera Multicarril con Altos Estándares de Diseño.....	27
Fotografía 4.2 Intersección SemafORIZADA “San-Roque”, Autovía “Otavalo-Ibarra”.....	62
Fotografía 5.1 Sección Transversal Autovía "Otavalo-Ibarra".....	127
Fotografía 5.2 Borde exterior de calzada Autovía "Otavalo - Ibarra".....	128
Fotografía 5.3 Disposición de los Semáforos - Intersección Autovía "Otavalo-Ibarra".....	151
Fotografía 5.4 Ubicación de la Señalización Vertical aproximación Peaje de "San Roque".....	156

Fotografía 5.5	Tipos de Movimientos en los Accesos Secundarios	
	Intersección "San-Roque" .....	170
Fotografía 5.6	Cruce Indebido de Peatones Intersección "San-Roque" .....	
		171
Fotografía 6.1	Ubicación de la Señalética Vertical Autovía "Otavalo-Ibarra".....	
		179
Fotografía 6.2	Nivel de Servicio A Sector: Intersección "San Roque".....	
		198
Fotografía 6.3	Intersección de "San Roque".....	
		228

## EXTRACTO

El siguiente estudio presenta el análisis de capacidad y nivel de servicio de la autovía “Otavalo-Ibarra”, sub-tramo perteneciente al corredor Arterial Central Norte, Troncal de la Sierra, también conocida como E-35. Esta carretera multicarril, ubicada en la provincia de Imbabura, es una de las más modernas y completas obras en el norte del Ecuador.

La determinación del nivel de servicio de una carretera tiene un importante significado tanto a nivel local como nacional, ya que es una medida cualitativa que describe el comportamiento operacional de un flujo de vehículos y/o personas.

En relación a esto, se describe el procedimiento para evaluar el nivel de servicio de la vía según lo estipulado por el "Highway Capacity Manual 2000" (HCM 2000) del "Transportation Research Board" (TRB) de los Estados Unidos, y de acuerdo a las condiciones requeridas por la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12), implementada por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MTOPE), con la finalidad de satisfacer los requerimientos de calidad, eficiencia y seguridad a los usuarios de la vías.

## ABSTRACT

The following study presents the analysis of Capacity and Level of Service of the highway "Otavalo-Ibarra", section that belongs to the Central North Pan-American Highway, most known as Ecuador Highway 35 (E -35) officially named "Troncal de la Sierra" (Highland's Road). This multilane highway is located in Imbabura's province and it is one of the most modern and complete road infrastructure in northern Ecuador.

Determining the Level of Service (LOS) of a particular road has an important significance both locally and nationally, as it is a qualitative measure that describes the operational behavior of a flow of vehicles or people.

In relation to this, the procedure for assessing the Level of Service of the highway, as is stipulated by the "Highway Capacity Manual 2000" (HCM 2000) "Transportation Research Board" (TRB) of the United States, according to the conditions required by the Ministry of Transport and Public Works of Ecuador (MTOPE), in order to meet the requirements of quality, efficiency and safety for all road users.

## DEFINICIONES

**Área de servicios complementarios:** son aquellas zonas conectadas a la carretera, que brindan comodidades adicionales al usuario de la infraestructura de transporte terrestre, entre ellas se encuentran, las estaciones de servicio, centros informativos, áreas de parqueos, áreas de descanso, restaurantes, hoteles, talleres de reparación, distribuidores de gasolina y otros carburantes y demás servicios análogos.

**Berma:** franja longitudinal de la carretera comprendida entre el borde exterior del espaldón pavimentado y la cuneta o terraplén. Se utiliza eventualmente para colocar la señalización, la iluminación, las barreras de seguridad, etc.

**Espaldón:** Parte exterior de la calzada destinada a la parada eventual de vehículos.

La berma puede ocasionalmente incrementar el ancho efectivo de la calzada, a la vez que proporciona mayor visibilidad a los conductores debido al despeje lateral de obstáculos que brinda.

**Calzada:** Superficie de la vía sobre la que transitan los vehículos, puede estar compuesta por uno o varios carriles de circulación.

**Comodidad:** discurrir por la vía sin tensiones excesivas y sobresaltos.

**Componentes funcionales:** son aquellas instalaciones adheridas a las vías terrestres, destinadas a ordenar y mejorar la fluidez del transporte terrestre que contribuyen a un mejor servicio público de vialidad, tales como puentes, intercambiadores, facilitadores de tráfico, terminales terrestres, estaciones de inspección y pesaje de vehículos, estacionamientos para emergencias, áreas de atención médica de emergencias, áreas de seguridad y comunicación, y otros servicios análogos.



**Eje del Camino:** Línea longitudinal o lo largo del camino, que define el trazado en planta y perfil longitudinal de un camino. El eje esta normalmente diseñado en el centro de la calzada.

**Ejes complementarios:** son los que permiten la conexión de otras áreas de interés de desarrollo de los ejes troncales.

**Ejes interregionales:** son los que sirven de enlace de los ejes troncales con las redes viales de los demás países de la región.

**Ejes Troncales:** son los que permiten la interconexión continua, directa, económica y segura entre países, en condiciones de transitabilidad durante todo el año, para facilitar la movilidad de personas y traslado de mercancías.

**Geometría de la Vía:** se refiere al trazado de la misma, su planta o proyección horizontal, su alzado o proyección vertical, así como sus secciones o cortes transversales que en conjunto configuran tridimensionalmente la vía y por lo tanto la geometría de la misma. Del correcto diseño y ejecución de la geometría de la vía depende el éxito de esta como infraestructura del transporte terrestre.

**Intersección a Nivel:** Zona común a dos caminos que se cruzan en un mismo nivel.

**Mejoramiento:** Consiste en la ejecución de las obras necesarias para elevar el estándar de la vía, con el objeto de incrementar su capacidad, la velocidad o seguridad de los vehículos que por ella transitan, entre otros; mediante actividades que implican la modificación sustancial de la geometría y de la estructura de la vía, en relación a su ancho, alineamiento y curvatura, pendientes, construcción o adecuación, de puentes, túneles, obras de drenaje, muros, señalización y más. No se trata de nueva construcción, ni de conservación y mantenimiento.

**Modos de Transporte:** son combinaciones de redes, vehículos y operaciones. Incluyen el caminar, la bicicleta, el coche, la red de carreteras, los ferrocarriles, el transporte fluvial y marítimo (barcos, canales y puertos), el transporte aéreo (aviones, aeropuertos y control del tráfico aéreo), incluso la unión de varios o los tres tipos de transporte.

**Pendiente del Camino:** Inclinación del Eje del Camino, en el sentido de avance.

**Ruta:** la ruta es un camino, vía o carretera que une diferentes lugares geográficos y que le permite a las personas desplazarse de un lugar a otro.

**Sección Transversal del Camino:** Representación gráfica de la plataforma del camino proyectado, según un corte ideal, transversal al eje de camino.

**Sobrecancho de Calzada:** Es el ancho adicional que se debe dar a la superficie de rodadura en los tramos de curva para compensar el mayor espacio requerido.

**Tramo o subtramo de una vía:** cualquier porción de una carretera comprendida entre dos secciones transversales cualesquiera. Por ejemplo tramo o subtramo de proyecto: es cada una de las partes en que se divide un itinerario, a efectos de redacción de proyectos. En general los extremos del tramo o subtramo coinciden con puntos singulares, tales como intersecciones, enlaces, cambios en el medio atravesado, ya sean de carácter topográfico o de utilización del suelo.

**Trazado:** definición geométrica de la carretera.

**Velocidad Directriz de Diseño:** Es la velocidad establecida en el proceso de planeamiento, para adoptar en el diseño, como elemento rector de las características geométricas del camino.

**Carreteras en terreno llano:** es la combinación de alineamientos horizontal y vertical, que permite a los vehículos pesados mantener aproximadamente la misma

velocidad que la de los vehículos livianos. En terreno llano se admiten pendientes no mayores al 2%.

**Carreteras en terreno ondulado:** es la combinación de alineamientos horizontal y vertical, que obliga a los vehículos pesados a reducir sus velocidades significativamente por debajo de la de los vehículos livianos, sin ocasionar que aquellos operen a velocidades sostenidas en pendiente por un intervalo de tiempo largo.

**Carreteras en terreno montañoso:** es la combinación de alineamientos horizontal y vertical, que obliga a los vehículos pesados a circular a velocidad sostenida en pendiente a lo largo de distancias considerables o durante intervalos frecuentes.

**Carreteras en terreno escarpado:** es la combinación de alineamientos horizontal y vertical, que obliga a los vehículos pesados a operar a menores velocidades sostenidas en pendiente que aquellas a la que operan en terreno montañoso, para distancias significativas o a intervalos muy frecuentes.

**Autopistas:** Es una vía de calzadas separadas, cada una con dos o más carriles, con control total de accesos. Las entradas y salidas de la autopista se realizan únicamente a través de intersecciones a desnivel comúnmente llamados distribuidores.

**Carreteras Multicarril:** son carreteras divididas o no, con dos o más carriles por sentido, con control parcial de accesos. Las entradas y salidas se realizan a través de intersecciones a desnivel y a nivel.

**Carreteras de dos carriles:** constan de una sola calzada de dos carriles, uno por cada sentido de circulación, con intersecciones a nivel y accesos directo desde sus márgenes.

## ***CAPÍTULO I. GENERALIDADES Y FINALIDAD***

### **1.1 INTRODUCCIÓN**

La red vial en el Ecuador constituye un elemento fundamental para el desarrollo económico y social de la población, por lo cual se invierte una fracción considerable del presupuesto estatal en la construcción, ampliación y mantenimiento de carreteras. Por esta razón es que la financiación de la infraestructura viaria es de crucial importancia cualquiera que sea la etapa de desarrollo en que se encuentre el país, con la finalidad de proporcionar una red vial con condiciones de servicio que implique una superficie cómoda y segura para la circulación de los vehículos. De esta manera el principal objetivo es poder impactar positivamente en los costes sociales y económicos en cuanto a factores tales como velocidad y tiempo de recorrido se refiere, para satisfacer la necesidad de movilización de las áreas de producción y de comercialización del país. Ya que las comunidades crecen cultural, social y económicamente en la medida de que existe la posibilidad de comunicarse y trasladarse de mejor manera. Sin embargo, las malas condiciones y la incapacidad que ofrece determinado sistema vial se traducen en un bajo nivel de servicio, incidiendo negativamente en los costes de operación del transporte, incrementos en los índices de accidentalidad, mermas en el valor de la carga transportada e incomodidad al usuario, entre muchas otras consecuencias. Por esta razón se quiere realizar un análisis operativo, de dimensionamiento y planificación en cuanto a la capacidad de infraestructura del tránsito y transporte se refiere, para evaluar el Nivel

de Servicio que actualmente brinda la autovía “Otavalo-Ibarra”, sub-tramo del Corredor Arterial E-35 Eje Troncal de la Sierra.



**Fotografía 1.1 Autovía “Otavalo-Ibarra”**

**Fuente:** MTOP

Se escogió esta obra por ser una de las más modernas del país al ofrecer amplitud y seguridad en la movilidad de los usuarios. Convirtiéndose en un aporte importante para el desarrollo integral en beneficio de la población al solucionar conflictos de tránsito. Esta vía amplia y moderna permite la transportación oportuna de bienes y servicios fortaleciendo las actividades comerciales e industriales de la zona norte del país, reflejándose en el progreso de sus principales ciudades como “Otavalo, Cotacachi, Antonio Ante e Ibarra”. Beneficiando a más de 400.359 personas que habitan en la región.

Otros factores de suma importancia son la reducción en los costos de operación, mantenimiento vehicular y la disminución de los niveles de accidentalidad garantizando mayor seguridad al usuario en su movilidad. Esta vía por su parte

constituye una obra referencial en lo que respecta a establecer la tendencia a futuro del desarrollo vial en el Ecuador, además cuenta con cualidades técnicas de construcción y equipamiento destacadas.

### **Cualidades Técnicas de Construcción y Equipamiento:**

- La autovía tiene de longitud 18,9 (km) cuenta con una calzada en pavimento flexible de 6 carriles, separados por un parterre central.
- 15 pasos peatonales y paradas de buses.
- 2 Intercambiadores o soluciones de tráfico.
- Señalización horizontal y vertical de acuerdo a la normativa vigente 2011.
- Absorbedores de Impactos y Guardavías.
- Iluminación con postes ornamentales ubicados en el parterre central con línea de conducción subterránea.



**Figura 1.1 Imagen del Relieve**  
**Ubicación: Autovía “Otavalo-Ibarra”**

**Fuente:** Google Earth.Ink Versión 6.2

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo General**

- Evaluar el nivel de servicio que brinda la autovía “Otavalo-Ibarra”, en base a su capacidad y concluir si esta presta las condiciones idóneas de operación para un tránsito seguro y eficiente.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Utilizar las técnicas de evaluación del nivel de servicio en carreteras multicarril según manuales y normativas vigentes, con la finalidad de establecer una metodología para calificar las condiciones operativas en las que se encuentran actualmente los diferentes elementos constitutivos de la vía en estudio.
- Ejecutar las respectivas mediciones de las condiciones de la vía en cuanto a los factores de velocidad y tiempos de recorrido, como la libertad de maniobra, interrupciones a la circulación, la comodidad, las conveniencias y lo relacionado a seguridad vial; parámetros indispensables para establecer el nivel de servicio, en base a su desarrollo y medida de la eficiencia con la que el sistema vial cuenta actualmente en relación a su operatividad del tránsito.

## **1.3 ANTECEDENTES**

Los países desarrollados han empleado diferentes estrategias y medidas correctivas de operación vial en las diferentes etapas del desarrollo de las redes. Buscando mejorar la seguridad de los usuarios basándose en tres principios: planificación, diseño y operación de las vías. Durante la década de los años noventa, se inició en Latinoamérica una corriente de inversiones en autopistas y carreteras, sumamente necesarias para promover el crecimiento económico, luego de largos

años de muy baja o hasta negativa inversión neta en este y otros sectores de infraestructura. Esta corriente inversora, se caracterizó en la mayoría de los casos por un nuevo enfoque hacia el desarrollo de infraestructura, en el que se incluía al sector privado como financiador, constructor y operador de la infraestructura vial. Si bien la inauguración de las concesiones en el Ecuador ha significado un importante paso hacia el manejo sostenible de la red vial nacional, con todos los aportes en materia de nuevas tecnologías para su construcción, rehabilitación, mantenimiento y especialmente en el reconocimiento y administración de los servicios viales; no es menos cierto que las concesiones no pueden sustituir la responsabilidad del Estado en la administración de la red vial nacional. En base a este criterio el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, tras la decisión del Gobierno Nacional de reconstruir el sistema vial del país, se encuentra ejecutando varias obras en todo el territorio nacional.

Una de estas obras incluye el mejoramiento de la vía Panamericana, la misma que se encuentra concesionada a la empresa Panavial S.A. quien es la encargada de mantener y ejecutar proyectos de ampliación a lo largo del corredor vial para garantizar que los niveles de servicio de la vía se cumplan regularmente. Las labores se iniciaron con la ampliación del tramo “Otavalo-Ibarra” a 6 carriles, ya que es considerada una de las vías de mayor tránsito vehicular en el norte del país, donde diariamente circulan de 15 a 17 mil vehículos diarios según información del MTOP. Además por casi treinta años, los habitantes de la provincia de “Imbabura” se conectaban por una vía de dos carriles a provincias de la Sierra Central. El traslado intercantonal era muy demorado y los usuarios se veían afectados diariamente por la congestión vehicular existente. Esto traía inconvenientes para los transportistas del



servicio público como buses cantonales, interprovinciales y de emergencia, debido a la falta de espacio en la calzada esta se convertía en la principal causa de congestión y riesgo de accidentes para los conductores. Los tiempos de recorrido calculados antes de la construcción de la autovía, oscilaban entre 20 y 30 minutos solo para trasladarse desde “Ibarra” a “Antonio Ante”, 40 minutos hasta el ingreso al cantón “Cotacachi” y casi 60 minutos a la ciudad de “Otavalo”.

Tras la inauguración formal de la nueva autovía en septiembre del año 2011, los conductores realizan el recorrido del trayecto completo “Otavalo - Ibarra” en un tiempo promedio de 15 minutos. Por cuanto, se debe considerar a la red de transporte vial como un servicio público sobre el que los ciudadanos tienen derecho a exigir niveles adecuados de calidad y eficiencia, en forma perdurable y flexible a la evolución de sus necesidades.

#### **1.4 ALCANCE**

El nivel de servicio debe ser el aspecto más importante a tomarse en consideración, pero lamentablemente es el más olvidado o menos analizado en muchos de los proyectos viales. Por este motivo se presenta un estudio cuantitativo y cualitativo, el cual permite evaluar la suficiencia y la calidad del servicio ofrecido por el sistema vial a los usuarios garantizando un nivel adecuado de satisfacción en torno a sus necesidades de forma segura y eficiente.

Por cuanto se considera a la calidad como un parámetro fundamental en la definición del grado de satisfacción que los usuarios presentan al transitar por la vía, se implementan los respectivos métodos de análisis para establecer el

funcionamiento actual de la autovía concesionada “Otavalo-Ibarra” de 18,90 (Km), sub-tramo perteneciente al corredor Central Norte (E35).

Para establecer la calidad del flujo vehicular se procede a verificar que la vía cuente con las siguientes características:

- ✓ Diseño moderno, generoso, seguro y acorde a las características técnicas de los vehículos predominantes.
- ✓ Sistema de señalización horizontal y vertical claro, bien mantenido y completo.
- ✓ Una amplia gama de servicios complementarios que hacen posible analizar las condiciones de operación y calidad global del servicio ofrecido.

En relación a esto se describe el procedimiento para determinar el Nivel de Servicio de la vía según lo estipulado por el Manual de Capacidad de Carreteras 2000 (HCM) y de acuerdo a las condiciones requeridas por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) durante el periodo de concesión. Con esto, lo que se busca, es poder establecer los principios de continuidad, calidad de servicio, cobertura y seguridad vial, para apoyar tecnicada y objetivamente la toma de decisiones respecto a la gestión de la infraestructura. La implementación de métodos, instalaciones, equipos modernos con tecnologías avanzadas y la prestación de un servicio normal e ininterrumpido, permitirán alcanzar un Nivel de Servicio, acorde a las necesidades de los usuarios de la vía.

NOTA: HCM por sus siglas en inglés, "Highway Capacity Manual", publicación del “Transportation Research Board” de los Estados Unidos en su versión del año

2000. Es un manual para analizar la capacidad, nivel de servicio, requerimiento de carriles e impactos de tráfico y características de las carreteras.

### 1.5 ZONA DE UBICACIÓN Y DE INFLUENCIA

- **Tramo de Estudio:** Autovía “Otavalo-Ibarra”
- **Nombre:** La Ruta de Los Lagos
- **Longitud:** 18,90 (Km)
- **País:** Ecuador
- **Provincia:** Imbabura
- **Cantones:** Otavalo, Cotacachi, Antonio Ante, Ibarra, Urcuquí y Pimampiro

La autovía “Otavalo – Ibarra” se encuentra ubicada en la provincia de Imbabura. Se inicia a la salida norte de Otavalo y termina el proyecto en el sector "La Florida" a la entrada sur de Ibarra con una longitud de 18+893.36 (Km).

**Tabla 1.1 Coordenadas UTM y Cotas del Trazado Vial**

	SITIO	NORTE	ESTE	COTA (m.s.n.m.)
Inicio	Otavalo	10'027,549.336	806,203.692	2,519.487
Final	Ibarra	10'038,041.901	817,986.279	2,226.901

**Fuente:** Informe Técnico Ampliación Autovía “Otavalo-Ibarra”



**Figura 1.2 Esquema de la autovía "Otavalo-Ibarra"**

**Fuente:** Panavial S.A., Ampliación de la Autovía "Otavalo-Ibarra"

## 1.6 BIOCLIMA Y ECOLOGÍA

El proyecto vial se desarrolla en una zona caracterizada por un clima Subhúmedo Templado que para el rango altitudinal de 2.200 a 2.500 (m.s.n.m.), presenta variaciones de precipitación anual entre 334,2 y 1.176,9 (mm), precipitación máxima en 24 horas dentro del rango de 15,1 a 115,1 (mm), temperatura media mensual de 11,6 a 17,7 °C, humedad relativa desde 62 hasta 95 por ciento en promedio, heliofania comprendida entre 1.049,4 a 2.311,3 horas de luminosidad al año, nubosidad media variable de 3 a 8 octavos de cielo cubierto, evaporación fluctuante desde 310,0 a 1.597,1 (mm) anuales y presencia de 46 a 212 días al año con lluvia por sobre los 0,10 (mm) diarios.

Ecológicamente al área de influencia del proyecto vial en la zona anteriormente identificada le corresponde a la formación "Bosque Seco Montano Bajo". La vegetación nativa de la zona del estudio es un bosque "siempre-verde" montano que tiene un aspecto húmedo. Los árboles son grandes y rectos alcanzando 25 m de altura, las epífitas son exuberantes y en el sotobosque hay muchas hierbas, a pesar

que existe una temporada seca de algunos meses con poca o ninguna lluvia, pero casi siempre existe importante humedad atmosférica.

### **1.7 FUNCIONALIDAD DE LA VÍA**

La autovía “Otavalo–Ibarra” cuenta con un diseño amplio, moderno y eficiente. Comprende un parterre central de 3 (m) de ancho salvo en el sector de Atuntaqui que el parterre central es de 1 (m) y consta de: 6 carriles de circulación vehicular de 10,95 (m) de ancho en cada sentido, cunetas laterales (0,80 metros) y veredas peatonales (2,00 metros).

En los sectores urbanos de San Roque, San Antonio de Ibarra y Atuntaqui se amplía la sección transversal por la presencia de vías laterales urbanas adicionales de 7,00 (m) para los dos primeros y 3,65 (m) para el último de ancho, suprimiéndose en éstos sitios los espaldones y las ciclovías. (Ver sección típica Capítulo 5)

A fin de facilitar un tráfico vehicular continuo, la vía cuenta con un intercambiador en el cruce con la carretera que va a “Cotacachi”, así como un paso deprimido en “Atuntaqui” y giros a la derecha e izquierda en San Antonio de Ibarra, en el resto de la vía se han considerado carriles adicionales de almacenamiento vehicular en el parterre central para giros a la izquierda en los cruces con los principales caminos transversales que cruzan al proyecto y de ésta forma facilitar el flujo de circulación de la autovía.

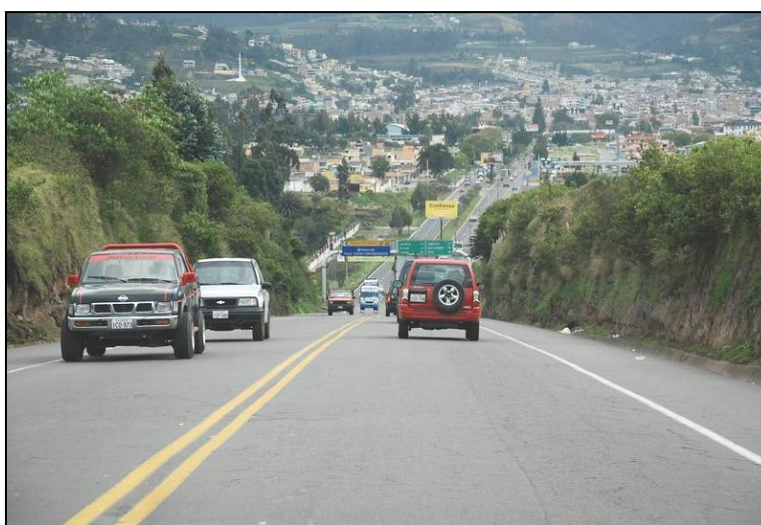
### 1.7.1 Características Anteriores a la Entrega Definitiva de la Autovía “Otavalo-Ibarra”

En las siguientes tablas y cuadros se compara la situación en la que se encontraba la vía anteriormente de 2 carriles, con la que actualmente se cuenta de 3 carriles por sentido. Esto se lo hizo en base a las características de la vía, el tráfico y los servicios complementarios:

**Tabla 1.2 Utilización del Pavimento Anterior para la fase de Ampliación**

<i>Uso del Pavimento Existente 12 (m) de Ancho Transversal Aproximado</i>	<i>Uso del Pavimento Existente 9 (m) de Ancho Transversal</i>	<i>NO se Usó Pavimento Existente</i>
310 metros	13580 metros	5010 metros
1,64 %	71,85%	26,51 %
	73,49 %	26,51 %

**Fuente:** Documento Base, Contrato Adicional al Contrato de Concesión MOP/Panavial S.A. para la Ampliación, Mantenimiento, Explotación y Administración de la Vía “Otavalo-Ibarra”.



**Fotografía 1.2 Antigua Carretera 2 carriles Tramo “Otavalo-Ibarra”**

**Fuente:** <http://img44.imageshack.us/img44/9937/otavalo3.jpg>

### 1.7.2 Situación Anterior y Actual de la Vía

El cuadro a continuación presenta la situación en la que se encontraba la vía previa a su ampliación y el estado con el que se cuenta actualmente:

**Cuadro 1.1 Situación Vía Anterior vs. Vía Actual**

<b>CONCEPTO</b>	<b>VÍA ANTERIOR</b>	<b>VÍA ACTUAL</b>
	<i>(Nov./2007)</i>	<i>(Sep./2011)</i>
<b>Longitud (Km)</b>	18,90 (Km)	18,90 (Km)
<b>Ancho de Calzada (m)</b>	Promedio 13,5 (m)	Rural → 31,20 (m) Urbana → 37,60 (m)
<b>No. de Carriles</b>	2 → 1 por sentido de 3,65 (m)	6 → 3 por sentido de 3,65 (m)
<b>Espaldones (m)</b>	Aprox. 2,3 (m) a cada lado	2,0 (m) → a cada lado
<b>Parterre (m)</b>	No Existía	3,0 (m) → Central
<b>Intercambiadores y Puentes</b>	No Existía Puente Ilumán 2 carriles → 1 por Sentido	Cotacachi → elevado Atuntaqui → deprimido San Antonio → a nivel Puente Ilumán a 6 carriles
<b>Pasos Peatonales</b>	1 (deteriorado)	12 (en sitios estratégicos)
<b>Velocidad Promedio</b>	30 (Km/h) → Hora Pico	70 (Km/h) → Hora Pico
<b>Tiempo Promedio recorrido Otavalo - Ibarra</b>	36 minutos → Hora Pico	CONTINUA 15 minutos → Hora Pico
<b>Obras Conexas</b>	Vías urbanas de Ibarra y Otavalo con conexión a la Panamericana estaban deterioradas	Se rehabilitaron las Circunvalaciones de Otavalo e Ibarra

**Fuente:** Documento Base, Contrato Adicional al Contrato de Concesión MOP/Panavial S.A. para la Ampliación, Mantenimiento, Explotación y Administración de la Vía “Otavalo-Ibarra”.

### 1.7.3 Tránsito

La ampliación de la autovía “Otavalo-Ibarra” ha descongestionado las largas filas de vehículos que se formaban anteriormente cuando la vía únicamente contaba con dos carriles, esto se debió principalmente a que la demanda vehicular superaba ampliamente la capacidad que infraestructura vial podía soportar. Según los estudios

técnicos desarrollados por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) en el año 2011, entre las ciudades de Otavalo e Ibarra y viceversa, diariamente circulan de 12 a 15 mil vehículos diarios. Los fines de semana las cifras aumentan considerablemente a valores entre 18.000 a 20.0000 vehículos. Y los feriados ésta cifra se dispara a 30.000 automotores.

Anteriormente no hubo la previsión suficiente para facilitar los giros a la izquierda lo cual incrementaba los riesgos de accidentes y generaba inseguridad en los usuarios de la vía. Al ampliarse la vía se tomó en consideración para su diseño, carriles de transición en el parterre central que permitan el acceso a vías urbanas de mayor uso y además no obstruyen el paso continuo de los otros vehículos. De esta manera se coordinó con los municipios de la zona para priorizar las calles con accesos directo a la autovía y se dispuso cerrar las demás, con la finalidad de garantizar la seguridad del tránsito de peatones y vehículos. Esto permitió entre otras cosas, llegar a registrar en la autovía velocidades de 90 (Km/h) en los sectores rurales y en los urbanos la velocidad está entre 50 a 60 (Km/h).

#### **1.7.4 Obras de Drenaje**

Se cuenta con los siguientes elementos de Drenaje:

- *Cunetas*: todas las cunetas existentes anteriormente fueron removidas en su totalidad.
- *Drenaje Transversal*: 62 alcantarillas fueron optimizadas mejorando las condiciones existentes en el sistema de drenaje.



**Cuadro 1.2 Situación del Drenaje Anterior vs. Actual**

	<b>Estructuras</b>
<b>Vía Anterior (Nov./2007)</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 99 Fuera de Operación y Muchas de Ellas Deterioradas.</li> </ul>
<b>Vía Actual (Sep./2011)</b>	<p><i>ALCANTARILLAS:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se clausuraron 53 y se removieron 2.</li> <li>• Se mantuvieron y se prolongaron 44.</li> <li>• Se construyeron o sustituyeron por nuevas 18.</li> </ul>

**Fuente:** Documento Base, Contrato Adicional al Contrato de Concesión MOP/Panavial S.A. para la Ampliación, Mantenimiento, Explotación y Administración de la Vía “Otavalo-Ibarra”

### **1.7.5 Infraestructura Sanitaria y Riego:**

Muchos de los pasos de agua en forma de sifones invertidos no estaban en funcionamiento de los 20 detectados según los estudios de factibilidad realizados. Las obras de ampliación y/o restituciones fueron coordinadas con los municipios en efecto de tomar las acciones con respecto a los sistemas de agua potable y alcantarillado (pluvial y sanitario) aledaños y que fueran afectados por la ampliación de la vía.

### **1.7.6 Señalización e Iluminación:**

Toda la señalización vertical fue reemplazada por señalización e iluminación totalmente nueva y acorde a los procedimientos, especificaciones y técnicas que se presentan en los documentos:

- “Reglamento técnico de Señalización Vial Parte 1”.- Descripción y Uso de Dispositivos elementales de Control de Transito RTE INEN 2004.
- “Reglamento técnico de Señalización Vial Parte 2”.- Señalización Horizontal RTE INEN 2004.
- El Manual de Señalización vial del MTOP.

Para la instalación del alumbrado a lo largo de la vía, se plantaron 480 postes metálicos en el parterre central con una altura no de 9 metros, sino de 11 y 12 metros los cuales permiten mejorar la distribución de luz de las luminarias. Además todas las instalaciones son subterráneas.

En el Capítulo 5 del presente estudio se presentan con mayor detalle todos los aspectos relacionados a iluminación y señalización vial.

## **1.8 INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE TERRESTRE**

### **ECUATORIANO**

La infraestructura del transporte terrestre ecuatoriano es el conjunto de obras y construcciones viales terrestres destinadas a la movilidad de personas y mercancías desde un origen hasta un destino, y conforman el patrimonio vial ecuatoriano.

#### **1.8.1 Sistema de la Infraestructura del transporte Terrestre Ecuatoriano**

En el Ecuador el Ministerio de Transporte y Obras Públicas ejerce la rectoría del Sistema de Infraestructura del Transporte Terrestre Ecuatoriano. Este sistema es el conjunto articulado, coordinado e integrado de instituciones, políticas, normas, recursos, procesos, servicios, que garantizan el derecho a la movilidad terrestre, segura, eficiente y eficaz, en el marco de lo ordenado por la Constitución y esta ley, para cumplir los objetivos del Plan Nacional de Desarrollo.

#### ***Objetivos del Sistema:***

1. Proporcionar los medios necesarios que garanticen el derecho a la movilidad terrestre, la conectividad, el desarrollo y la cohesión social y económica, conforma al mandato constitucional.
2. Gestionar de manera integral y coordinada todos los procesos relacionados a la implementación de la infraestructura del transporte terrestre ecuatoriano.
3. Facilitar y coordinar el ejercicio de las competencias de los diferentes niveles de gobierno en materia de infraestructura del transporte terrestre ecuatoriano.
4. Contribuir a la integración nacional, regional e internacional, de conformidad con lo establecido en la constitución de la república y en los instrumentos internacionales ratificados por el Ecuador.

### **1.9 JERARQUÍA VIARIA**

Las infraestructuras deben ser jerarquizadas de modo que generen corredores adecuados para los intercambios y flujos de acuerdo a cada tipo de territorio, esto permite una selectividad estratégica de la inversión para consolidarla como apoyo a la transformación de largo plazo que el país requiere, y a su vez reducir los eventuales impactos negativos y la generación de riesgos sobre el territorio.

De acuerdo a lo estipulado en el “Plan Nacional para el Buen Vivir 2013-2017”, el transporte tiene una crucial importancia en el desarrollo integral del país, pero es en el “PNBV 2009-2013” donde se mencionan los puntos a considerar en lo que a movilidad se refiere, siendo estos los siguientes:

- *Movilidad*: El término movilidad está enfocado a considerar todos los elementos necesarios para satisfacer las necesidades de las personas de desplazarse

libremente, de comunicarse con otros puntos del territorio, de acceder a los servicios básicos y sociales y a la necesidad de movilización de las áreas de producción y de comercialización.

- *Movilidad Sustentable*: como la satisfacción en tiempo y costos razonables de los desplazamientos requeridos minimizando los efectos negativos en el entorno y mejorando la calidad de vida. La movilidad sustentable en el Ecuador requiere de un mayor y más eficiente flujo interno y externo de bienes y personas. Para lograr este objetivo se requiere un enfoque de movilidad intermodal y multimodal.
- *Gestión de la Movilidad*: Se analiza la situación actual del transporte de mercancías y pasajeros basado en la demanda y el destino, así como una serie de herramientas destinadas a apoyar y fomentar un cambio de actitud y de comportamiento de los componentes de la movilidad que conduzca a modos de transporte sostenibles.

### **1.9.1 Red Vial en el Ecuador**

La red vial del Ecuador es amplia en cobertura; sin embargo, la falta de jerarquización hace que el mapa vial sea fragmentado e ineficiente. El país necesita de una red continua, eficiente y segura que integre al país. Las vías de la red deben ser claramente categorizadas en aquellas que son principalmente para el movimiento, y aquellas que son principalmente para acceso local. Deben indicarse claramente las prioridades en cada intersección de modo que siempre se dé prioridad al tráfico de las vías más importantes sobre aquel de las vías de menor importancia. Para obtener

una visión integral del sistema vial es necesario entender las infraestructuras fundamentales que la componen.

La propuesta presentada por el Plan Nacional del Buen Vivir (2009-2013) en el capítulo "Estrategia Territorial Nacional", establece los siguientes niveles jerárquicos en lo referente a infraestructura de movilidad para llegar a una estandarización de las características básicas de acuerdo a cada tipo de territorio:

- **1er Nivel:** eje vertebral del sistema vial con el cual se busca integrar infraestructuras fundamentales del país.

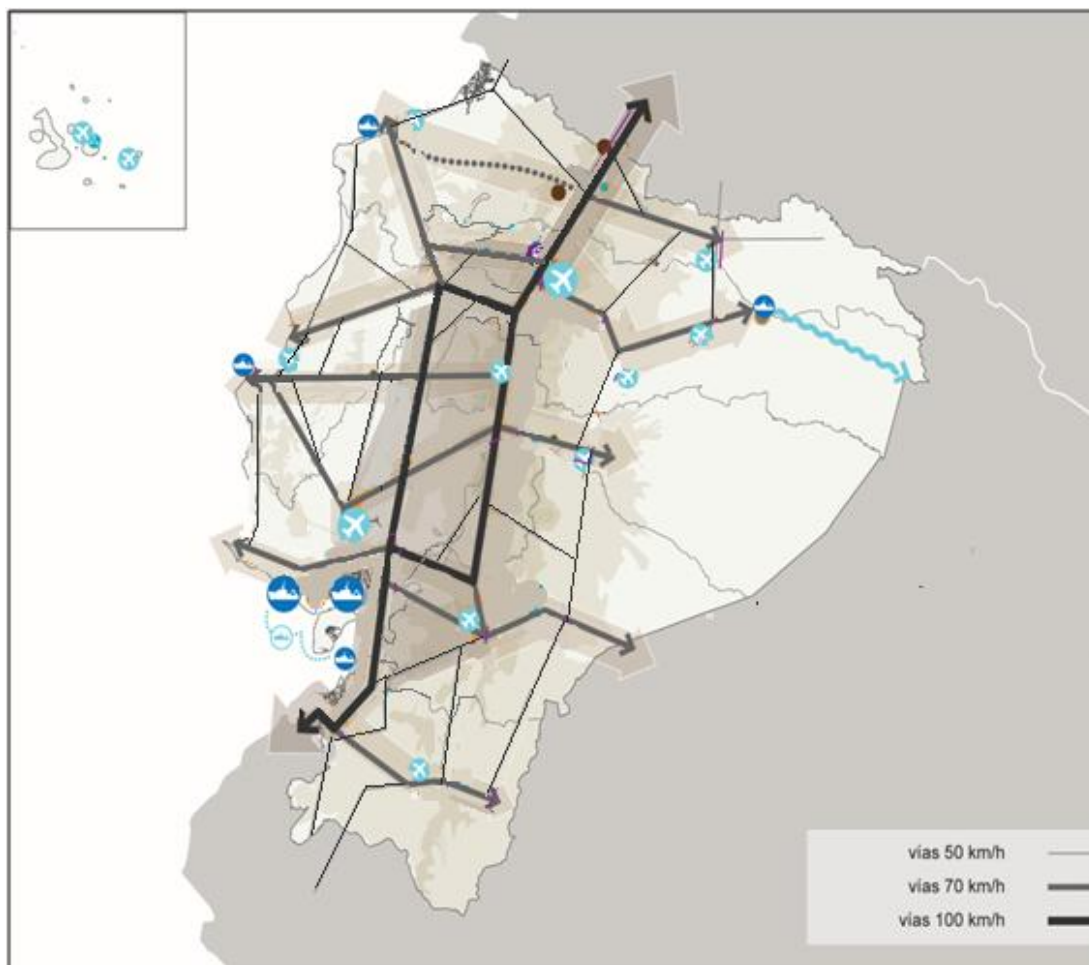
*Vías con Velocidad = 100 (Km/h)*

- **2do Nivel:** se considera una serie de enlaces horizontales o corredores longitudinales. Ellos vinculan a los nodos de estructuración nacional, además de conectarse con el eje vertebral. Las vías de este nivel aportan al desarrollo industrial y a la promoción de encadenamientos productivos, sumando al modelo de desarrollo endógeno y enlaces horizontales.

*Vías con Velocidad = 70 (Km/h)*

- **3er Nivel:** Este nivel forma circuitos cortos en el sistema jerárquico de corredores, complementando al segundo y primer nivel, completando la red vial del país. De ese modo se genera un sistema nacional articulado y jerarquizado.

*Vías con Velocidad = 50 (Km/h)*



**Figura 1.3 Corredores Jerárquicos de Infraestructura de Movilidad**

**Fuente:** SENPLADES, Vialidad (MTOPE, 2008), Puertos (Dig.).

Un ejemplo notorio de la falta de homogeneidad con diferentes niveles jerárquicos a lo largo de su extensión, es la Panamericana, la misma que es el eje vertebral de la Red Vial Estatal, conectando a Ecuador con sus países vecinos del norte y sur. De acuerdo a su tipología de articulación internacional, la Panamericana es una "vía principal de primer nivel" según lo definido en la estrategia territorial de movilidad del "Plan Nacional del Buen Vivir" y debido a su funcionalidad debe contar con tres carriles por sentido y una velocidad promedio de recorrido de 100 (Km/h).

Actualmente lo que se persigue conseguir en un sistema vial está encaminado hacia la "movilidad sustentable" (Plan Nacional del Buen Vivir, Movilidad: eje vertebral y enlaces horizontales, periodo 2009-2013), la misma que busca la satisfacción en tiempos y costos, minimizando los efectos negativos en el entorno, y mejorando la calidad de vida de las personas. Para esto se requiere llegar a un enfoque de movilidad intermodal y multimodal del transporte de mercancías y pasajeros.

### **1.9.2 Clasificación de la Red Vial**

Una carretera es la unidad de infraestructura de transporte terrestre, de dominio y uso público proyectada, construida y señalizada, fundamentalmente para el tránsito de vehículos motorizados, e incluye sus componentes funcionales, las áreas de servicio complementarios y la señalización. Tiene características geométricas definidas de acuerdo a las normas técnicas vigentes en el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), máximo rector de la vialidad en el Ecuador. Se clasifican por su diseño, por su competencia y por su funcionalidad.

#### **1.9.2.1 Clasificación por su Diseño**

Por sus características de diseño, las carreteras se clasifican en:

- I. Autopistas:** Son las carreteras que están especialmente planificadas, proyectadas, construidas y señalizadas como tales, para la exclusiva circulación de automotores y reúnen las siguientes características:
  - a.** No tener acceso a las propiedades colindantes. Es habitual la existencia de calles paralelas situadas a cada lado denominadas "vías de servicio" o

“colectoras” que permiten el acceso a los inmuebles que limitan con la autopista sin perturbar el tránsito de la misma.

- b. No ser cruzada al mismo nivel por ninguna otra vía, carretera, senda, línea de ferrocarril o servidumbre de paso alguna.
- c. Constar de distintas calzadas para cada sentido de circulación, separadas entre sí, salvo en puntos singulares o con carácter temporal, por una franja de terreno no destinada a la circulación o, en casos excepcionales, por otros medios.
- d. Disponer de vías de aceleración y desaceleración en las incorporaciones y salidas a la autopista, separados de los principales, para que los vehículos que salen o entran en la autopista cambien su velocidad fuera de ella. Las entradas y salidas están situadas casi siempre en el lado derecho en el sentido de la marcha, ya que el carril izquierdo es el de adelantamiento, y por lo tanto, el más rápido.
- e. Curvas poco pronunciadas para que los vehículos no tengan que aminorar la marcha al circular por ellas.

**II. Autovías:** son las carreteras que, no reuniendo todos los requisitos de las autopistas, tienen calzadas separadas para cada sentido de circulación, no se considera como separación física la constituida exclusivamente por marcas viales sobre el pavimento o bordillos montables (altura inferior a 15 cm); y limitación total de accesos a las propiedades colindantes. Este tipo de vías se utiliza sobre todo en zonas urbanas o suburbanas, mientras que son poco frecuentes fuera de estas zonas.



- **Control de accesos:** no tendrán la consideración de accesos a propiedades colindantes correspondientes a elementos funcionales de la carretera cuando no exista la posibilidad de comunicación de uso público entre la carretera y el exterior de dichos elementos. Además, por control total de accesos se entiende no solo la entrada y salida de vehículos, sino también impedir, en la medida de lo posible, entrada de fauna que pudiera dar lugar a accidentes a los usuarios de la infraestructura.

**III. Vías Rápidas:** son las de una sola calzada y con limitación total de accesos a las propiedades colindantes.

**IV. Carreteras convencionales:** son las que no reúnen las características propias de las autopistas, autovías y vías rápidas.

#### **1.9.2.2 Clasificación de Acuerdo a la Competencia**

Por su competencia, las carreteras se clasifican en:

- I. Red Vial Nacional:** son todas las carreteras ubicadas en el territorio nacional. Estas pueden formar parte de uno o más ejes de integración y desarrollo, ejes internacionales y ejes económicos viales de conectividad, de conformidad a la Constitución, leyes de la República y Plan Nacional de Desarrollo.
- II. Red Vial Estatal:** es el conjunto de carreteras integradas en un itinerario de interés general, cuya función en el sistema de infraestructura para el transporte terrestre, afecta a más de un nivel de gobierno y cuyas competencias de planificación, construcción, conservación y mantenimiento, y todas las

relacionadas con su regulación, explotación, administración, operación y control, compete al Ministerio de Transporte y Obras Públicas. *Administradas por:* MTOP.

**Cuadro 1.3 Longitud y Porcentaje de la Red Vial Estatal, Provincial y Cantonal**

Región	PROVINCIA	Red Estatal				Red Provincial y Cantonal (*)			TOTAL REGIONAL
		Longitud de la Red Estatal	Corredores Arteriales	Vías Colectoras	% de Red Estatal por Provincia	Red Provincial	Red Cantonal	Red Total	
1	Esmeraldas	512,64	478,15	14,09	5,35	776,57	737,00	1.513,57	2.026,21
	Carchi	329,86	95,30	89,06	3,44	392,93	803,46	1.196,39	1.526,25
	Imbabura	159,59	159,59	---	1,67	486,16	686,86	1.173,02	1.332,61
	Sucumbíos	637,01	460,71	---	6,65	278,85	351,51	630,36	1.267,37
2	Pichincha	532,53	428,99	309,71	5,56	1501,02	2.181,93	3.682,95	4.215,48
	Napo (**)	320,31	290,81	---	3,34	468,71	550,14	1.018,85	1.339,16
	Orellana (**)	234,64	128,43	---	2,45	0,00	0,00	0,00	234,64
3	Cotopaxi	209,09	209,09	---	2,18	725,98	1.113,16	1.839,14	2.048,23
	Tungurahua	218,71	130,74	81,55	2,28	354,07	1.366,24	1.720,31	1.939,02
	Chimborazo	456,59	174,54	288,47	4,77	604,19	1.353,32	1.957,51	2.414,10
	Pastaza	139,27	139,27	---	1,45	264,01	125,40	389,41	528,68
4	Sto. Domingo	206,18			2,15				206,18
	Manabí	1.139,28	507,16	538,99	11,89	2254,32	2.589,94	4.844,26	5.983,54
5	Guayas	822,13	487,40	496,38	8,58	717,19	2.765,94	3.483,13	4.305,26
	Los Ríos	321,15	211,37	109,78	3,35	941,00	1.249,63	2.190,63	2.511,78
	Sta. Elena	161,65			1,69				161,65
	Bolívar	311,93	---	146,09	3,26	566,23	933,17	1.499,40	1.811,33
	Galápagos	38,00	38,00	---	0,40	83,05	61,30	144,35	182,35
6	Cañar	299,73	175,43	55,20	3,13	163,73	887,05	1.050,78	1.350,51
	Azuay	542,62	253,36	230,86	5,66	546,35	1.337,35	1.883,70	2.426,32
	Morona Santiago	603,05	478,83	55,72	6,29	126,37	118,92	245,29	848,34
7	Loja	757,97	477,05	280,92	7,91	779,94	1.845,22	2.625,16	3.383,13
	El Oro	400,94	225,83	175,11	4,18	345,26	1.103,17	1.448,43	1.849,37
	Zamora	226,40	143,07	88,51	2,36	100,68	378,84	479,52	705,92
<b>TOTAL RED VIAL ESTATAL</b>		<b>9.581,27</b>	<b>5.693,12</b>	<b>2.960,44</b>	<b>100,00</b>	<b>12.476,61</b>	<b>22.539,55</b>	<b>35.016,16</b>	<b>44.597,43</b>

Notas: Datos sujetos a revisión

\* Datos Estimados

\*\* La Red Provincial y Cantonal de la Prov. de Napo, incluye los datos de la Prov. de Orellana por no estar definida aun la correspondiente a esa Provincia.

Fuente: MTOP, Subproceso de Planificación Institucional, 2009.

**III. Red Vial Regional:** está conformada por el conjunto de vías terrestres en el nivel regional. Al gobierno autónomo descentralizado regional le corresponderá las facultades que se asignen en el correspondiente estatuto autonómico.

**IV. Red vial Provincial:** está conformada por el conjunto de vías terrestres en el nivel provincial, no incluye las vías urbanas de competencia de los gobiernos municipales. Al gobierno autónomo descentralizado parroquial rural, le corresponde las facultades de planificar, conservar y mantener la vialidad terrestre parroquial y vecinal, en coordinación con el gobierno autónomo descentralizado provincial. *Administradas por:* Consejos Provinciales

**V. Red Vial Urbana:** comprende las vías urbanas dentro del territorio cantonal. Al gobierno autónomo descentralizado municipal, le corresponde las facultades de planificar, construir, conservar y mantener la vialidad urbana.

**VI. Red Vial de Regímenes Especiales:** comprende las vías dentro de la jurisdicción de los regímenes especiales establecidos en la constitución y la ley. Al gobierno autónomo descentralizado de los regímenes especiales, les corresponderá planificar, construir, regular, controlar, conservar y mantener las vías en el ámbito de su competencia.

**VII. Red Ferroviaria:** se denomina vías ferroviarias a la infraestructura de transporte terrestre guiada por rieles, que constituyen la vía férrea.

**VIII. Red no Motorizada:** caminos de herradura.

### 1.9.2.3 Clasificación por su Funcionalidad

Por su funcionalidad las carreteras se clasifican en:

- I. Corredores Arteriales:** son las vías terrestres de alta jerarquía que conectan cruces de frontera, capitales de provincia, puertos fluviales y marítimos, y aeropuertos, formando una red estratégica o esencial de vialidad terrestre. Su tráfico proviene de las vías colectoras, poseen alta movilidad, accesibilidad reducida y estándares geométricos adecuados para proporcionar una operación de tráfico eficiente y segura. Los corredores arteriales se conforman por vías troncales y transversales.

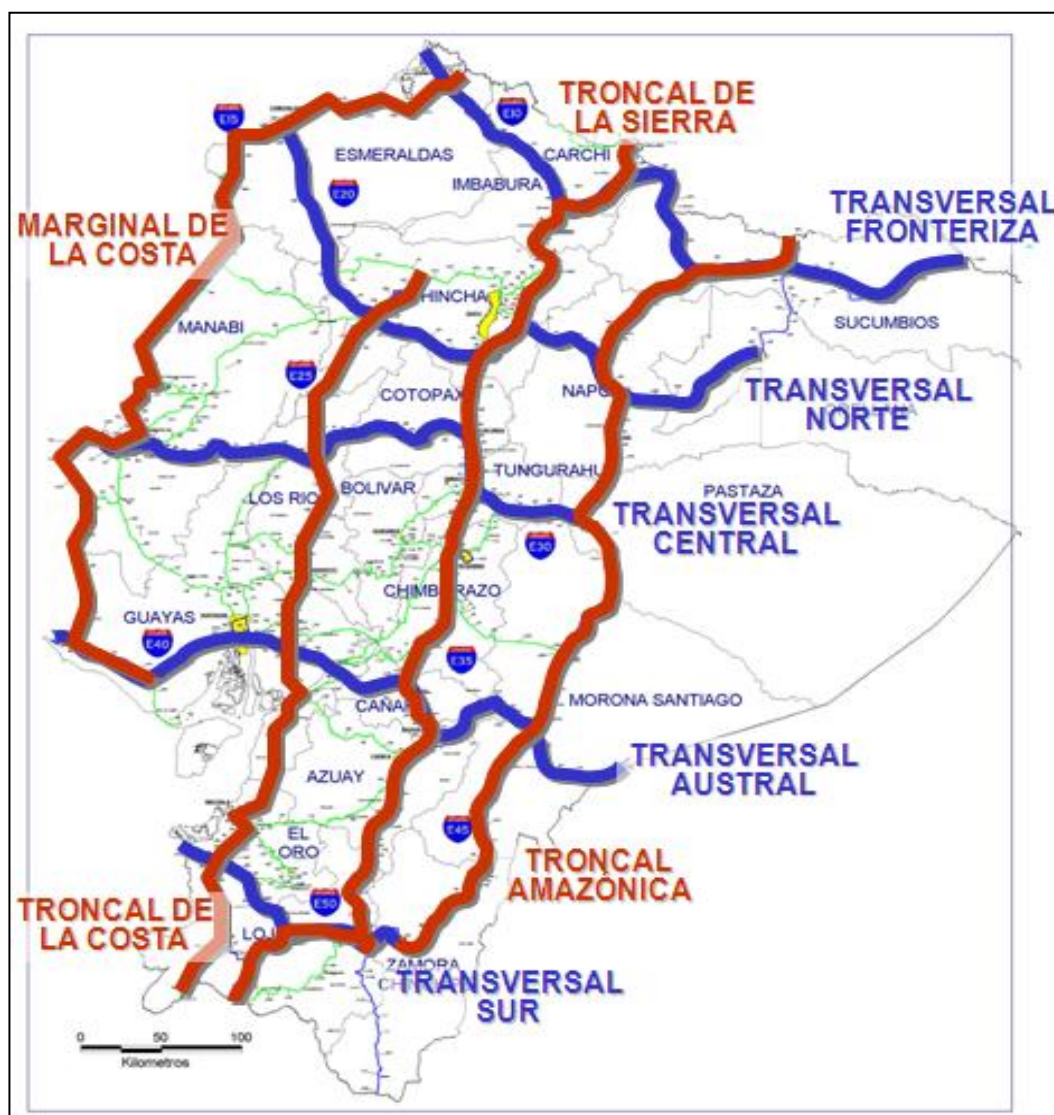
En total existen 12 vías primarias en Ecuador con aproximadamente un 66% de la longitud total de la Red Vial Estatal. [3]



**Figura 1.4 Disco de Identificación Troncal de la Sierra y Logotipo**

**Fuente:** MTOP

- **Vías Troncales:** aquellas cuyo trazado tiene dirección predominantemente Norte – Sur. En la Figura 1.5 son las marcadas en color rojo.
- **Vías Transversales:** aquellas cuyo trazado tiene dirección predominantemente Este – Oeste. En la Figura 1.5 son las marcadas en color azul.



**Figura 1.5 Clasificación de la Red Vial Primaria y Secundaria**

**Elaboración:** MTOP

**Fuente:** Subsecretaría de Concesiones M.O.P.C, Abril 2002

**II. Vías Colectoras:** son vías terrestres secundarias, de mediana jerarquía que tienen como función recolectar el tráfico de zonas urbanas y rurales para conducirlo a los corredores arteriales. Son vías que se utilizan para servir el tráfico de recorridos intermedios o regionales. Su trazado está determinado por los centros poblados que conectan.

Son también caminos que se utilizan para servir al tráfico de recorridos intermedios o regionales, requiriendo estándares geométricos adecuados para cumplir esta función. En total existen 43 vías secundarias en Ecuador con aproximadamente un 33% de la longitud total de la Red Vial Estatal. [3]



**Figura 1.6 Disco de Identificación Vía Colectora Tabacundo-Cajas**

**Fuente:** MTOP

**III. Vías Locales:** son vías sin definición, de menor jerarquía funcional. No obstante dada la necesidad de garantizar la continuidad de la red o malla estratégica y de conservar sus características en todo su recorrido, se determina que constituirán también parte de la Red Vial Estatal, todos los caminos que cruzan centros poblados (ie. Pasos laterales, arterias urbanas o puentes, etc.), que dan continuidad a estos corredores arteriales.

## **1.10 PROCESO DE CONCESIONES**

Las vías, al ser un bien público, son otorgadas por el Estado Ecuatoriano a empresas o particulares para la explotación, administración, reparación, ampliación, conservación o mantenimiento de obras ya existentes, podrán incluirse entre las obligaciones del concesionario los estudios, el proyecto, la construcción o mantenimiento de obras que tengan vinculación física o técnica con los anteriores.

El principal objetivo de la concesión vial es la de prestar un servicio eficiente y de calidad. De esta manera se logra que los usuarios se vean beneficiados con la reducción en los tiempos de recorridos, el ahorro de costos de operación, ahorros en el mantenimiento de sus vehículos, menor cantidad de accidentes y otros servicios complementarios.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas es el responsable de la administración, control, supervisión y ejecución de obras en el sector vial ecuatoriano. A través de la Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones del Transporte se encarga de mejorar la prestación de los servicios de transporte en todas sus modalidades, a través de los procesos de delegación y concesión, “*garantizando a los usuarios servicios seguros, oportunos y de calidad*”. (Atribuciones y Responsabilidades, Delegaciones y Concesiones del Transporte )

### **1.10.1 Ventajas y Fortalezas**

Las concesiones contemplan el mantenimiento integral y uniforme de la carretera, la continuidad en el tráfico de vehículos, la implantación de criterios homogéneos ponderados en el cobro de peajes y el establecimiento de un nivel óptimo de servicio y seguridad vial del corredor, buscando la actualización y modernización de la red según estándares internacionales.

Las ventajas y fortalezas técnico – económicas que los expertos identifican en las concesiones son:

- Los usuarios de las vías entregadas en concesión ahorran tiempo y combustible.
- Estas vías tienen niveles de seguridad muy superiores a los actuales, lo que hará disminuir la tasa de accidentes.

- Para las personas de menores recursos, el sistema de concesiones presenta la ventaja de que permite al Estado reorientar sus recursos a otros programas de desarrollo que podrían mejorar su calidad de vida.
- El país puede contar con modernas carreteras, lo que ayuda a aumentar su competitividad internacional.
- Las empresas privadas pueden participar en un ámbito de negocios que promete rentabilidades competitivas, lo que tiene efectos directos en la generación de empleos.
- Mejora la conexión de las regiones, lo que permitirá el desarrollo de sus potencialidades turísticas y económicas.

#### **1.10.2 Base Legal (Extracto):**

*Contrato Adicional al Contrato de Concesión MTOP/Panavial para la Ampliación, Mantenimiento, Explotación y Administración de la vía Otavalo-Ibarra (MTOP)*

Con fecha 30 de octubre 1996, EL CONCEDENTE y LA CONCESIONARIA suscribieron el Contrato de Concesión para la Rehabilitación, mantenimiento, Ampliación, Explotación y Administración del grupo de carreteras No.1 de la Licitación Número 1-95-MOP, que comprende las carreteras Rumichaca-Ibarra-Guayllabamba, ubicadas en las provincias de Carchi, Imbabura y Pichincha; y Alóag-Latacunga-Ambato-Riobamba, ubicadas en las provincias de Pichincha, Cotopaxi, Tungurahua y Chimborazo. Corredor No.2 Aloág-Latacunga-Ambato-Riobamba.



El 25 de julio de 2005, se suscribió entre la concesionaria, el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones y los gobiernos seccionales de la provincia de Imbabura, el Acta de Compromiso para la provisión de los recursos necesarios para la construcción, expropiaciones y obras conexas del proyecto de la Autovía Otavalo-Ibarra.

El 26 de septiembre de 2006, la Concesionaria Panamericana Vial S.A. con oficio GG-208.06-PV.Q., remitió los diseños definitivos de la ampliación del Tramo Otavalo – Ibarra y Obras Conexas.

En el Acuerdo No. 033 El Ministerio de Transporte y Obras Públicas establece que es imperativo dar una solución a la gran demanda de tráfico existente en la Carretera Otavalo – Ibarra de la Provincia de Imbabura y es igualmente necesario para efecto de la ampliación de la carretera Otavalo-Ibarra, la construcción de un intercambiador en el ingreso a Cotacachi, así como la construcción de un paso deprimido en el cantón Antonio Ante.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas, de conformidad con lo establecido en los Artículos 79 y 112 del Reglamento Sustitutivo a la Ley de Modernización del Estado, Privatizaciones y Prestación de Servicios Públicos por parte de la iniciativa privada, la Cláusula Vigésima del Contrato de Concesión y Cláusula Cuarta, numeral Cuarto punto dos punto uno (4.2.1) del Acuerdo de Aclaraciones, procedió, con base en los estudios Realizados por Panavial, a aprobar las cantidades de obra, presupuesto y plazo para la ejecución de obras de ampliación del tramo de vía Otavalo-Ibarra y sus obras conexas.

*Tercera: Documentos del Contrato Adicional.-*

3.1.5 El Oficio número 005130 de diez de diez de octubre del dos mil siete, que contiene el informe de la Procuraduría General del Estado. 3.1.6.- Memorando número 439 DGF-P de tres de abril del dos mil ocho, a través del cual la Directora de la Gestión Financiera del MTOP, con relación a la certificación de fondos para la ampliación de la carretera Otavalo-Ibarra con un costo actualizado a diciembre del dos mil siete, USD \$ 33´615.003,55, informa que este proyecto está contemplado en la programación de recursos remitido al Ministerio de Finanzas, mediante oficio número 1548 DM de veintiséis de marzo del dos mil ocho, el mismo que forma parte habilitante de este contrato. 3.1.7.- Oficio número MF-SP-CACP-2008-1567 de siete de abril de dos mil ocho, la Subsecretaría de Presupuesto (E), en referencia al Oficio número mil quinientos cuarenta y ocho DVM de veintiséis de marzo del dos mil ocho, certifica que el Ministerio de Finanzas atenderá el Referido compromiso en el transcurso de la ejecución del vigente Presupuesto General del Estado.

*Cuarta: Objeto del Contrato Adicional.-*

4.1. Con los antecedentes expuestos en la cláusula segunda de este contrato Adicional, y de Conformidad con lo establecido en la Cláusula Vigésima (Obras Nuevas) del Contrato Principal de Concesión, Artículo Setenta y Nueva y Ciento doce del reglamento sustitutivo del Reglamento General a la Ley de Modernización del Estado, se incorpora a la concesión a cargo de la Concesionaria Panamericana Vial S.A., las obras de ampliación a seis carriles, la operación explotación y mantenimiento de la ampliación del tramo Otavalo – Ibarra y sus obras conexas: Intercambiadores de entrada a Cotacachi y Atuntaqui.

4.2. La Concesionaria por única vez realizará la rehabilitación de las avenidas de circunvalación de Otavalo e Ibarra, con su respectiva señalización, en razón a que estos tramos interurbanos se encuentra física y técnicamente vinculados a la

Panamericana Norte, y deben ser intervenidos para recuperar los niveles de servicio preexistentes y garantizar la continuidad del tráfico vehicular de la vía.

### **1.11 CONCESIONARIA PANAMERICANA S.A**

Panavial S.A. está constituida por la empresa Herdoíza Crespo Construcciones S.A constructora de carreteras, puentes, aeropuertos, centrales hidroeléctricas y plataformas petroleras, con una vasta experiencia a nivel nacional e internacional; y por la constructora Herdoíza Guerrero S.A., empresa con experiencia en la estructuración, administración y desarrollo de proyectos de concesión de infraestructura vial.

Los servicios que prestan en sus 9 estaciones de peaje distribuidas conforme estipulaciones contractuales brindan: auxilio médico, seguridad vial, asistencia de grúa, auxilio mecánico, postes S.O.S., seguro contra terceros, supervisión y mantenimiento vial, consulta médica externa gratuita, correo electrónico y baterías sanitarias.



**Fotografía 1.3 Servicios Concesionaria Panavial S.A. - Estación "San Roque"**

**Fuente:** MTOP

#### **1.11.1 Descripción de la situación actual del Corredor Arterial E-35**

En la actualidad se encuentra en proceso de ampliación la carretera *Panamericana*, tramo “Rumichaca – Riobamba”, se encuentra ubicada en la región Interandina en la parte centro norte del País. Esta inicia en Rumichaca, frontera con Colombia, siendo el eje principal que une las provincias de Carchi, Imbabura, Pichincha, Cotopaxi, Tungurahua y termina en Riobamba, capital de la provincia de Chimborazo.

La carretera Panamericana atraviesa al país de norte a sur, siendo el eje principal de intercambio comercial con los países vecinos de Colombia y Perú; así como a nivel interno sirve para la comunicación con las regiones Costa y Oriente, lo cual dice de la gran importancia de esta vía, la misma que debe ofrecer condiciones

óptimas para el intenso flujo vehicular que soporta en la actualidad, ya que el tráfico por carretera es la modalidad de transporte más importante de nuestro país.

Cabe señalar que esta carretera forma parte del Corredor Arterial E-35 denominada Troncal de la Sierra y es parte fundamental de la Red Estatal. Debido al notable incremento del tránsito vehicular, la infraestructura vial está siendo modificada para cumplir con los estándares de servicio y poder brindar comodidad, seguridad y ahorro a los usuarios. El mejoramiento de la Panamericana implica la ampliación de los siguientes tramos de acuerdo a lo presentado por *Panavial S.A.* en su página web y al Reportaje Especial de Fin de Semana publicado por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO P R. E., 22 de marzo del 2013.):

**Corredor Norte: RUMICHACA – CALDERÓN (272,0 Km)**

- ✓ Ampliación a cuatro carriles tramo “Rumichaca - Bolivar”.
- ✓ Construcción del paso lateral "San Gabriel" y variante "Piquiucho - Cúnquer".
- ✓ Ampliación a 6 carriles tramo "Otavalo - Cajas".
- ✓ Ampliación a seis carriles tramo “Otavalo - Ibarra”.
- ✓ Construcción a 6 carriles paso lateral de Ibarra.
- ✓ Ampliación a cuatro carriles “Calderón - Guayllabamba”.
- Rehabilitación a 2 carriles del tramo Collas (carriles de descenso).
- Construcción a 2 carriles de la variante Collas (carriles de ascenso).

**Corredor Sur: QUITO INIAP-RIOBAMBA (169,1 Km)**

- ✓ Ampliación a cuatro y seis carriles tramo “Colibrí – Pifo – Cusubamba”.

- ✓ Ampliación seis y ocho carriles Acceso Sur de Quito tramo “INIAP-Tambillo-Alóag-Machachi-Aloasí-Puente Jambelí”
- ✓ Ampliación a seis carriles tramo “Jambelí-Latacunga-Ambato”.

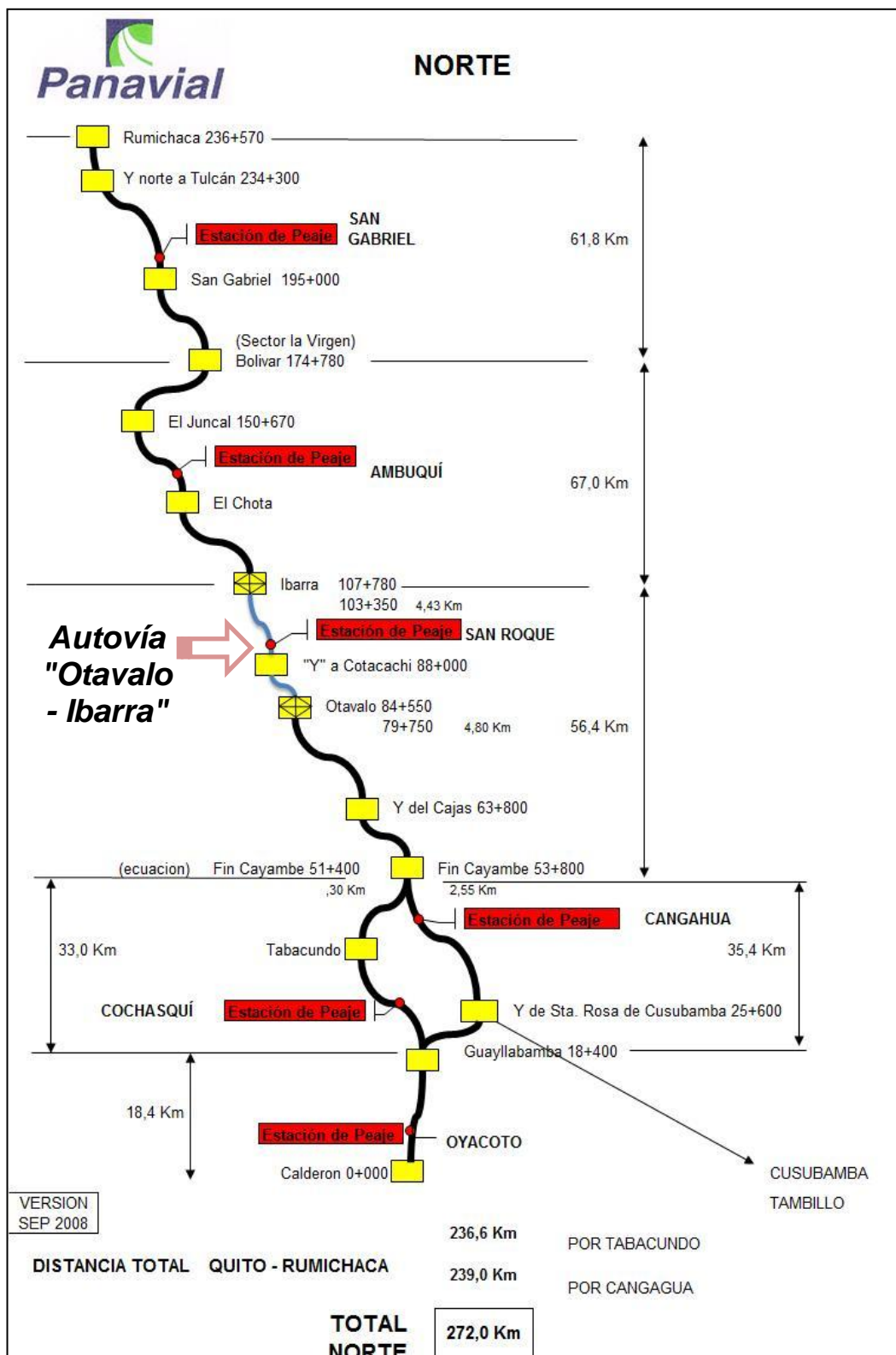


Figura 1.7 Esquema Corredor Tramo Norte "Rumichaca-Calderón"

Elaboración: Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones del Transporte  
Fuente: MTOP

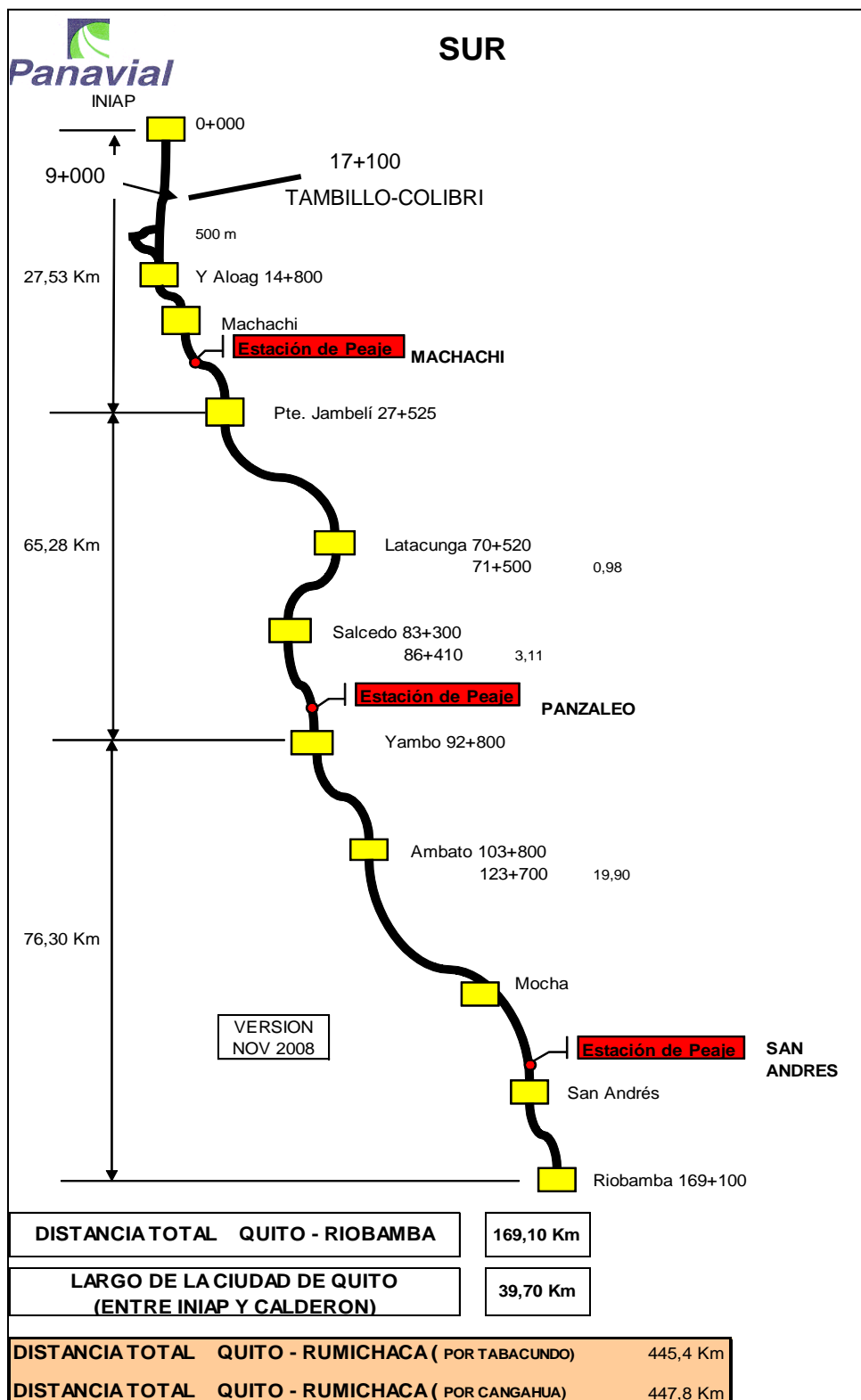


Figura 1.8 Esquema Corredor Tramo Sur “Quito INIAP-Riobamba”

**Elaboración:** Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones del Transporte  
**Fuente:** MTOP



## ***CAPÍTULO II. ESTUDIO DE TRÁNSITO***

### **2.1 DEFINICIÓN DE TRÁNSITO**

Cuando hablemos de tránsito nos vamos a referir “al flujo de vehículos” que lleven personas o bienes (o ambas cosas) que circulen por un determinado tramo de vía, calle o autopista. Los seres humanos, como usuarios de los diferentes medios de transporte, son considerados como el principal elemento para establecer las características del flujo de tránsito. Los componentes del tránsito para efectos del presente estudio, estarán referidos a: los vehículos, la carretera, personas y bienes.

### **2.2 ANÁLISIS E IMPORTANCIA**

Los estudios de tránsito son instrumentos imprescindibles para conocer las funciones que una carretera cumple en el conjunto de la red de transporte y la magnitud de los impactos que puede generar sobre el medio. Su objetivo es que el movimiento de personas y mercancías se realice de la forma más segura, eficaz y cómoda. En este sentido los estudios de tránsito constituyen todos los aspectos que sirven a la ingeniería de tránsito para cumplir con todos los objetivos relacionados a la planeación, el proyecto geométrico y la operación del tránsito en una determinada infraestructura vial.

Los estudios pueden agruparse en tres categorías:

**I. Inventarios:** son una lista o exposición gráfica de la información del sitio en análisis como anchos de calle, rutas de tránsito y reglamentos. Muchos de estos requieren actualizaciones periódicas.

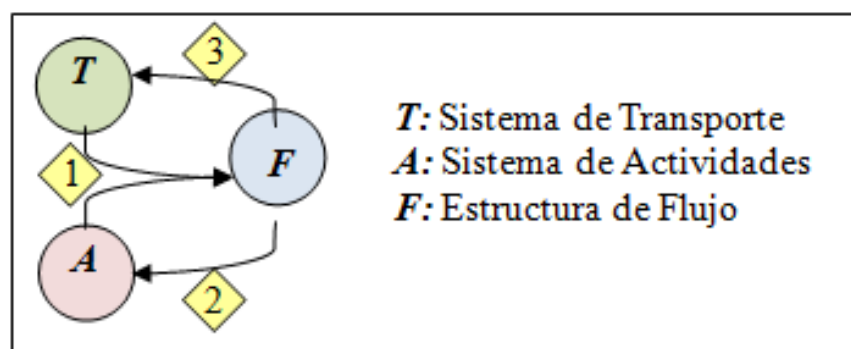
**II. Estudios Administrativos:** registros disponibles en las dependencias y entidades gubernamentales. Los mismos que pueden ser estudios de accidentes para analizar las causas, magnitudes, programas preventivos, auditorías y estadísticas de accidentes.

**III. Estudios Dinámicos de Tránsito:** recolección de datos en condiciones operativas donde se incluyen estudios de velocidad, volumen de tránsito, tiempo y demoras de viaje. Por estar una comunidad en permanente modificación se presentan la interrelación entre el sistema de transporte, el sistema de actividades o la estructura de flujo dando como resultado las siguientes relaciones:

- *Tipo 1:* La interacción entre el sistema de transporte y el sistema de actividades define una estructura de flujo operando a un determinado nivel de servicio. Tal situación es capaz de producir mejoras en el nivel de servicio y por lo tanto variar la estructura de flujo producto del cambio de modo en que es utilizada la infraestructura.
- *Tipo 2:* Variaciones en la estructura de flujo pueden generar variaciones en el sistema de actividades, generando variaciones en el nivel de servicio o en el los recursos consumidos en la provisión de dichos servicios. Como puede ser

motivar el desarrollo directo de la población beneficiada por una infraestructura.

- *Tipo 3:* Cambios en la estructura de flujo pueden motivar transformaciones del sistema de transporte a lo largo del tiempo. Es el caso de la planificación que se realiza en términos de responder a las necesidades de transporte a cubrir en el futuro.



**Figura 2.1 Relaciones entre el sistema de Transporte, el sistema de actividades y la estructura de flujo**

**Fuente:** Ingeniería de Tránsito para Carreteras, Alfonso Montejo Fonseca, Universidad Católica de Colombia Ediciones y Publicaciones, Bogotá-Colombia, 2002

### **Tipos de Flujo de Tránsito:**

Las condiciones de circulación son el resultado de las interacciones entre los vehículos en el flujo y entre los vehículos y las características geométricas y de entorno de la carretera. En donde se incluyen autopistas, vías multicarril, vías de dos carriles, etc. El Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000), divide al tráfico según el tipo del flujo presente en la vía y lo clasifica de esta manera:

**a) Flujo Ininterrumpido o Continuo:** Estos tipos de infraestructuras no tienen elementos fijos, como los semáforos, que sean externos al flujo y que lo puedan

interrumpir. De esta forma el vehículo que va transitando por la vía solo se ve obligado a detenerse por razones al tráfico.

Los vehículos en esta clasificación solamente se detienen debido a la ocurrencia de accidentes, cuando llegan al destino específico, paradas intermedias, entre otros.

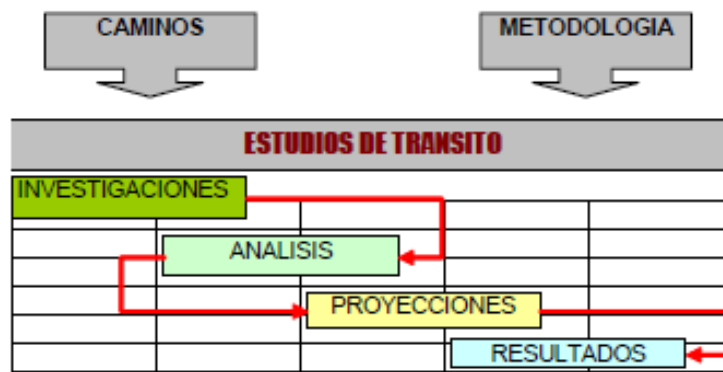
**b) Flujo Interrumpido:** Las infraestructuras de este tipo tienen elementos fijos que pueden interrumpir el flujo vehicular. Estos elementos incluyen intersecciones de prioridad a nivel, intersecciones semaforizadas, giros izquierdos sin carriles de retención y paraderos de buses. Estos dispositivos obligan a parar el tránsito en forma periódica o a reducir significativamente su velocidad, independiente de la magnitud del tránsito. Son ejemplos las arterias urbanas.

*Nota:* los términos interrumpido e ininterrumpido describen el tipo de infraestructura y no la calidad del flujo.

NOTA: Manual de Capacidad de Carreteras 2000 (HCM 2000), será analizado con mayor profundidad en los capítulos correspondientes a Capacidad y Nivel de Servicio.

### **2.2.1 Criterios para la Ejecución de Estudios de Tránsito:**

En la ejecución de un estudio vial se tienen que tomar en cuenta dos aspectos fundamentales, la clasificación funcional o tipo de camino (jerarquía viaria) y la metodología a emplearse para su investigación específica, según la fase en que determinada vialidad se encuentre. En la siguiente gráfica, podemos observar las etapas o procesos generales de un estudio de tránsito en la secuencia en que se desarrollan:



**Figura 2.2 Etapas Generales de Estudios de Tránsito**

**Fuente:** Manual para la Revisión de Estudios de Tránsito, CORASCO, 2008

Es por esta razón que el alcance en un determinado estudio de tránsito depende en su mayoría de los problemas que se quieran resolver, o como es el caso del presente estudio, realizar una evaluación a las condiciones operativas de la vía en cuestión.

### 2.3 CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO

En esta sección se presenta una descripción de las características fundamentales para el análisis del flujo vehicular, con la finalidad de poder entender el comportamiento del tránsito en cualquier tipo de vialidad y determinar su respectivo nivel de eficiencia operacional necesarios para el estudio de Capacidad y Nivel de Servicio a desarrollarse.

De acuerdo a lo establecido por el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000) se han definido para un estudio de tráfico tres variables principales, que son: el flujo, la velocidad y la densidad. Mediante la determinación de las relaciones entre cada una de ellas, se puede evaluar las características de la corriente de tránsito, y así

poder predecir las diferentes opciones en cuanto a planeamiento, proyecto y operación de carreteras, se refiere.

En el Cuadro 2.1 se presentan las diferentes unidades de medición para cada uno de los siguientes parámetros:

El resultado de conocer estas tres variables tiene una significativa importancia, ya que estas indican la calidad o el nivel de servicio experimentado por los usuarios de cualquier sistema vial. De esta forma encontramos su utilidad para:

- Estimar capacidades en las vías con el objeto de poder determinar la provisión necesaria para los niveles de demanda previstos.
- Entender los efectos de congestión en redes viales y como estas pueden ser mejoradas.
- Proveer relaciones para uso en modelos de asignación de tráfico.

**Cuadro 2.1 Elementos Básicos en Estudio de Tráfico**

Variable	Unidad	Simbología	
		Tradicional	HCM
Velocidad ( <i>Traffic Speed</i> )	Km/h	$V, U$	S
Densidad ( <i>Traffic Density</i> )	Veh./Km	$k$	D
Flujo ( <i>Traffic Flow</i> )	Veh./h	$q, I$	Q
Velocidad de Flujo Libre ( <i>Free Flow Speed</i> )	Km/h	$U_f$	FFS
Intervalo Simple ( <i>Time Headway</i> )	segundos	$h_i$	$h_i$
Espaciamiento Simple ( <i>Distance Headway</i> )	m/Veh.	$S_i$	$s_i$
Brecha o Claro ( <i>Time Gap</i> )	segundos	$t_i$	$t_c$
Vehículo Liviano Equivalente ( <i>Passenger-Car Equivalent</i> )	automóviles/Km/carril	$V_p$	$pc$

A continuación se verán con mayor detalle los principales conceptos relacionados con las variables del flujo vehicular y sus características fundamentales, basados en estudios dinámicos de tránsito realizados en la autovía "Otavalo-Ibarra".

### **2.3.1. VELOCIDAD (V)**

La velocidad de un vehículo se define como una razón del movimiento, en distancia por unidad de tiempo, generalmente expresada en kilómetros por hora (Km/h). La velocidad es un parámetro fundamental para describir el flujo de tráfico que circula sobre una determinada infraestructura vial y es además, una de las medidas de eficacia más importantes para definir los Niveles de Servicio en muchos tipos de carreteras. La velocidad es uno de los principales indicadores para medir la calidad de la operación en un determinado sistema vial.

Se puede aplicar al tránsito varias definiciones de velocidad, entre estas encontramos:

- *Velocidad Instantánea:* es la velocidad de un vehículo que se encuentra circulando por un tramo de carretera o calle en un instante determinado. Se la conoce también como velocidad de punto.
- *Velocidad Media Temporal:* Es definida como la media aritmética de las velocidades instantáneas de todos los vehículos que pasan por un punto específico de la carretera durante un cierto periodo de tiempo.

- *Velocidad Media Espacial*: Es definida como la velocidad promedio de todos los vehículos ocupando una sección dada de la carretera sobre un período específico de tiempo.

El HCM 2000 usa la velocidad promedio de viaje como la medida de velocidad, ya que es fácil de calcular observando cada vehículo dentro del tránsito y es la medida estadística más relevante en relación con otras variables. La velocidad promedio de viaje se calcula dividiendo el largo de la carretera, sección o segmento bajo consideración entre el tiempo promedio de viaje de los vehículos que pasan por dicho segmento. La expresión para encontrar la velocidad como una función lineal de distancia y el tiempo, es la siguiente:

$$V = \frac{L}{ta}$$

Donde:

$V$ = Velocidad promedio de viaje (Km/h)

$L$ = Longitud del segmento de la carretera (Km)

$ta$ = Tiempo Promedio de Viaje en el segmento (horas)

### **2.3.1.1 Estudios de Velocidad en Carreteras**

Los estudios de velocidad son realizadas con el objeto de determinar la distribución de la velocidad de los vehículos en un flujo vehicular y en un lugar específico de la carretera. Cualquier técnica de medida de velocidad aceptable para otros estudios de ingeniería de velocidad de tráfico puede ser usada. Las principales características que se determinan en los estudios de velocidad son:



a) *Velocidad de Punto (Instantánea)*: sirve para determinar las características de la velocidad de un tramo específico de vía bajo las condiciones atmosféricas y de tráfico al realizar el estudio. Las aplicaciones de conocer la velocidad de los vehículos en determinado punto de carretera o de una calle son poder obtener tendencias de velocidad, lugares con problemas de velocidad, análisis de accidentes, etc. Estos estudios de investigación permiten analizar la capacidad en relación con las velocidades promedio y determinar las características del flujo vehicular.

b) *Velocidad de Recorrido*: tiempo que invierte cada vehículo en desplazarse entre dos puntos fijos. Está asociado con las demoras y los tiempos de recorrido para poder evaluar la calidad del movimiento vehicular a lo largo de una ruta. De esta forma se puede determinar la ubicación, tipo y magnitud de las demoras provocadas por la vía, el tránsito y los dispositivos de control, ajenos a la voluntad del conductor.

c) *Velocidad de Marcha*: es el resultado de dividir la distancia recorrida entre el tiempo durante el cual el vehículo está en movimiento (omitiendo las paradas).

d) *Velocidad de Flujo Libre (FFS)*: por sus siglas en inglés “*free flow speed*”, es la velocidad promedio de los vehículos en una carretera dada, medida bajo condiciones de un volumen bajo, cuando los conductores tienden a conducir a una velocidad alta sin restricciones de demoras y con comodidad. La Velocidad a Flujo Libre (FFS) de una carretera puede ser determinada directamente desde un estudio de velocidad dirigido en campo.

### **2.3.1.2 Estudios de Velocidad en el Sitio**

Un estudio de velocidad "in-situ" o en el sitio, consiste en registrar la velocidad de una muestra de vehículos en un lugar específico, es decir, las características de velocidad identificadas serán válidas solamente para las condiciones de tránsito y del medio circundante que existan en el momento del estudio.

El estudio de velocidad en el sitio es utilizado principalmente para:

- Definir parámetros para la operación y el control del tránsito, tales como zonas de velocidad (se usa la velocidad del percentil 85 como el límite de velocidad en un camino), o como medidas restrictivas al tránsito.
- Evaluar la efectividad de los dispositivos de control de tránsito.
- Monitorear el efecto de los programas de control de velocidades, como por ejemplo el uso de radares y de límites diferenciados de velocidad para automóviles y camiones.
- Evaluar y determinar características geométricas adecuadas en la carretera, tales como radios de curvas horizontales y las longitudes de las curvas verticales.
- Evaluar el efecto de la velocidad sobre la seguridad vial a través de un análisis de accidentalidad para diferentes características de velocidad y la determinación de "Black Points".
- Determinar las tendencias de velocidad.
- Determinar si los incidentes por exceso de velocidad son válidas.

#### **2.3.1.2.1 Ubicaciones de Sitios para los Estudios de Velocidad**

Los siguientes sitios o lugares generalmente utilizados según las diferentes aplicaciones que se puedan dar al estudio son:

1. Los lugares que representan las diferentes condiciones de tránsito en una carretera o carreteras que sean utilizados para la recolección básica de datos.
2. Los lugares a la mitad de la cuadra en vialidades urbanas rectas y en secciones planas de carreteras rurales son sitios que se determinan para los análisis de tendencia de velocidad.
3. Cualquier lugar puede ser utilizado para la solución de un problema específico de ingeniería de tránsito.

Cuando se realizan los estudios de velocidad “in-situ”, es importante obtener datos sin sesgo. Para lograr este objetivo, el equipo utilizado debe estar oculto para el conductor, y los observadores que lleven a cabo el estudio deben pasar desapercibidos. Puesto que las velocidades registradas serán sujetas eventualmente a un análisis estadístico, es importante recopilar un número adecuado de registros de velocidades.

#### **2.3.1.2.2 Selección de la Ubicación**

El estudio de velocidad debe ser realizado en:

- Una localización representativa dentro del segmento de la carretera que está siendo evaluada.
- Debe ser realizado en periodos de baja circulación de tráfico fuera de la horas pico.
- Medir la velocidad de todos los vehículos o de un muestreo sistemático (ejemplo, cada décimo vehículo).

#### **2.3.1.2.3 Hora y Duración de los Estudios de Velocidad en Sitio**

La hora del día para realizar un estudio de la velocidad depende del propósito del estudio. En general, cuando la finalidad del estudio es establecer los límites de velocidad visibles, observar tendencias de velocidad, o recolectar datos básicos, se recomienda que el estudio se lleve a cabo cuando el tráfico es fluido, por lo general durante las horas pico. Sin embargo, cuando un estudio de velocidad se lo realiza en respuesta a las quejas de los ciudadanos, es útil si el período de tiempo seleccionado para el estudio refleja la naturaleza de las quejas.

La duración del estudio debe ser tal que registre el número mínimo de registros para el análisis estadístico. Comúnmente, la duración es de al menos 1 hora completa y una muestra representativa de la velocidad debe ser obtenida de al menos cien vehículos.

#### **2.3.1.2.4 Tamaño de la Muestra para los Estudios de Velocidad en Sitio**

La media calculada (o promedio) de velocidad se utiliza para representar el valor medio verdadero de todas las velocidades registradas en dicho sitio. La exactitud de esta suposición depende del número de vehículos en la muestra. Entre mayor sea el tamaño de la muestra, es mayor la probabilidad que la media estimada no sea significativamente diferente de la media verdadera. Por lo tanto, es necesario seleccionar un tamaño de muestra que dé una media estimada dentro de los límites aceptables de error. Procedimientos estadísticos son los que se utilizan para determinar este tamaño mínimo de muestra.

Antes de examinar estos procedimientos, es necesario primero definir ciertos valores de importancia que se necesitan para describir las características de velocidad. Estos son:

**I. Velocidad Promedio:** es la media aritmética de todas las velocidades observadas de los vehículos (es igual a la suma de todas las velocidades en el sitio divididas entre el número de velocidades registradas). Está dada como:

$$\bar{v}_t = \frac{\sum f_i V_i}{\sum f_i}$$

Donde:

$\bar{v}_t$  = *velocidad promedio o velocidad media temporal*

$f_i$  = *número de observaciones en cada grupo de velocidad*

$V_i$  = *valor medio para el grupo  $i$  – ésimo de velocidad*

$N$  = *número de valores observados*

La anterior fórmula también puede ser escrita de la siguiente forma:

$$\bar{v}_t = \frac{\sum V_i}{n}$$

Donde:

$V_i$  = *velocidad de  $i$  – ésimo vehículo*

$n$  = *número de valores observados*

**II. Velocidad Mediana:** es la velocidad para el valor a la mitad de una serie de velocidades tomadas en sitio que están dispuestas en orden ascendente.

→ 50% de la velocidad será mayor a la mediana.

→ 50% de los valores será menor que la mediana.

**III. Velocidad modal:** es el valor de la velocidad que se produce con más frecuencia en una muestra de velocidades tomadas en sitio.

**IV. Velocidad *i*-ésimo percentil de Velocidad en el Sitio:** es el valor de la velocidad en el sitio, por debajo del cual viaja el *i*-ésimo por ciento de los vehículos; por ejemplo, el 85 percentil de la velocidad en sitio es la velocidad por debajo de la cual viajan el 85 por ciento de los vehículos y por encima del cual el 15 por ciento de los vehículos viajan, en otras palabras es aquella velocidad que es solo sobrepasada por el 15% de los vehículos.

- *Velocidad del percentil 85:* En muchos estudios de regulación de tráfico o para estudios de trazado, no es adecuado considerar la velocidad media como velocidad de proyecto, porque el 50% de los vehículos circulan a una velocidad superior: interesa utilizar una velocidad que sea sobrepasada por un número reducido de vehículos. Esta velocidad del percentil 85 suele ser alrededor de un 20% superior a la velocidad media.

**V. Marcha:** es el rango de velocidades estimadas en intervalos de 10 (Km/h), que tiene el mayor número de observaciones. Por ejemplo, si un conjunto de datos de velocidad incluye velocidades de entre 30 y 60(Km/h), los intervalos de velocidad serán 30 a 40 (Km/h), 40 a 50 (Km/h), y de 50 a60 (Km/h), asumiendo un rangode10 (Km/h). La marcha sería de 40 a 50 (Km/h), si este rango de velocidad tiene el mayor número de observaciones.

**VI. Desviación Estándar de Velocidades:** es una medida de la dispersión de las velocidades individuales, ya que no todos los vehículos viajan a la misma velocidad. Por definición se expresa como:

$$S = \sqrt{\frac{\sum (V_i - \bar{V})^2}{n - 1}}$$

Donde:

$S =$  desviación estándar

$\bar{V} =$  media aritmética

$V_j =$   $j$  – ésima observación

$n =$  número de observaciones

Sin embargo, los datos de velocidad se presentan con frecuencia como clases o categorías donde cada clase se compone de una gama de velocidades. La desviación estándar para estos casos se calcula de la siguiente forma:

$$S = \sqrt{\frac{\sum f_i (V_i - \bar{V})^2}{n - 1}}$$

Donde:

$V_i =$  valor medio de velocidad de la clase  $i$

$f_i =$  frecuencia de velocidad de la clase  $i$

**VII. Error Estándar de la Media:** este parámetro estadístico indica la confianza con la cual puede suponerse que la media de la muestra corresponda a la media verdadera de la población, o de todo el tránsito que pasa por el punto durante el periodo de estudio. Su valor se determina según la siguiente expresión:

$$E = \frac{S}{\sqrt{n}}$$

Donde:

$S =$  *desviación estándar*

$N =$  *número de observaciones*

Para un determinado nivel de confiabilidad, la velocidad media verdadera de todo el tránsito está dentro del intervalo comprendido por:

$$\bar{Vt} - (Z * E) < \mu < \bar{Vt} + (Z * E)$$

O lo que es decir:

$$\bar{Vt} \pm (Z * E)$$

Donde:

$\mu =$  *velocidad media verdadera de todo el tránsito*

Dependiendo del tipo de estudio a efectuarse se establecen los siguientes rangos de errores permitidos:

→ *Estudios de Planificación de Transporte y necesidades de infraestructura vial:*

$$4,80 - 8,00 \text{ (Km/h)}$$

→ *Estudios de Operación de tránsito, tendencias y evaluación económica:*

$$3,20 - 6,4 \text{ (Km/h)}$$

→ *Estudios de antes y después:*

$$1,60 - 4,80 \text{ (Km/h)}$$

En los estudios de ingeniería de tránsito se emplea la teoría de probabilidades para determinar el tamaño de la muestra. El tamaño mínimo de la muestra depende del nivel de precisión deseado. El nivel de precisión se define como el grado de confianza en donde el error de muestreo estimado, se situó dentro del rango fijo



deseado. Así por ejemplo, para un nivel de precisión de 90-10, hay es una probabilidad del 90 por ciento (nivel de confiabilidad) de que el error de estimación no será mayor que 10 por ciento de su valor verdadero. El nivel de confiabilidad se da comúnmente en términos del nivel de significancia ( $\alpha$ ), donde:

$$\alpha = (100 - \text{nivel de confiabilidad})$$

*Nota:* Comúnmente el nivel de confianza utilizado para la medición de velocidades es del 95% por ciento.

Al utilizar las formulaciones anteriores, para calcular la desviación estándar (S), se supone que la forma que siguen los datos es, aproximadamente, la de una distribución normal. La misma que nos ayuda a estimar el tamaño mínimo de la muestra según nuestros requerimientos. La mayoría de autores establecen que la muestra mínima en ningún caso puede ser menor a treinta observaciones.

- **Distribución Normal:** Las propiedades de la distribución normal se han empleado para desarrollar una ecuación que relacione el tamaño de la muestra con el número de desviaciones estándar que corresponde a un nivel de confianza específico, los límites tolerables de error y la desviación estándar. La fórmula utilizada será:

$$N = \left( \frac{Z * \sigma}{d} \right)^2$$

Donde:

$N$  = tamaño mínimo de la muestra.

$Z$  = número de desviaciones estándar que corresponde al nivel de

*confiabilidad deseado.*

$\sigma = \text{desviación estándar (Km/h)}$ .

$d = \text{límite del error aceptable en la estimación de la velocidad promedio (Km/h)}$ .

La Tabla 2.1 muestra los valores de la constante “Z” correspondientes a cada uno de los niveles de confianza expresados en porcentaje:

**Tabla 2.1 Constante correspondiente al Nivel de Confiabilidad**

<i>Nivel de Confiabilidad (%)</i>	<i>Constante Z</i>
68,3	1,00
86,6	1,50
90,0	1,64
95,0	1,96
95,5	2,00
98,8	2,50
99,0	2,58
99,7	3,00

**Fuente:** Ingeniería de Tránsito y de Carreteras, Nicholas J. Garber

Se pueden determinar las distribuciones de frecuencia midiendo las velocidades de varios vehículos de una determinada carretera o calle. Las distribuciones a obtenerse dependerán del método de medida empleado. Si se miden las velocidades de los vehículos cuando pasan por un punto o sitio fijo de la carretera, se obtiene una *distribución de frecuencia temporal*, mientras que si se miden las velocidades de todos los vehículos en un tramo y en un instante dado se consigue la *distribución espacial de frecuencias*.

### 2.3.1.3 Métodos para Realizar Estudios de Velocidad en Sitio

Las velocidades de operación son las velocidades investigadas de vehículos de diversa categoría en un tramo vial existente. Los estudios de velocidades de operación puede sub dividirse en diversas categorías:

- Velocidades puntuales o velocidad de punto.
- Velocidades promedios en tramos específicos o sobre un camino.
- Velocidades de tiempos de recorridos y demoras en tramos de una red, y/o segmentos de una red especialmente en tramos urbanos o semi-urbanos.

Los estudios de velocidad en sitio pueden ser manuales o automáticos siendo estos últimos los más usuales puesto la probabilidad de error se reduce. Los métodos para conducir estudios de velocidad en sitio son:

- Detectores de Camino → *tubos neumáticos*
- Medidores con el Principio Doppler → *tipo radar*
- Dispositivos Electrónicos → *autoscopio*
- Cronómetro

### 2.3.1.4 Metodología empleada para la medición de Velocidades en Sitio: *Tipo*

#### *Radar*

El método utilizado para la realización del estudio de velocidad en sitio, fue de tipo automático utilizando medidores Doppler (distorsión que se produce entre la señal enviada y la señal recibida). La función de estos medidores consiste en transmitir una señal hacia un vehículo en movimiento, el cambio de frecuencia entre

la señal transmitida y la de la señal reflejada es proporcional a la velocidad del vehículo en movimiento.

El equipo mide esta diferencia que luego es convertida a velocidad en (Km/h). Este método es ampliamente utilizado en los operativos rutinarios de control de velocidad por parte de la Policía Nacional de Tránsito del Ecuador. Debido al creciente número de accidentes de tránsito en los últimos años, la Agencia Nacional de Tránsito (ANT), entregó medidores de velocidad, denominados Foto Radares, a los Organismos de Control del Tránsito, los cuales están habilitados para operar en cualquier carretera del país con facilidad por su naturaleza móvil; los mismos que sirven para el control del límite de velocidad de los vehículos livianos y pesados en las carreteras a nivel nacional.

La intención de la dotación de estos equipos foto radares a las instituciones del control del tránsito, ha sido con el objetivo principal de tratar de reducir los accidentes de tránsito en las carreteras del país. Las principales características de estos dispositivos son las siguientes:

**Foto Radar:** es un sistema electrónico que permite detectar objetos y determinar la distancia a que se encuentra o la velocidad que se desplazan los vehículos. El equipo permite ser administrado remotamente, fácil operación en menú configurables, introducción de datos del usuario, configuración de fecha, hora, lugar, límites, dirección y carriles y descarga automática de datos de infracciones. Tiene la capacidad de realizar una medición inequívoca de velocidades en carreteras con varios carriles de forma automática y constante. Son de tecnología

de última generación, especialmente para uso en exterior (protección contra agua y contra polvo).

### **Características del Foto Radar Utilizado:**

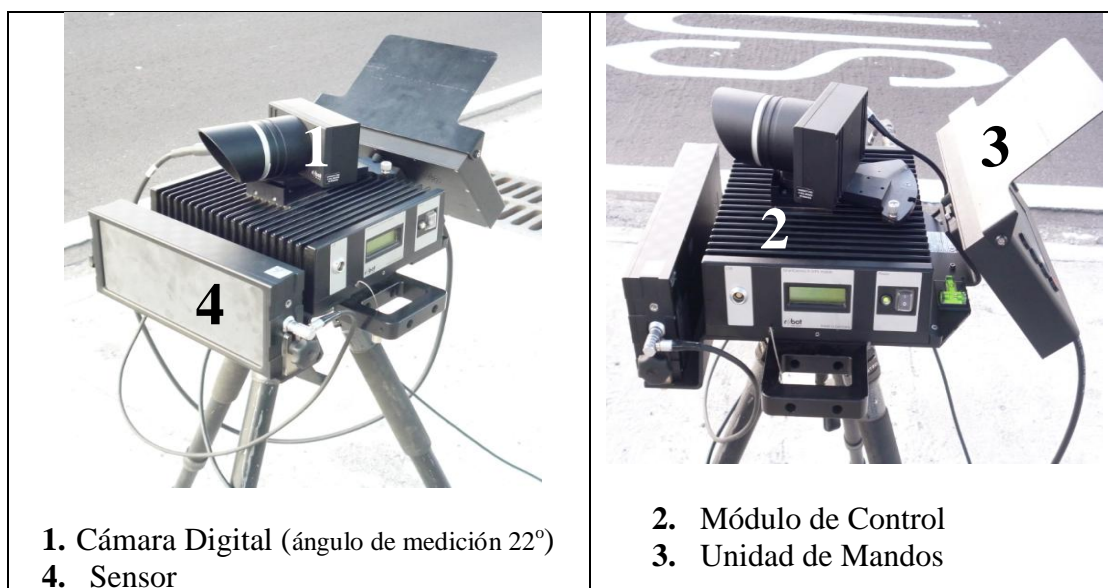
**Marca:** Robot Visual Systems

**Modelo:** MultaRadar CD

**Lugar de Fabricación:** Estados Unidos      **Costo Aproximado:** USD 60.000 (EL COMERCIO, 2012)

**Peso:** Aproximadamente 7,5 (kg) sin trípode.

**Cuadro 2.2 Foto Radar Marca “Robot”**

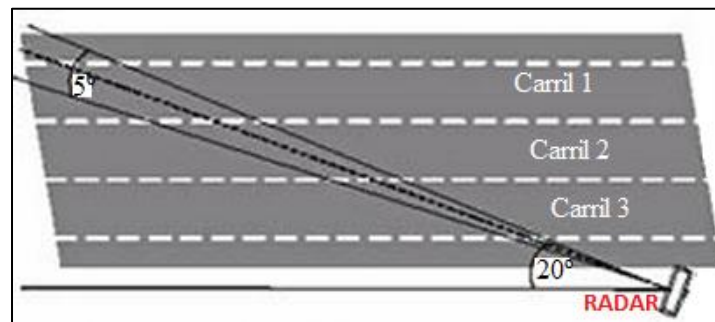


1. **Cámara:** la cámara es de tipo digital con una velocidad de obturador de 1/1000 segundos para poder capturar a los coches en movimiento con nitidez. Es capaz de sacar un máximo de 2 fotografías por segundo. Estas son almacenadas en el Modulo de Procesamiento y Control. Cuentan con un sistema de *modo nocturno*

por medio de un flash ajustable a un ángulo horizontal de 30°, así como capacidad de detección del conductor.

2. **Módulo de Control:** es capaz de distinguir el tráfico clasificándolo en pesados y livianos. El modelo de este aparato es “SmartCamera III MPU mobile”. Viene equipado con un nivel tubular. Tiene un límite de error del 3% por encima de los 100 (Km/h).
3. **Unidad de Mandos Portátil con pulsadores de mando:** el monitor cuenta con una pantalla de 6,5” observación de imágenes, con mayor foto-sensibilidad y a colores. Los “foto radares” proporcionan imágenes de calidad superior, incluso en condiciones de iluminación muy precaria y pueden ser usados en las más variadas condiciones atmosféricas. El manejo del equipo es muy simple gracias a su unidad de mando manual. Refleja la velocidad de los vehículos, la fecha y la hora.
4. **Sensor del Radar:** determina automáticamente el carril en el que el vehículo infractor está circulando. Mide la velocidad desde un rango de 10 (Km/h) a 300 (Km/h). Otra característica es que emite una frecuencia con una potencia muy baja, haciendo difícil su detección.

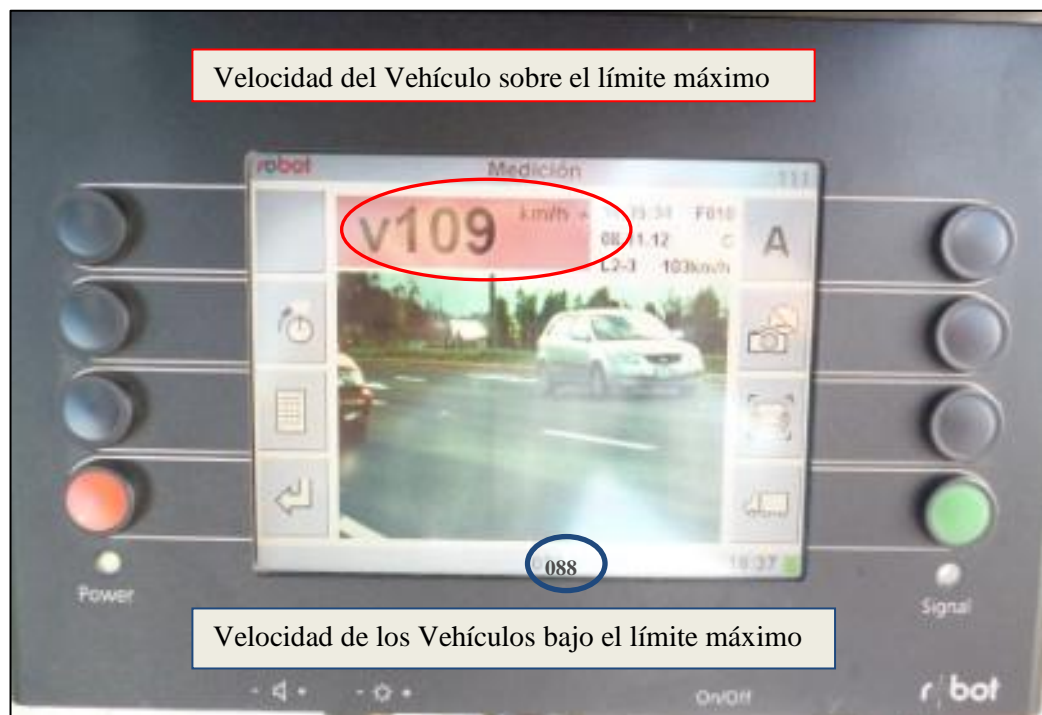
El sensor de Radar ROBOT radia una señal continua de microondas de baja intensidad a 24.100 GHz para que no exista riesgo alguno sobre la población. Un haz de radar se abre 5° en el plano horizontal, 20° en el plano vertical y para una medición precisa la antena debe estar direccionada 20° respecto a la dirección de circulación.



**Figura 2.3 Ángulo Haz de Radar respecto a la dirección de Circulación**

Podemos ver en la Figura 2.4 como el programa del Foto Radar “robot” presenta los datos de Medición al usuario reportado la imagen y la velocidad (Km/h) del vehículo que sobrepaso el límite de velocidad en un recuadro de color rojo. Se adjuntan los datos generales como son la fecha y la hora. Se señala en color azul en la parte inferior de la pantalla, la velocidad de circulación de los vehículos que se encuentran bajo el límite de velocidad y que el programa mide de manera constantemente.

Como el objeto del estudio es recolectar la mayor cantidad de muestras para determinar las características de velocidad en el sitio se registro tanto las velocidades sobre el límite máximo como también las velocidades bajo este límite fijado.







**Figura 2.4 Programa de Interfaz con el Usuario –Unidad de Mandos**

**Equipo:**

- ✓ *Foto Radar*
- ✓ *Trípode*
- ✓ *Antenas con pedestal: Emisor y Receptor*
- ✓ *Batería*
- ✓ *Generador Eléctrico (Power Box)*
- ✓ *Computadora Portátil*
- ✓ *Impresora*
- ✓ *Cables de transmisión de datos*



**Cuadro 2.3 Equipamiento Requerido para el Funcionamiento del Dispositivo**

 <p>Computador e Impresora</p>	 <p>Batería 115V "Robot"</p>	 <p>Antena</p>	 <p>Generador Eléctrico "Yamaha"</p>
---	---	--	---

*Nota:* La instalación de los equipos para los controles dura en promedio 25 minutos.

### Configuración de los parámetros de entrada:

- I. Se ingresa en el programa el ancho y el número de carriles de la carretera a realizarse el control de velocidades.
- II. Se ingresan los valores máximos de velocidad para los diferentes tipos de vehículos tanto para livianos, buses y camiones con un rango de 3 (Km/h) sobre el límite permitido de velocidad.

#### Condiciones Adoptadas:

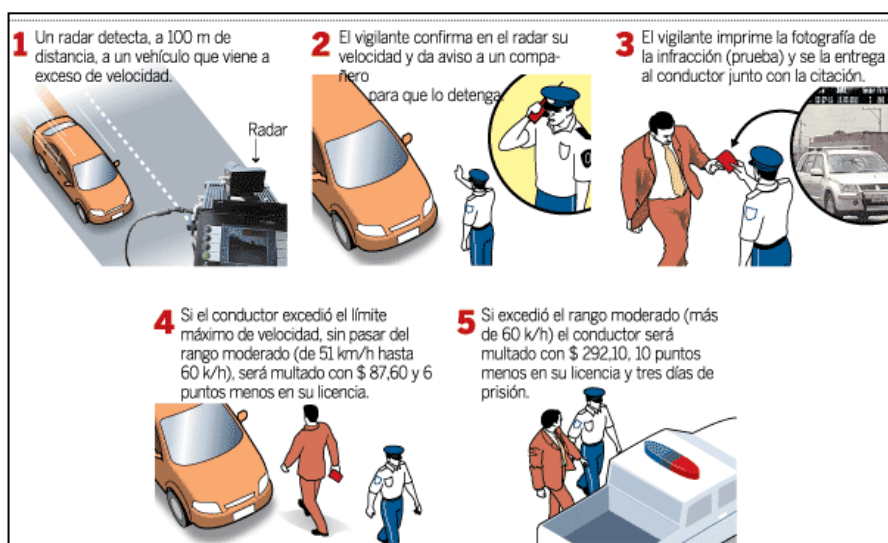
- Ancho de Carril: 3,65 (m)
- Número de Carriles: 3
- Velocidad Máxima Livianos: > 103 (Km/h)
- Velocidad Máxima Buses y Camiones: >73 (Km/h)
- Velocidad Mínima de Circulación: 10 (Km/h)

- III. Ajuste del contraste y brillo de la pantalla por medio de los pulsadores de mando.
- IV. El equipo realiza fotografías de prueba, previo al inicio del control.
- V. Medición de las Velocidades en sitio.

### Funcionamiento de los Radares:

El Foto Radar determina la velocidad a la que circula el vehículo, si este sobrepasa la velocidad máxima permitida según el tipo y carácter de la vía, emite un pitido de alerta, inmediatamente el dispositivo lo fotografía, detecta la ubicación geográfica y transfiere la información de manera inalámbrica por medio de las antenas conectadas a otro punto, ubicado en un rango de hasta tres kilómetros de distancia, el equipo receptor imprime la fotografía a color respectiva y los oficiales de tránsito comunicados por radio, hacen parar al conductor del vehículo y por último proceden a entregar la citación por exceso de velocidad al contraventor.

**Cuadro 2.4 Operativos de Control de Velocidades en las Vías por la Comisión de Tránsito del Ecuador (CTE)**



**Fuente:** Comisión de Tránsito del Ecuador (CTE)

**Elaborado por:** Diario "El Universo"

Se puede visualizar en cualquier momento, pruebas fotográficas. La grabación de los datos asociados a una infracción y la grabación de la imagen tienen lugar automáticamente. Los datos asociados a una infracción son normalmente: la hora, la fecha, la velocidad, el sentido de marcha, carril de circulación, el número de placa

del vehículo, la población y la numeración de las fotos. Los datos más importantes (infracciones, informes, ficheros de log), se pueden transferir a una memoria USB.



**Fotografía 2.1 Ejemplo de Vehículo Multado por Exceder el Límite de Velocidad Permitido**

#### **2.3.1.4.1 Ventajas del Dispositivo Tipo Foto Radar**

1. La principal ventaja de este método es que el equipo puede ubicarse en una posición totalmente desapercibida, lo que reduce notablemente la influencia sobre el comportamiento del conductor. Lo contrario a emplear tubos magnéticos colocados en forma transversal a los carriles, los cuales al ser demasiado obvios afectan el comportamiento del conductor y pueden producir una distorsión de la distribución de velocidades.
2. El equipo permite ser administrado remotamente, fácil operación en menú configurables, configuración y ajuste de opciones y parámetros, introducción de datos del usuario, configuración de fecha, hora, lugar, límites, dirección y carriles y descarga automática de datos de infracciones.

3. Son útiles para detectar el exceso de velocidad de todo vehículo automotor que excedieran del rango moderado de los límites de velocidad, permitidos por la ley.
4. Se puede visualizar en cualquier momento, pruebas fotográficas de comprobación.
5. La grabación de los datos asociados a una infracción y la grabación de la imagen tienen lugar automáticamente. Los datos asociados a una infracción son normalmente: la hora, la fecha, la velocidad, el sentido de marcha, la población y la numeración de las fotos. Los datos más importantes (infracciones, informes, ficheros de log), se pueden transferir a una memoria USB.

#### **2.3.1.4.2 Recomendaciones sobre la Instalación del Equipo**

Al instalar el dispositivo tipo radar, debe tenerse cuidado de reducir el ángulo entre la dirección del vehículo en movimiento y la línea que une los centros del transmisor y del vehículo. El valor de la velocidad registrada depende de ese ángulo. Si el ángulo no es cero, se introduce un error relacionado con el coseno del ángulo, lo que conduce a una velocidad más baja de que la que habría sido registrada si el ángulo hubiera sido cero. Sin embargo, este error no es muy grande, porque el coseno de un ángulo pequeño no es mucho menor que 1.

#### **2.3.1.5 Límites de Velocidad**

De acuerdo al vigente *Reglamento General para la Aplicación de la Ley Orgánica de Transporte Terrestre, Tránsito y Seguridad Vial*, dado por Decreto Ejecutivo No. 1196, publicado en Registro Oficial Segundo Suplemento 731 de 25 de Junio del 2012; se establece en el Capítulo VI, de los Límites de Velocidad en el

Art.191 los límites máximos y rangos moderados de velocidad vehicular permitidos en las vías públicas, con excepción de trenes y autocarriles, son los siguientes:

**Tabla 2.2 Límites de Velocidad**

1. Para vehículos livianos, motocicletas y similares:			
Tipo de vía	Límite máximo	Rango moderado (Art. 142.g de la Ley)	Fuera del rango moderado (Art. 145.e de la Ley)
Urbana	50 Km/h	>50 Km/h - <60 Km/h	>60 Km/h
Perimetral	90 Km/h	>90 Km/h - <120 Km/h	> 120 Km/h
Rectas en carreteras	100 Km/h	>100 Km/h - <135 Km/h	> 135 Km/h
Curvas en carreteras	60 Km/h	>60 Km/h - <75 Km/h	> 75 Km/h
2. Para vehículos de transporte público de pasajeros:			
Tipo de vía	Límite máximo	Rango moderado (Art. 142.g de la Ley)	Fuera del rango moderado (Art. 145.e de la Ley)
Urbana	40 Km/h	>40 Km/h - <50 Km/h	>50 Km/h
Perimetral	70 Km/h	>70 Km/h - <100 Km/h	> 100 Km/h
Rectas en Carreteras	90 Km/h	>90 Km/h - <115 Km/h	> 115 Km/h
Curvas en carreteras	50 Km/h	>50 Km/h - <65 Km/h	> 65 Km/h
3. Para vehículos de transporte de carga:			
Tipo de vía	Límite máximo	Rango moderado (Art. 142.g de la Ley)	Fuera del rango moderado (Art. 145.e de la Ley)
Urbana	40 Km/h	>40 Km/h - <50 Km/h	>50 Km/h
Perimetral	70 Km/h	>70 Km/h - <95 Km/h	> 95 Km/h
Rectas en Carreteras	70 Km/h	>70 Km/h - <100 Km/h	> 100 Km/h
Curvas en carreteras	40 Km/h	>40 Km/h - <60 Km/h	> 60 Km/h

**Fuente:** Art. 191, Reglamento General para la Aplicación de la Ley Orgánica de Transporte Terrestre, Tránsito y Seguridad Vial, Año 2012.

En conformidad al Art. 193 todos los vehículos al aproximarse a una intersección no regulada, circularán a una velocidad máxima de 30 (Km/h), de igual forma para zonas escolares, siendo el rango moderado en estos casos 35 (Km/h). En conformidad a la actual Ley de Tránsito, los vehículos livianos dentro del perímetro urbano deben circular a una velocidad máxima de 50 (Km/h). En cambio para vías

perimetrales el límite máximo de un vehículo liviano es de 90 (Km/h) y en carretera 100 (Km/h).

Existe un límite mínimo de circulación donde se prohíbe conducir a velocidad reducida de manera tal que impida la circulación normal de otros vehículos, según lo estipula el Art. 194 de este mismo Reglamento. No obstante, se podrá circular por debajo de los límites mínimos de velocidad cuando las circunstancias del tráfico, del vehículo o de la vía impidan alcanzar una velocidad superior y no cause riesgos para la circulación.

### Cuadro 2.5 Límites de Velocidad Permitidos y Sanciones para Vehículos Livianos

<b>Los límites de velocidad permitidos para carros livianos</b>			
Tipo de vía	Límite máximo	Rango moderado*	Fuera del rango moderado**
Urbana	50 Km/h	50 Km/h – 60 Km/h	+60 Km/h
Perimetral	90 Km/h	90 Km/h – 120 Km/h	+120 Km/h
Rectas en carreteras	100 Km/h	100 Km/h – 135 Km/h	+135 Km/h
Curvas en carreteras	60 Km/h	60 Km/h – 75 Km/h	+75 Km/h

Desde esta semana la Policía Nacional aplicará la prisión a los infractores.

**Sanción:** 3 días de prisión, multa de USD 292 y 10 puntos menos en la licencia.

**Sanción:** 6 puntos y multa de USD 82,20

**Fuente:** Diario "El Comercio", 24/07/2012

Es necesario respetar estos límites de velocidad no solo por evitar multas o sanciones, sino para disminuir los niveles de riesgo de muerte al contraer un accidente, ya que estudios realizados señalan que al aumentar la velocidad, aumenta la gravedad de las lesiones y sufrir accidentes velocidades superior a 120 (Km/h) suelen ser mortales. Datos estadísticos señalan que si un conductor viaja a 50 (Km/h) y atropella a un peatón, la probabilidad de que muera es próxima al 50%. A 80 (Km/h) prácticamente todos (98%) los peatones atropellados morirán como

consecuencia del accidente (Miralles). En conclusión los límites de velocidad no son fruto del azar, detrás de cada uno existe una serie de criterios técnicos que los justifican como hemos podido constatar en este capítulo.

### **2.3.2 ESTUDIO DE VELOCIDAD AUTOVÍA “OTAVALO-IBARRA”**

El estudio de velocidades se realizó conjuntamente con un control de velocidades rutinario efectuado mediante la colaboración de la Jefatura Provincial y Control de Tránsito de la provincia de Imbabura, en el tramo conocido como la recta de “Santa Bertha”. Ésta se encuentra localizada entre las poblaciones de “San Roque” y “Atuntaqui”, de la vía en estudio. El operativo se lo llevó a cabo el mes de noviembre del año 2012.

Se escogió este tramo por ser el más representativo de toda la autovía, ya que es aquí donde se registran el mayor índice de sanciones por exceso de velocidad. La recta cubre una longitud aproximada de dos kilómetros iniciando con una pendiente en descenso en sentido norte, hacia la ciudad de “Ibarra”, con un valor de gradiente bajo, donde la mayoría de conductores tienen a incrementar su velocidad de recorrido, ya que además de contar con un amplio campo de visibilidad, en esta recta no se presentan accesos vehiculares de importancia, ni intersecciones a nivel que puedan incidir en la velocidad.

#### **Información General:**

**Lugar:** *Recta de Santa Bertha (Puente Peatonal No. 6)*

**Abscisa:** Km 8+100

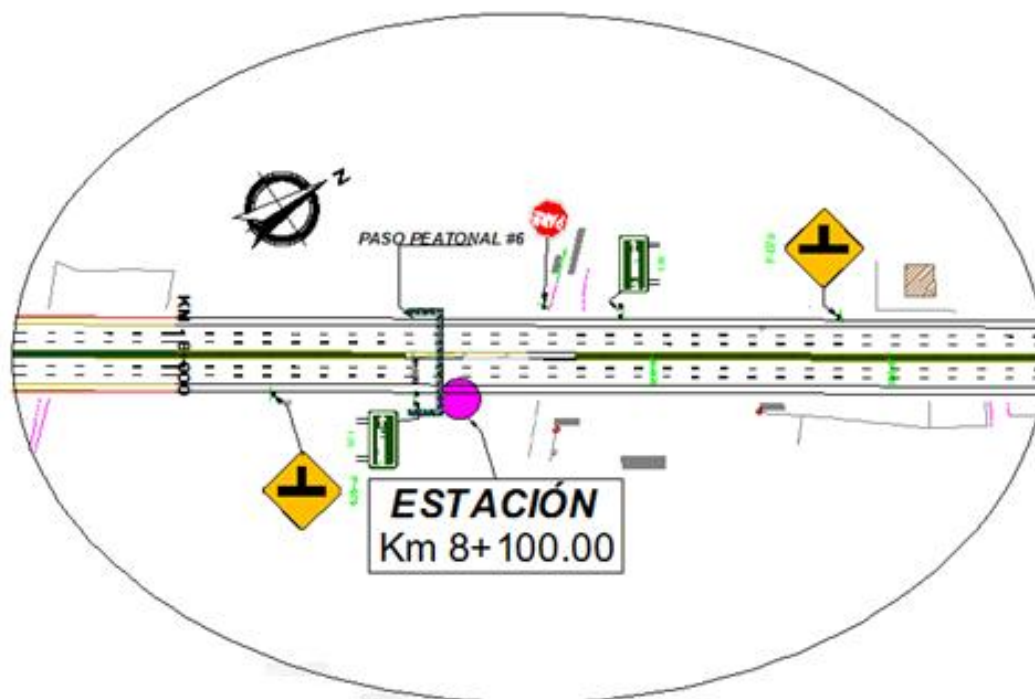
**Fecha:** 08/11/2012

**Hora de Inicio:** 16:00

**Hora de Finalización:** 17:00

**Duración:** 1 hora

**Condiciones del Tráfico:** Flujo Libre



**Figura 2.5 Estación de Medición Recta "Santa Bertha"**

Para efectos del estudio se recopiló las velocidades de los vehículos que circulan en sentido norte, hacia la ciudad de "Ibarra" tomando en consideración un muestreo sistemático y representativo del segmento de carretera que está siendo evaluada. El estudio se lo efectuó en horas fuera de la hora pico. Los datos recopilados del estudio de velocidad se emplean para determinar las características de *velocidad a flujo libre* (FFS) de la población total de vehículos que circulan por el sitio en estudio, cuando el tráfico es ligero.



Las fotografías mostradas a continuación describen el procedimiento para la ejecución del control de velocidades que se realizó en la autovía “Otavalo-Ibarra”. La duración total del control fue de 1 hora y se lo desarrolló desde las 16:00 hasta las 17:00, hora en la cual el tránsito es fluido y de composición variada, permitiendo una práctica favorable para una adecuada descripción del comportamiento general de los vehículos y su correcta estimación de tendencias de velocidad. El dispositivo fue ubicado a la altura del Puente Peatonal número 6. Muy cercano a la zona de desembarque de pasajeros para evitar ser reconocidos por los conductores y evitar disminuciones forzadas de velocidad, pudiendo estas afectar a los resultados finales de la práctica.

### **Cuadro 2.6 Instalación y Toma de Datos Foto Radar**



### **2.3.2.1 Presentación y Análisis de los Datos de Velocidad**

Los datos recolectados del estudio de velocidades en el sitio, realizado en la autovía “Otavalo-Ibarra”, nos sirven para determinar las características de velocidad de los vehículos que pasan por el lugar de estudio y para determinar la población total de velocidades. Debido a que no todos los vehículos viajan a la misma velocidad, sino más bien se acomodan a una distribución de velocidades dentro de un intervalo de comparación.

Es necesario la implementación de métodos estadísticos para el análisis de los datos. A continuación se detallan los diferentes pasos que se deben realizar para el arreglo tabular de los datos, su representación gráfica y el cálculo y uso de sus valores estadísticos representativos:

#### ***I. Determinación de las características de velocidad a partir de un conjunto de datos de velocidad:***

En la Tabla 2.3 se muestran los datos recolectados en la autovía “Otavalo-Ibarra” durante el estudio realizado de velocidades de punto.

**Tabla 2.3 Datos de Velocidad obtenidos en la autovía "Otavalo-Ibarra"**

Estudio de Velocidades											
Carretera:		Autovía "Otavalo-Ibarra"		Fecha:		08/11/2012		Estado del Tiempo:		Despejado	
Sentido:		NORTE → Otavalo/Ibarra		Hora:		16:00 (pm)					
Lugar:		Recta de Santa Bertha Pte. #6		Duración:		1 hora					
Automóvil Número	Velocidad (Km/h)	Automóvil Número	Velocidad (Km/h)	Automóvil Número	Velocidad (Km/h)	Automóvil Número	Velocidad (Km/h)	Automóvil Número	Velocidad (Km/h)	Automóvil Número	Velocidad (Km/h)
1	66	26	71	51	85	76	56	101	89	126	96
2	64	27	82	52	90	77	87	102	88	127	100
3	85	28	71	53	78	78	77	103	75	128	82
4	66	29	47	54	64	79	112	104	68	129	91
5	50	30	64	55	63	80	71	105	81	130	85
6	53	31	50	56	75	81	83	106	77	131	82
7	101	32	79	57	92	82	99	107	93	132	110
8	74	33	88	58	85	83	87	108	80	133	79
9	64	34	78	59	77	84	88	109	101	134	105
10	87	35	84	60	115	85	83	110	74	135	79
11	60	36	79	61	83	86	87	111	80	136	72
12	76	37	45	62	116	87	99	112	97	137	68
13	65	38	41	63	90	88	72	113	116	138	72
14	59	39	71	64	68	89	94	114	96	139	96
15	73	40	72	65	91	90	70	115	119	140	93
16	63	41	80	66	68	91	77	116	83	141	79
17	77	42	68	67	111	92	72	117	99	142	87
18	63	43	110	68	98	93	70	118	84	143	92
19	45	44	66	69	92	94	79	119	63	144	74
20	103	45	80	70	85	95	83	120	75	145	90
21	79	46	53	71	84	96	109	121	90	146	101
22	97	47	56	72	82	97	79	122	100	147	98
23	74	48	98	73	68	98	82	123	86	148	64
24	89	49	103	74	86	99	74	124	68	149	126
25	88	50	91	75	102	100	87	125	117	150	104

CONTINUA

Automóvil Número	Velocidad (Km/h)	Automóvil Número	Velocidad (Km/h)	Automóvil Número	Velocidad (Km/h)	Automóvil Número	Velocidad (Km/h)	Automóvil Número	Velocidad (Km/h)
151	105	176	91	201	81	226	113	251	81
152	85	177	74	202	100	227	96	252	95
153	70	178	82	203	89	228	77	253	67
154	86	179	83	204	86	229	86	254	130
155	81	180	56	205	74	230	87	255	134
156	88	181	84	206	90	231	87	256	75
157	79	182	87	207	82	232	84	257	94
158	84	183	87	208	84	233	80	258	78
159	45	184	89	209	83	234	83	259	79
160	91	185	75	210	107	235	80	260	117
161	101	186	71	211	92	236	84	261	97
162	82	187	89	212	72	237	82	262	74
163	98	188	83	213	86	238	96	263	89
164	85	189	76	214	90	239	76	264	95
165	85	190	81	215	68	240	80	265	91
166	71	191	71	216	88	241	67	266	110
167	117	192	93	217	80	242	79	267	87
168	87	193	80	218	81	243	87	268	142
169	97	194	85	219	91	244	89	269	107
170	70	195	75	220	94	245	107	270	91
171	82	196	87	221	86	246	83		
172	76	197	80	222	72	247	81		
173	87	198	83	223	102	248	82		
174	83	199	88	224	104	249	99		
175	93	200	80	225	106	250	103		

**II. Distribución de frecuencias o arreglo tabular de los datos:** El formato de presentación comúnmente empleado es la tabla de distribución de frecuencias. El primer paso para la preparación de una tabla de distribución de frecuencias, y consiste en la selección de números de clases o rangos de velocidad a los cuales se va a ajustar los datos. Generalmente se toma entre 5 y 20, dependiendo de la cantidad de datos, y se usó la Tabla 2.4 como una guía:

**Tabla 2.4 Número de Intervalos de clase por Tamaño de Muestra**

Tamaño de la Muestra (n)	Número de Intervalos (N)
50-100	7-8
100-1.000	10-11
1.000-10.000	14-15
10.000-100.000	17-18
Mayor de 100.000	$1 + 3,3 \log_{10}(n)$

**Fuente:** Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y Aplicaciones, Rafael Cal y Mayor Reyes Espíndola<sup>t</sup>, James Cárdenas Grisales.

En este caso el tamaño de la muestra (n) es de 270, por lo que según la tabla anterior seleccionamos 11 categorías o intervalos (N). Si estos son iguales su ancho o tamaño se determina de la siguiente manera:

$$\text{Ancho del Intervalo o Clase} = \frac{\text{Amplitud total}}{N}$$

Las velocidades varían de 142 a 41 (Km/h), obteniéndose una amplitud o rango de velocidad de:

$$\begin{aligned} \text{Amplitud Total} &= 142-41 \\ &= 101 \text{ (Km/h)} \end{aligned}$$

Por lo tanto según la ecuación anterior el ancho de intervalo de clase es igual a:

$$\text{Ancho del Intervalo o Clase} = \frac{101 \left(\frac{\text{Km}}{\text{h}}\right)}{11} = 9,18 \left(\frac{\text{Km}}{\text{h}}\right)$$

Para el ancho del intervalo de clase se utiliza el valor de **10 (Km/h)**. De esta manera se obtiene la Tabla 2.5 de Distribución de Frecuencias:

**Tabla 2.5 Distribución de Frecuencias para el Conjunto de Datos de Velocidades de Punto Autovía "Otavalo-Ibarra"**

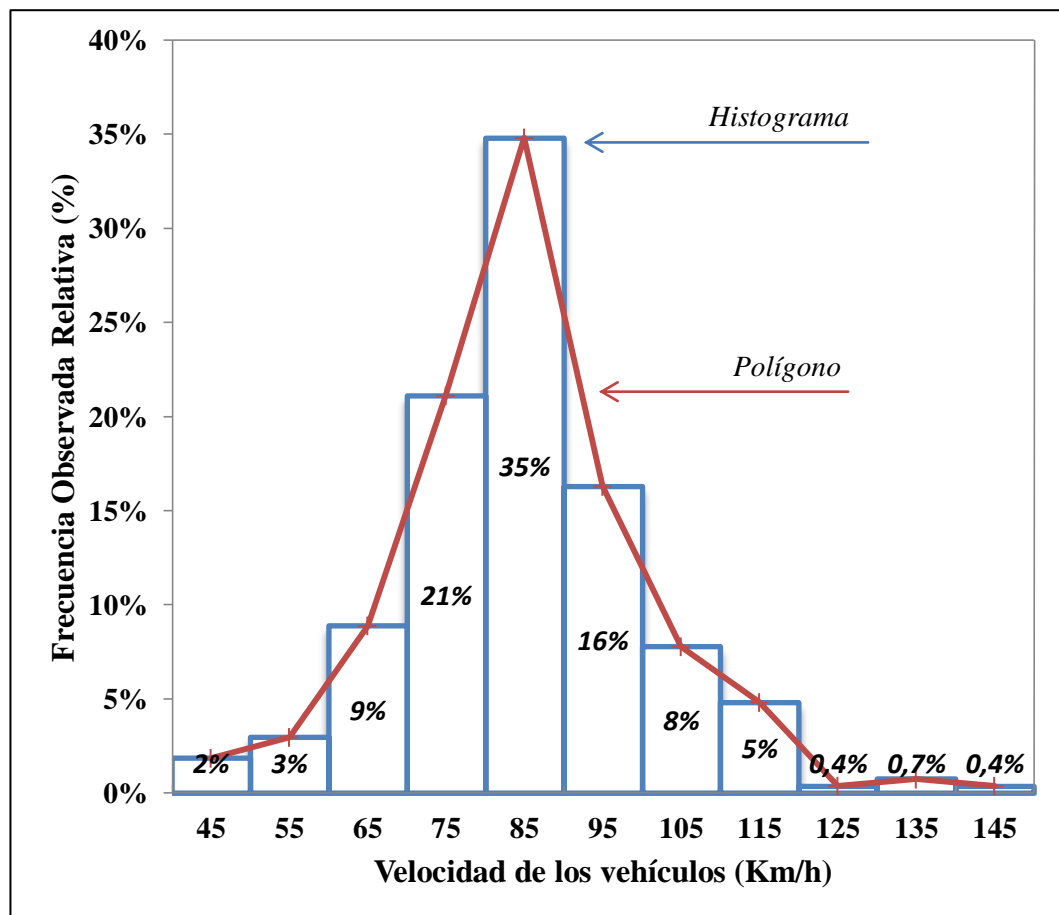
1	2	3	4	5	6	7
<i>Intervalos de clase Grupos de Velocidad</i>	<i>Marca de Clase (Velocidad Media)</i>	<i>Frecuencia de Clase Observada (Absoluta)</i>	$f_i * V_i$	<i>Frecuencia de Clase Observada (Relativa)</i>	<i>Frecuencia de Clase Acumulada (Relativa)</i>	$f(V_i - \bar{V})^2$
<i>(Km/h)</i>	$V_i$	$f_i$				
40,0 - 49,9	45	5	225	1,9%	1,9%	7960,05
50,0 - 59,9	55	8	440	3,0%	4,8%	7152,08
60,0 - 69,9	65	24	1560	8,9%	13,7%	9504,24
70,0 - 79,9	75	57	4275	21,1%	34,8%	5586,57
80,0 - 89,9	85	94	7990	34,8%	69,6%	0,94
90,0 - 99,9	95	44	4180	16,3%	85,9%	4488,44
100,0 - 109,9	105	21	2205	7,8%	93,7%	8484,21
110,0 - 119,9	115	13	1495	4,8%	98,5%	11778,13
120,0 - 129,9	125	1	125	0,4%	98,9%	1608,01
130,0 - 139,9	135	2	270	0,7%	99,6%	5020,02
140,0 - 149,9	145	1	145	0,4%	100,0%	3612,01
		270	22.910			65.195

**III. Valores representativos:** Se ha efectuado un análisis de velocidades de punto en el lugar de estudio, los parámetros más importantes que describen las características de la distribución de velocidades de punto de un flujo vehicular son:

- **Velocidad media de punto o velocidad media temporal ( $\bar{V}_t$ ):** es la media aritmética de todas las velocidades observadas de los vehículos.

$$\bar{V}_t = \frac{\sum f_i V_i}{\sum f_i} = \frac{\sum_{i=1}^{11} (\text{Columna 4})}{\sum (\text{Columna 3})} = \frac{22.910}{270} = 84,9 \left( \frac{\text{Km}}{\text{h}} \right)$$

Se utilizan los valores de las columnas 2 y 5 de la Tabla 2.5 para trazar el histograma de frecuencias, en el cual la abscisa representa a la velocidad y la ordenada a la frecuencia observada en cada clase:



**Figura 2.6 Histograma y Polígono de Frecuencias de Velocidades de Punto**

Los datos también pueden presentarse en la forma de un histograma de frecuencias como se mostró en la Figura 2.6, o como una curva de distribución de frecuencias. En este caso se traza una curva que muestre el porcentaje de observaciones versus la velocidad, graficando los valores de la columna 5 de la Tabla 2.5 con los valores correspondientes de la columna 2. El área total bajo la curva es 1, o sea el 100 por ciento.

Se puede notar en la Figura 2.7 como la distribución obtenida se adapta muy bien a la distribución normal o de Gauss:

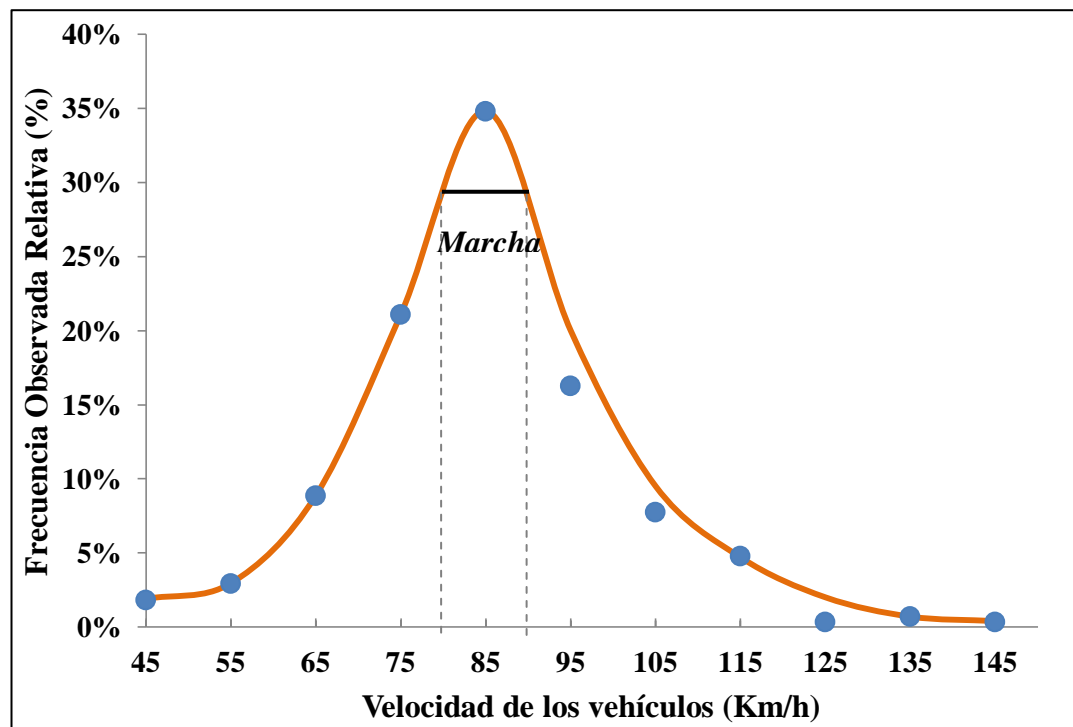
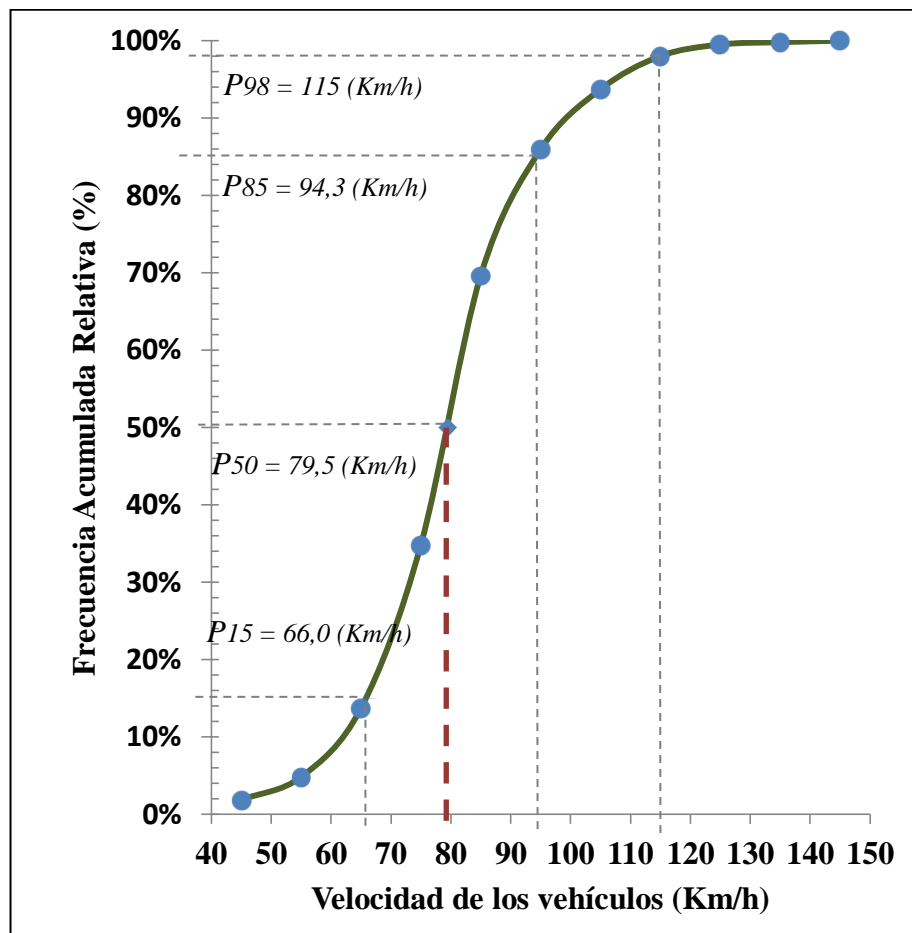


Figura 2.7 Distribución de Frecuencias





**Figura 2.8 Distribución Acumulada**

En la Figura 2.8 se muestra la curva de distribución de frecuencias acumuladas. En este caso, se graficaron los porcentajes acumulados de la columna 6 de la Tabla 2.5 contra el límite superior de cada una de las clases correspondientes. Por lo tanto esta curva permite conocer el porcentaje de vehículos que están viajando a una velocidad dada o menor que ésta.

- **Desviación estándar (S):** ya que no todos los vehículos viajan a la misma velocidad, existe una dispersión de sus velocidades alrededor de la media.

$$S = \sqrt{\frac{\sum f_i (V_i - \bar{V}_t)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Columna 7})}{(\text{Columna 3}) - 1}} = 15,6 \left( \frac{\text{Km}}{\text{h}} \right)$$

- **Error estándar de la media (E):** se indica mediante este parámetro estadístico la confianza de la media de la muestra sea correspondiente a la media verdadera de la población. Obteniendo:

$$E = \frac{S}{\sqrt{n}} = \frac{15,6 \left(\frac{Km}{h}\right)}{\sqrt{270}} = 0,947 \left(\frac{Km}{h}\right)$$

Para un nivel de confiabilidad del **95%** (Constante Z= 1,96), la velocidad media verdadera de todo el tránsito está dentro del intervalo comprendido por:

$$\bar{Vt} \pm (Z * E) = 84,9 \pm 1,96 * 0,947 = \mathbf{84,9 \pm 1,86} \left(\frac{Km}{h}\right)$$

**Intervalo:**

$83,04 < \mu < 86,76$
-----------------------

De acuerdo a lo anterior se puede concluir que existe una probabilidad de 5% (100-95) que al estimar la velocidad de sitio verdadera como 84,9 (Km/h), el error máximo sea de 1,86 (Km/h).

- **Tamaño apropiado de la muestra (N):** se puede utilizar la desviación estándar "S" de las velocidades y el error estándar "E" de la media puede ser de utilidad para determinar el tamaño mínimo que conviene adoptar dado a través de la constante "K". Se utiliza una desviación estándar de 8.0 (Km/h) como valor empírico para velocidades de punto en cualquier tipo de vía y de tránsito. De igual manera el error permitido se asume que fluctúa entre  $\pm 8,0$  (Km/h) a  $\pm 1,5$  (Km/h) o menos aún (Box, 1976) (Box, 1976):

$$N = \left(\frac{Z * \sigma}{d}\right)^2 = \left(\frac{1,96 * 15,6}{2,0}\right)^2 = 232 \text{ veh\u00edculos}$$

Se requieren observar un m\u00ednimo de 232 veh\u00edculos. Para los datos obtenidos en el estudio y para un mismo nivel de confiabilidad del 95%, al emplear una muestra de 270 veh\u00edculos, el error, 1,86 (Km/h) es menor.

- **Mediana de la Velocidad:** se obtiene de la curva de distribuci\u00f3n de frecuencias acumuladas como 79,5 (Km/h), la velocidad para el quinto percentil.
- **Marcha:** se obtiene de la curva de distribuci\u00f3n de frecuencias como 80 a 90 (Km/h).
- **Moda:** la moda o velocidad modal se obtiene del histograma de frecuencias como 85 (Km/h). Tambi\u00e9n puede obtenerse de la curva de distribuci\u00f3n de frecuencias mostrada en la Figura 2.7, en la cual la velocidad modal se estima como la velocidad correspondiente al punto m\u00e1s alto de la curva.
- **Uso de los Percentiles:** La velocidad al percentil 50 ( $P_{50}$ ), es utilizada como una medida de la calidad del flujo vehicular y es aproximadamente igual a la velocidad media. El percentil 85 ( $P_{85}$ ), se refiere a la velocidad cr\u00edtica a la cual debe establecerse el l\u00edmite m\u00e1ximo de velocidad en conexi\u00f3n con los dispositivos de control del tr\u00e1nsito que la deben restringir, adem\u00e1s es aquella velocidad bajo la cual circula el 85% de los veh\u00edculos cuando no existe congesti\u00f3n. El percentil 15 ( $P_{15}$ ), se refiere al l\u00edmite inferior de la velocidad. Y el percentil 98 ( $P_{98}$ ), se

utiliza para establecer la velocidad de proyecto (Everett C. Carter, 1978). Por lo tanto si la interferencia entre vehículos aumenta tiende a bajar la velocidad de operación del conjunto.

De acuerdo a la curva de distribución acumulada de la Figura 2.8, se obtienen los siguientes percentiles de velocidad:

$$\checkmark P_{98} \rightarrow 115 \text{ (Km/h)}$$

$$\checkmark P_{85} \rightarrow 94,3 \text{ (Km/h)}$$

$$\checkmark P_{50} \rightarrow 79,5 \text{ (Km/h)}$$

$$\checkmark P_{15} \rightarrow 66,0 \text{ (Km/h)}$$

### **2.3.3 VELOCIDAD DE DISEÑO:**

La velocidad de diseño o velocidad de proyecto se define como la máxima velocidad segura y cómoda que puede ser mantenida en un tramo determinado de una vía, cuando las condiciones son tan favorables y que las características geométricas de la vía gobiernan la circulación. La velocidad de diseño define las características geométricas mínimas de todos los elementos del trazado, en condiciones de control y seguridad.

Un camino en terreno plano o ondulado justifica una velocidad de diseño mayor que la correspondiente a la de un camino en terreno montañoso. Un camino que cruza una región poco habitada justifica una velocidad de proyecto mayor que otro situado en una región poblada. Un camino que va a tener un gran volumen de tránsito justifica una velocidad de diseño mayor que otra de menos volumen, en una zona de

topografía semejante, principalmente cuando la economía en la operación de los vehículos es grande, comparada con el aumento de costo.

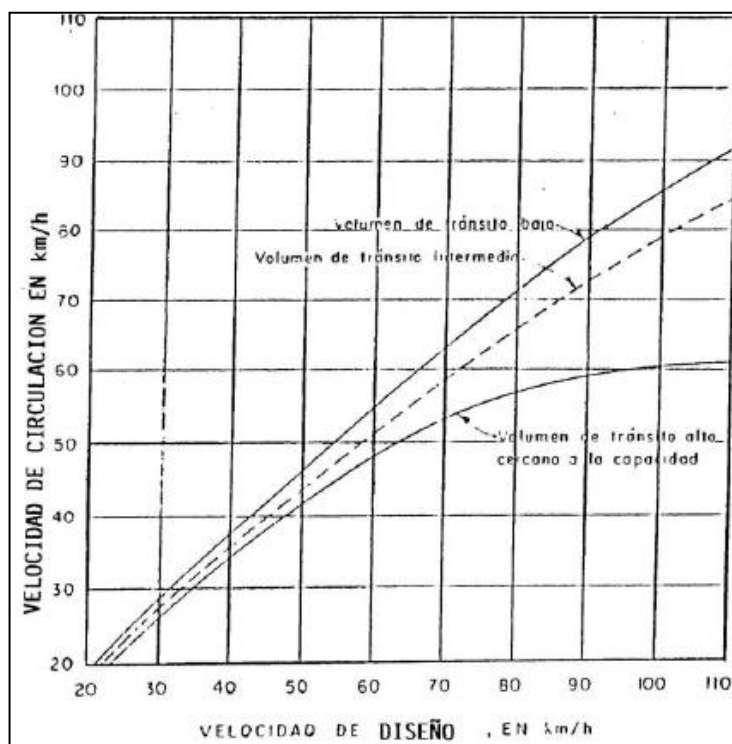
El siguiente cuadro muestra los rangos de velocidades de diseño recomendables en función del tipo de carretera según su definición legal y el tipo de terreno.

**Cuadro 2.7 Clasificación de las carreteras según la velocidad de diseño**

TIPO DE CARRETERA	TIPO DE TERRENO	VELOCIDAD DE DISEÑO (Km/h)											
		30	40	50	60	70	80	90	100	110	120		
Carretera Principal de dos calzadas	Plano												
	Ondulado												
	Montañoso												
	Escarpado												
Carretera Principal de una calzada	Plano												
	Ondulado												
	Montañoso												
	Escarpado												
Carretera Secundaria	Plano												
	Ondulado												
	Montañoso												
	Escarpado												
Carretera Terciaria	Plano												
	Ondulado												
	Montañoso												
	Escarpado												

**Fuente:** Diseño Geométrico de Carreteras, James Cárdenas Grisales

En la Figura 2.9 se visualiza que conforme el volumen de tránsito aumenta, la velocidad de circulación disminuye debido a la interferencia que se produce entre los vehículos. Si el volumen de tránsito excede el nivel intermedio, la velocidad de circulación disminuye aún más y en el caso extremo, cuando el volumen es igual a la capacidad del camino, la velocidad de los vehículos está determinada más por el grado de saturación del tránsito que por la velocidad de diseño.



**Figura 2.9 Relación entre Velocidades de Diseño y de Circulación**

**Fuente:** Normas de Diseño Geométrico de Carreteras, “T.A.M.S. – ASTEC” y revisadas por el Consorcio de Consultores “LOUIS BERGER INTERNACIONAL, INC. (New Jersey, USA) - PROTECVIA CIA. LTDA.

#### 2.3.4 ESTUDIO DE TIEMPOS Y VELOCIDAD DE RECORRIDO

Si se desea estimar la calidad del servicio ofrecido se requiere trabajar con velocidades medias de recorrido o con tiempos de recorrido, los que a su vez están asociados con las demoras. Un estudio de tiempo de viaje o recorrido determina la cantidad de tiempo requerido para viajar de un punto a otro en una ruta dada. Los propósitos son: evaluar la calidad del movimiento vehicular a lo largo de una ruta y determinar la ubicación, tipo y magnitud de las demoras del tránsito. La calidad del flujo se mide por las velocidades de recorrido y de marcha.

Como el tiempo de recorrido es función de la velocidad, cambiando la velocidad en un viaje, se puede variar el tiempo de recorrido. Al estar la velocidad bajo el control del conductor y por lo tanto su uso determinará la distancia recorrida, el tiempo recorrido y el ahorro de tiempo según la variación de la velocidad, por lo que la velocidad debe ser estudiada regulada y controlada.

Estos datos nos ayudan a identificar los lugares conflictivos, lo que puede requerir una atención especial con el objeto de mejorar la eficiencia del flujo total del tránsito y el nivel de servicio de la carretera para incrementar la seguridad y la movilidad. Otras de las aplicaciones es determinar la eficiencia relativa de una ruta mediante índices de embotellamiento, además se pueden generar modelos de asignación de viajes y por último, realizar estudios económicos de evaluación de la alternativas de operación del tránsito, que reduzcan el tiempo de viaje.

Los principales términos a emplearse es este estudio son:

1. **Tiempo de viaje:** es el tiempo que emplea un vehículo para recorrer una sección dada de la carretera en estudio.
2. **Tiempo de Recorrido:** tiempo durante el cual un vehículo realmente se mueve mientras recorre un tramo o sección dada de la carretera.
3. **Tiempo de Marcha:** Un tiempo de marcha es el periodo de tiempo durante el cual un vehículo se encuentra en movimiento, es decir es el tiempo total de recorrido descontando demoras o detenciones.

$$\textit{T tiempo de Marcha} = \textit{T tiempo de Recorrido} - \textit{T tiempo de Detención}$$

4. **Demora:** es el tiempo perdido por el vehículo debido a causas ajenas al control del conductor. Existen varios tipos, los mismos que se denominan:
- *Demora operativa:* es causada por el impedimento de un tránsito adicional, como por ejemplo reducciones en la capacidad de una carretera.
  - *Demora en Reposo:* el vehículo permanece en reposo.
  - *Demora Fija:* es causada por dispositivos de control como son los semáforos.
  - *Demora del Tiempo de Viaje:* es la diferencia entre el tiempo real de viaje y el tiempo de viaje que realiza el vehículo al recorrer el tramo en estudio, a una velocidad promedio igual a la del flujo de tránsito que circula por ella, sin la presencia de embotellamientos.

Para establecer demoras en intersecciones se evalúa el comportamiento del tránsito al entrar y cruzar o en cambios de la dirección, a través de la determinación del factor de eficacia operacional del control del tránsito. Los aspectos que influyen en la velocidad de los vehículos son principalmente la disminución del número de carriles en determinados tramos, el estado de la capa de rodadura (grietas y fisuras), el congestionamiento vehicular, dispositivos de control, cruce de peatones, configuraciones de la vía, condiciones climáticas como niebla, lluvia intensa, humo, etc.

#### **2.3.4.1 Métodos utilizados para la elaboración del Estudio de Tiempo de Viaje y Demora**

Para la realización de estos estudios se pueden diferenciar dos metodologías, la primera es mediante el uso de un vehículo de prueba y la segunda es cuando no se requiere el vehículo. Cualquiera sea la técnica empleada depende del propósito del



estudio y del personal y equipo disponibles. Los métodos que se presenta a continuación requieren de un vehículo de prueba:

- ***Método del automóvil flotante:*** un observador conduce el vehículo de prueba a lo largo de la sección establecida, de modo que el mismo logre “flotar” con el tránsito. Se apunta el tiempo empleado para recorrer el tramo en estudio, este procedimiento es repetido según el número mínimo de corridas de pruebas se haya establecido y el promedio de todos estos tiempos se registra como el tiempo de viaje.
- ***Método de la velocidad promedio:*** consiste en manejar el automóvil de prueba, a una velocidad que sea la velocidad promedio de la corriente vehicular, de acuerdo con la opinión del conductor. Se observa el tiempo requerido para recorrer la sección de prueba. Se repite un número mínimo de veces y el tiempo promedio se registra como el tiempo de viaje.
- ***Método del vehículo en movimiento:*** consiste en que un observador realiza un viaje redondo conjuntamente con el conductor del automóvil en el tramo a medirse el tiempo de viaje. El observador comienza a recolectar los datos relevantes desde el inicio hasta el final y luego da media vuelta y maneja hacia el otro sentido nuevamente. Mediante el conteo de vehículos rebasados por el vehículo de prueba, tiempo de recorrido entre los dos puntos, número de vehículos que viajan en sentido opuesto y el total de vehículos que pasan al vehículo de prueba, son sustituidos en la fórmula de volumen y de esta manera mediante la determinación del tiempo de viaje promedio se estima la duración de dicho viaje.

**Métodos que no requieren un vehículo de prueba:**

- **Observación de la placas:** este método requiere que los observadores se coloquen al inicio y al final del tramo en estudio. Los observadores registran los últimos tres o cuatro dígitos de la placa de cada automóvil que pase, junto con la hora en que pasa el automóvil. La diferencia entre estos tiempos es el tiempo de viaje de cada vehículo.
- **Entrevistas:** se realiza obteniendo información de las personas que manejan en el sitio de estudio relacionada con sus tiempos de viaje, su experiencia de demoras, etc.

**2.3.5 ESTUDIO DE TIEMPOS Y VELOCIDAD DE RECORRIDO EN LA AUTOVÍA “OTAVALO-IBARRA”**

Utilizando el método del automóvil flotante mediante el uso de un vehículo de prueba, se va a proceder a determinar la velocidad y tiempos de recorrido empleados por los vehículos livianos y pesados que circulan por la vía en estudio. Para efectos de garantizar los resultados se instaló una cámara de video en el interior del vehículo de prueba, con la finalidad de filmar cada una de las pasadas o corridas realizadas, para posteriormente registrar de una manera más exacta, los tiempos que le toma al vehículo recorrer cada uno de los puntos de control o secciones de prueba previamente identificados. Para lograr una precisión adecuada se deben efectuar varias veces recorridos en las dos direcciones, el promedio de estas va a constar como el tiempo requerido por los vehículos en recorrer el tramo comprendido entre

la ciudad de "Otavalo" e "Ibarra", para medir la calidad del servicio y valorar el efecto de las medidas adoptadas.

Al medir los tiempos de recorrido interesa distinguir entre el tiempo que transcurre mientras el vehículo se mueve y el que se pierde con el vehículo parado. En algunos casos, por ejemplo en intersecciones, el tiempo que los vehículos permanecen detenidos es más importante del que se emplea en atravesar la intersección. En estos casos se registran las demoras que se producen en la intersección, anotando el tiempo que los vehículos permanecen detenidos.

Es importante aclarar que el tiempo de recorrido incluye las demoras debidas al tránsito, las mismas que son ajenas a la voluntad del conductor, es decir, no se incluyen demoras fuera de la vía como ser: lugares de recreación, restaurantes, estaciones de servicio, etc.

### **Información General:**

#### **I. Puntos de Control:**

Se identificaron puntos estratégicos a lo largo del tramo en estudio, con el objeto de establecer los puntos de control a emplearse para la medición de tiempos de recorrido a lo largo de la Autovía "Otavalo-Ibarra".

Para esto se seleccionaron los accesos a las diferentes poblaciones y ciudades, los desvíos, principales intercambiadores, las intersecciones semaforizadas, los puentes peatonales visiblemente numerados y la estación de peaje "San Roque". Se presentan

de manera gráfica todos los Puntos de Control seleccionados para su total conocimiento y respectiva ubicación:

- **Puentes Peatonales:**

La autovía cuenta con 15 pasos peatonales elevados en las entradas a las poblaciones y en sitios donde se presenta mayor congregación de personas como en paradas de buses y en zonas escolares.



**Fotografía 2.2 Puentes Peatonales (Numerados) Autovía "Otavalo-Ibarra"**

*Nota:* los Puentes Peatonales están numerados en sentido Sur-Norte, es decir desde la ciudad de "Otavalo" hacia la ciudad de "Ibarra".

**Cuadro 2.8 Pasos Peatonales autovía "Otavalo-Ibarra"**

	<b>ABSCISA</b>	<b>SITIO</b>	<b>TIPO</b>
1	0+640,00	Peguchi	Rural
2	3+340,00	Cotacachi	Rural
3	3+890,00	Ilumán	Rural
4	6+500,00	San Roque	Rural
6	9+750,00	Atuntaqui Sur	Urbano
7	10+200,00	Atuntaqui Norte	Urbano
8	12+760,00	Natabuela	Urbano
11	14+930,00	Bellavista	Rural
12	15+680,00	San Antonio de Ibarra Sur	Urbano
13	16+430,00	San Antonio de Ibarra Norte	Urbano
14	17+360,00	Chorlavi	Rural
15	18+500	Florida	Rural

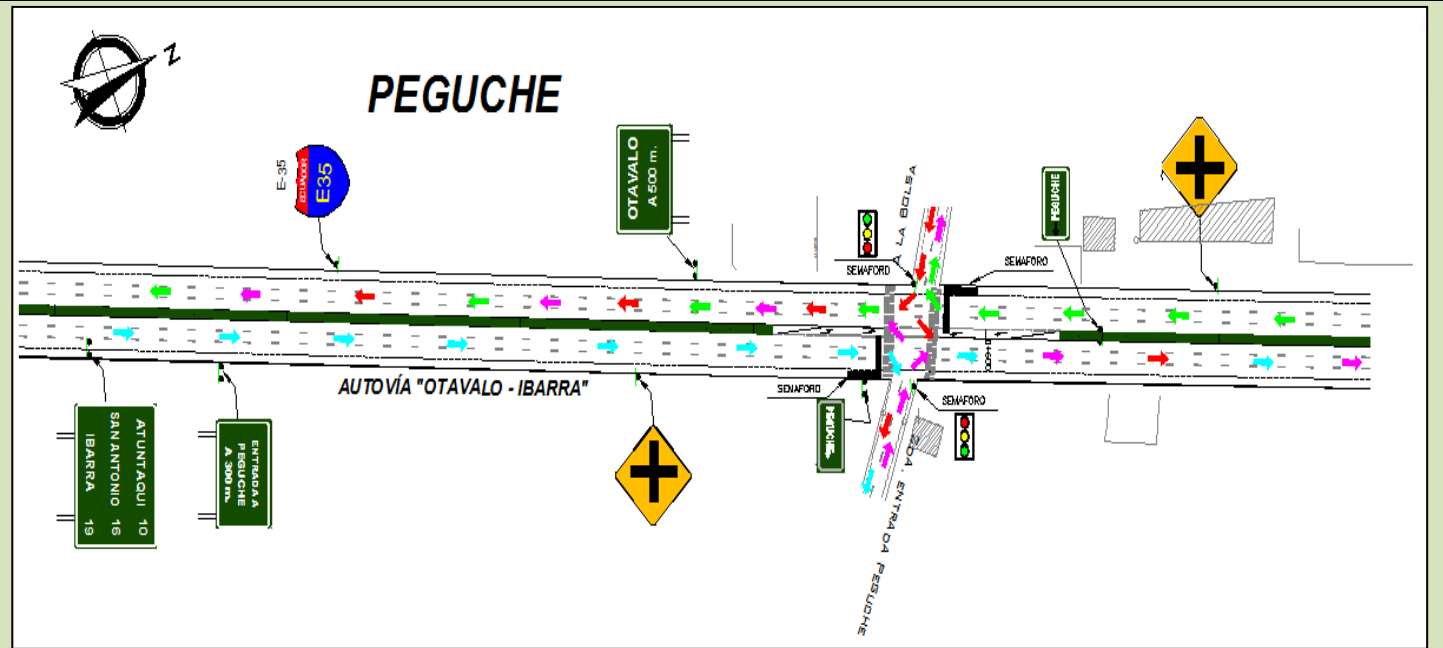
**Fuente:** Estudios y diseño definitivos de Ingeniería para la Autovía "Otavalo-Ibarra", Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones, MTOP

- **Intersecciones:**

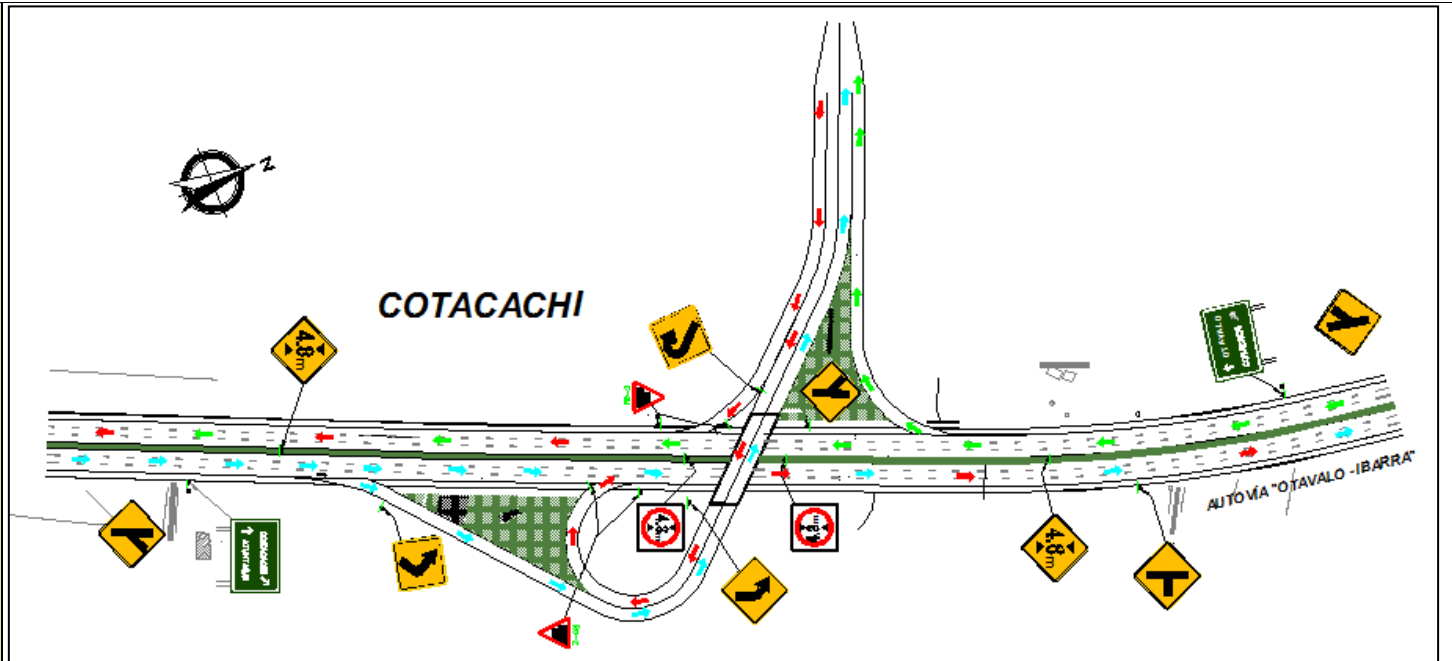
A lo largo de la Autovía "Otavalo - Ibarra" se atraviesan: 4 intersecciones a nivel, el Intercambiador de "Cotacachi" que cruza la vía por medio de un paso elevado y la intersección con la ciudad de "Atuntaqui", donde existe un paso deprimido para el flujo exclusivo de los vehículos que circulan en sentido norte y sur. Esto puede ser visto de mejor manera en el Cuadro 2.9:

**Cuadro 2.9 Intersecciones Autovía "Otavalo-Ibarra"**

1.  
Peguche  
(0+597)



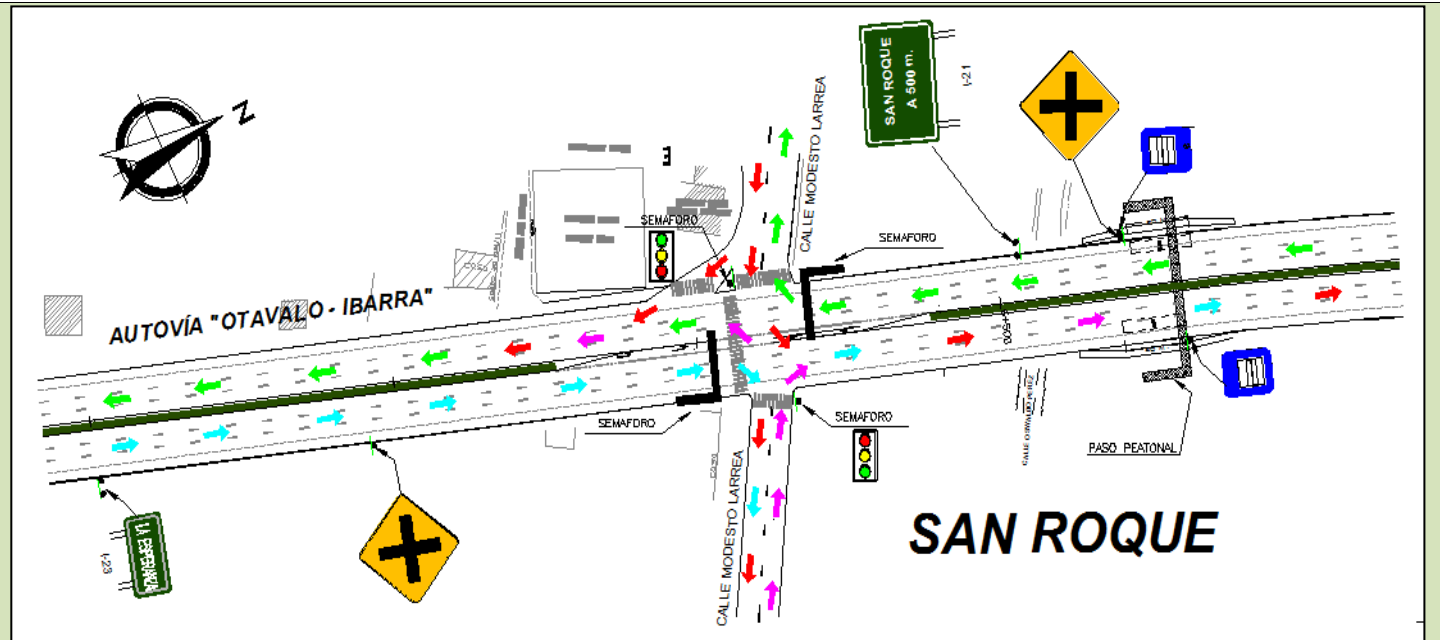
2.  
**COTACACHI**  
(3+429)





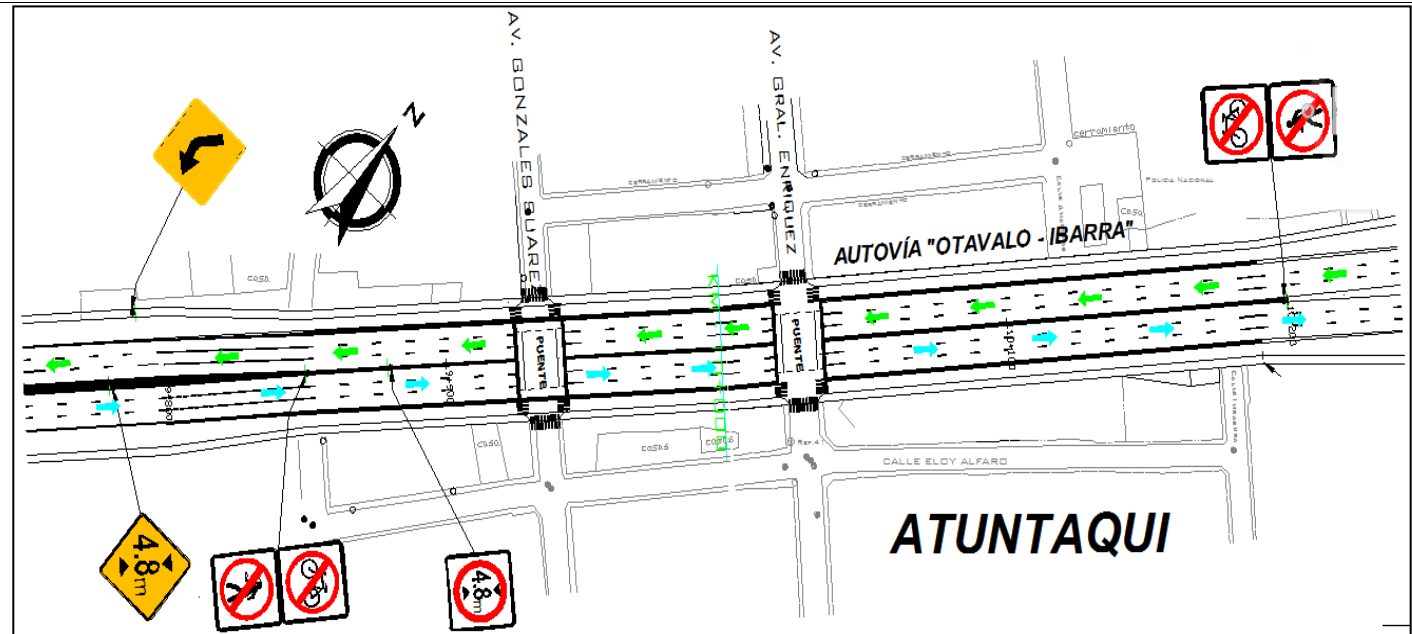
3.

### SAN ROQUE (6+415)

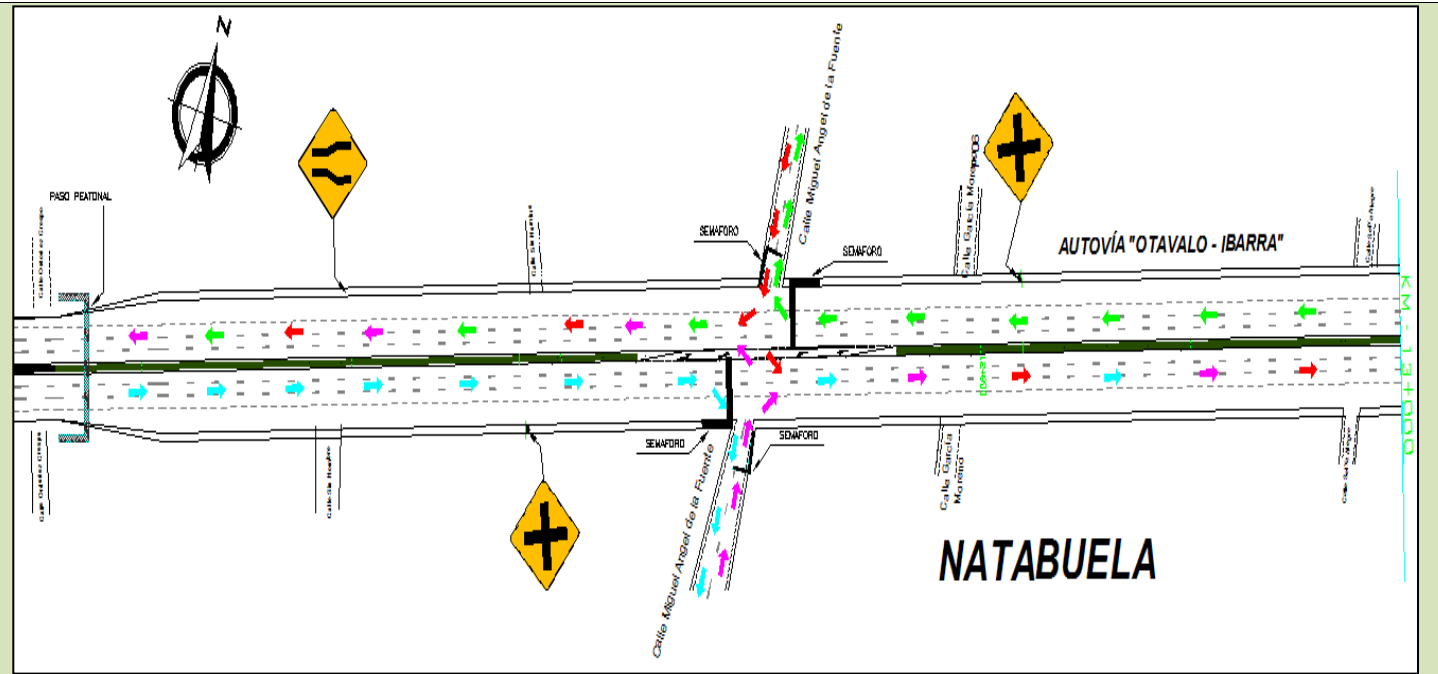


4.

**ATUNTAQUI  
(10+030)**

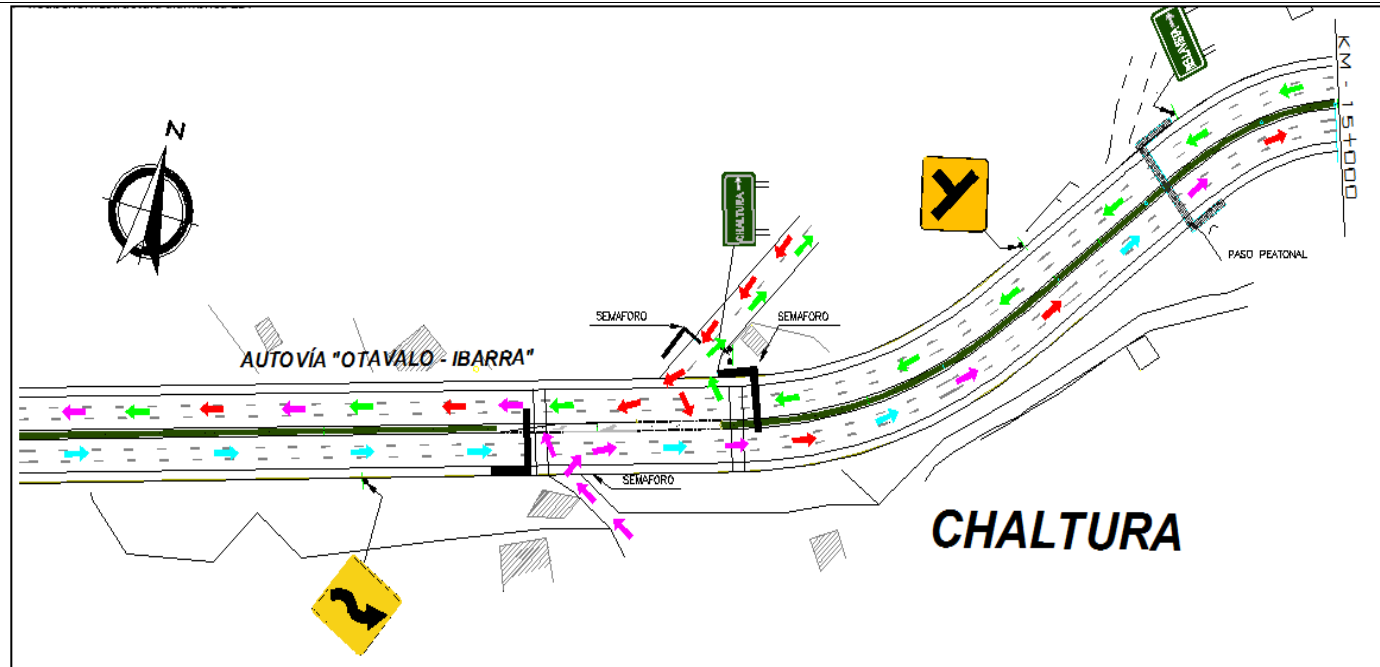


5.  
**NATABUELA**  
**(12+700)**



6.

**CHALTURA**  
**(14+700)**





A lo largo de la carretera la intensidad de tráfico varía debido a que los vehículos entran y salen sobretodo en las principales intersecciones, mientras que se registran pocos movimientos en los accesos secundarios por los que puede considerarse prácticamente constante la intensidad entre intersecciones principales.

- **Intercambiadores:**

Los intercambiadores a desnivel son necesarios como parte fundamental de cualquier carretera de alta velocidad a fin de facilitar la continuidad del tráfico vehicular contribuyendo a la reducción de tiempos de recorrido, costos de operación de los vehículos, además de aumentar notablemente la comodidad y seguridad de los conductores. En este caso la autovía cuenta con intercambiadores en la entrada a Cotacachi y en el cruce con la ciudad de Atuntaqui. Las longitudes totales de cada uno de ellos son:

**Tabla 2.6 Resumen Longitudes de los Intercambiadores**

	ABSCISA	ESTRUCTURA	LONGITUD (m)
<b>1</b>	3+430.00	COTACACHI	1.749,49
<b>2</b>	10+026.00	ATUNTAQUI	92,63
	<b>TOTAL</b>		<b>1.842,12</b>

**Fuente:** Estudio de Ampliación "Otavalo-Ibarra", Delegaciones y Concesiones del Transporte, MTOP

## II. Hora de estudio:

Las diferentes corridas realizadas a bordo del vehículo de prueba fueron efectuadas en horas y días de la semana específicos, con la finalidad de contar con

datos representativos que reflejen tiempos y velocidades de circulación promedios tanto para los días laborables (entre semana) como para los fines de semana. Se efectuaron tres pasadas por cada sentido de circulación en distintas horas del día, tanto en la mañana como en la tarde. Las diferentes horas del día y cuáles eran las condición del tránsito en dicho recorrido, han sido especificadas en cada una de los esquemas de análisis presentados más adelante.

- *Sentido Norte:* 29/12/2009
- *Sentido Sur:* 01/01/2013

### **III. Procedimiento de obtención del tiempo y velocidad de recorrido:**

El análisis de los tiempos de recorrido se efectuó a partir de los registros en video de las diferentes pasadas realizadas en ambos sentidos, para aquello se emplearon dos cronómetros digitales. El uno de ellos es accionado al inicio del tramo de prueba y se lo detiene al final de éste, el otro en cambio registra los tiempos por demoras, es decir el tiempo que transcurre cada vez que el vehículo se encuentra detenido. La sumatoria de los tiempos cronometrados en cada una de las paradas realizadas, nos permite conocer el tiempo de detención total en dicha corrida. Es recomendable que los cronómetros puedan guardar los tiempos parciales o "*lap*" y el tiempo acumulado o "*split*", con el objeto de elaborar un adecuado registro y toma de tiempos, en el instante exacto en que el vehículo de prueba arriba a los puntos de control previamente identificados.

Estos tiempos son convertidos en medidas de velocidad según lo definido en la secciones 2.2.1.1 y 2.2.1.7 del presente capítulo, por medio de las siguientes expresiones (Spíndola & Grisales, 2007):

- **Velocidad de Recorrido ( $V_r$ )** =  $\frac{\text{Distancia de Recorrido (dr)}}{\text{Tiempo de Recorrido}}$
- **Velocidad de Marcha ( $V_m$ )** =  $\frac{\text{Distancia de Recorrido (dr)}}{\text{Tiempo de Marcha}}$

Las ventajas de utilizar la cámara de video, es que uno puede revisar las veces que sean necesarias cada una de las corridas o pasadas de prueba efectuadas, permitiendo al operador obtener los tiempos de recorrido y demoras con mayor precisión, sin la necesidad de contar con un observador adicional dentro del vehículo de prueba al realizar los recorridos, como si lo requiere cuando se utilizan únicamente cronómetros para el registro de los tiempos de recorrido. Este procedimiento además permite al conductor del vehículo efectuar notas de voz, ya sea para establecer el instante exacto de cruce del vehículo en los puntos de control determinados, indicar cuando el vehículo se encuentra detenido e inicia movimiento, causas de las demoras, la velocidad de circulación del vehículo de prueba, condiciones del tránsito en zonas específicas, etc.

#### **2.3.5.1 Presentación y Análisis de Resultados:**

Todos los aspectos y consideraciones definidos anteriormente han sido empleados a cabalidad en este estudio. Se tabularon los tiempos de recorrido de cada una de las corridas de prueba, utilizando un esquema típico para la estimación de velocidades y tiempos de recorrido. Este esquema es ampliamente utilizado en estudios de ingeniería de tráfico puesto que nos permite conocer además, cuál sería el tiempo ideal de viaje y demoras en los puntos de control fijados para establecer un análisis comparativo.



A continuación se presenta un sumario de los tiempos de recorrido, por sentido de circulación:

**Tabla 2.7 Tiempos y Velocidades de Recorrido Totales Autovía "Otavalo-Ibarra"  
Veh. Livianos - Sentido: Norte**

HOJA DE RESULTADOS LIVIANOS										
Nombre de la carretera: Autovía "Otavalo-Ibarra"			Fecha: 29/12/2012		Hora: N/A					
Sentido: Norte										
Estado del Tiempo: Despejado										
Lugar	Kilometraje	Distancia entre Puntos de Control	Tiempo de Recorrido	Velocidad de Recorrido Tramo	Tiempo de Detención	Razón de la Detención	Límite de Velocidad	Tiempo Ideal de Recorrido	Demora en el Tramo	Velocidad Neta
(Punto de Control)	(Km)	(Km)	(h:min:s)	(Km/h)	(seg)		(Km/h)	(seg)	(seg)	(Km/h)
<b>Tramo 1: "Otavalo-Inter. Peguche"</b>										
1 Otavalo	0,000	0,00	0:00:00							
2 Intersección Peguche	0,573	0,57	0:00:32	64,5	15,3	Semáforo (Rojo)	50	41,3	-9,3	43,6
<b>Tramo 2: "Inter. Peguche - Inter. San Roque"</b>										
2 Intersección Peguche										
Puente Peatonal #1	1,360	0,79	0:00:59	48,0	0		90	31,5	27,5	48,0
Puente Peatonal #2	2,741	1,38	0:00:58	85,7	0		90	55,2	2,8	85,7
3 Cotacachi (Intercambiador)	3,429	0,69	0:00:28	89,5	0		90	27,5	0,1	89,5
Puente Peatonal #3	3,764	0,33	0:00:12	103,4	0		90	13,4	-1,7	103,4
4 Peaje "San Roque"	5,100	1,34	0:01:31	52,7	34,2	Estación de Cobro	50	96,2	-4,9	38,3
Puente Peatonal #4	5,439	0,34	0:00:24	51,6	0		90	13,6	10,1	51,6
5 Intersección de San Roque	6,415	0,98	0:00:52	67,1	11,7	Semáforo (Rojo)	50	70,3	-17,9	54,9
<b>Tramo 3: "Inter. San Roque - Inter. Natabuela"</b>										
5 Intersección de San Roque										
Puente Peatonal #5	6,544	0,13	0:00:14	32,4	0		90	5,2	9,2	32,4
Puente Peatonal #6	8,110	1,57	0:01:06	85,9	0		90	62,6	3,0	85,9
Puente Peatonal #7	9,111	1,00	0:00:38	95,7	0		90	40,0	-2,4	95,7
6 Atuntaquí (Paso Deprimido)	10,030	0,92	0:00:35	93,6	0		50	66,2	-30,8	93,6
Puente Peatonal #8	12,370	2,34	0:01:38	86,3	0		90	93,6	4,1	86,3
7 Intersección Natabuela	12,700	0,33	0:00:16	72,7	06,8	Semáforo (Rojo)	50	23,8	-7,4	51,4
<b>Tramo 4: "Inter. Natabuela - Inter. Chaltura"</b>										
7 Intersección Natabuela										
Puente Peatonal #9	13,260	0,56	0:00:27	74,7	0		50	40,3	-13,3	74,7
Puente Peatonal #10	13,790	0,53	0:00:24	79,5	0		90	21,2	2,8	79,5
8 Intersección Chaltura	14,700	0,91	0:00:36	91,9	04,4	Semáforo (Rojo)	50	65,5	-29,9	81,8
<b>Tramo 5: "Inter. Chaltura - Inter. San Antonio de Ibarra"</b>										
8 Intersección Chaltura										
Puente Peatonal #11	14,930	0,23	0:00:17	49,7	0		50	16,6	0,1	49,7
Puente Peatonal #12	15,680	0,75	0:00:48	55,9	0		50	54,0	-5,7	55,9
9 Intersección San Antonio de Ibarra	16,140	0,46	0:00:17	97,4	03,3	Semáforo (Rojo)	50	33,1	-16,1	81,7
<b>Tramo 6: "Inter. San Antonio de Ibarra - Ibarra"</b>										
9 Intersección San Antonio de Ibarra										
Puente Peatonal #13	16,440	0,30	0:00:27	40,0	0		50	21,6	5,4	40,0
Puente Peatonal #14	17,350	0,91	0:00:34	97,3	0		90	36,4	-2,7	97,3
Puente Peatonal #15	18,575	1,23	0:00:56	78,3	0		90	49,0	7,3	78,3
10 Ibarra	18,900	0,32	0:00:13	87,7	0		50	23,4	-10,1	87,7
<b>TOTALES=</b>		<b>18,90</b>	<b>0:15:22</b>	<b>73,8</b>	<b>75,7</b>			<b>1001,4</b>	<b>-79,7</b>	<b>68,2</b>
NOTA: La demora en los Tramos es la diferencia entre el Tiempo Observado de Viaje y el Tiempo de Viaje Ideal calculado.										

**Tabla 2.8 Tiempos y Velocidades de Recorrido Puntos de Control  
Vehículos Livianos - Sentido: Sur**

HOJA DE RESULTADOS LIVIANOS										
<b>Nombre de la carretera:</b> Autovía "Otavalo-Ibarra"			<b>Fecha:</b> 01/01/2013		<b>Hora:</b> N/A					
<b>Sentido:</b> SUR										
<b>Estado del Tiempo:</b> Despejado										
Lugar	Kilometraje	Distancia entre Puntos de Control	Tiempo de Recorrido	Velocidad de Recorrido Tramo	Tiempo de Detención	Razón de la Detención	Límite de Velocidad	Tiempo Ideal de Recorrido	Demora en el Tramo	Velocidad Neta
(Punto de Control)	(Km)	(Km)	(h:min:s)	(Km/h)	(seg)		(Km/h)	(seg)	(seg)	(Km/h)
<b>Tramo 6: "Ibarra - Inter. San Antonio de Ibarra -"</b>										
1 Ibarra	0,000	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Puente Peatonal #15	0,325	0,32	0:00:17	70,2	0		90	13,0	3,7	70,2
Puente Peatonal #14	1,550	1,23	0:01:00	73,1	0		90	49,0	11,3	73,1
Puente Peatonal #13	2,460	0,91	0:00:37	88,5	0		90	36,4	0,6	88,5
2 Intersección San Antonio de Ibarra	2,860	0,40	0:00:28	42,1	22,2	Semáforo (Rojo)	50	28,8	-1,1	28,9
<b>Tramo 5: " Inter. San Antonio de Ibarra - Inter. Chaltura"</b>										
2 Intersección San Antonio de Ibarra	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Puente Peatonal #12	3,220	0,36	0:00:39	33,5	0		50	25,9	12,7	33,5
Puente Peatonal #11	3,970	0,75	0:00:51	53,3	0		50	54,0	-3,3	53,3
3 Intersección Chaltura	4,200	0,23	0:00:20	42,1	27,2	Semáforo (Rojo)	50	16,6	3,1	17,7
<b>Tramo 4: "Inter. Chaltura - Inter. Natabuela"</b>										
3 Intersección Chaltura	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Puente Peatonal #10	5,110	0,91	0:01:14	44,1	0		90	36,4	37,9	44,1
Puente Peatonal #9	5,640	0,53	0:00:23	83,0	0		90	21,2	1,8	83,0
4 Intersección Natabuela	6,200	0,56	0:00:32	63,7	14,1	Semáforo (Rojo)	50	40,3	-8,7	44,1
<b>Tramo 3: "Inter. Natabuela - Inter. San Roque"</b>										
4 Intersección Natabuela	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Puente Peatonal #8	6,530	0,33	0:00:26	45,7	0		90	13,2	12,8	45,7
5 Atuntaqui (Paso Deprimido)	8,870	2,34	0:01:38	86,3	0		50	168,5	-70,8	86,3
Puente Peatonal #7	9,789	0,92	0:00:38	87,8	0		50	66,2	-28,5	87,8
Puente Peatonal #6	10,790	1,00	0:00:39	93,2	0		90	40,0	-1,4	93,2
Puente Peatonal #5	12,356	1,57	0:01:02	90,4	0		50	112,8	-50,4	90,4
6 Intersección de San Roque	12,485	0,13	0:00:06	82,0	9,3	Semáforo (Rojo)	50	9,3	-3,6	31,1
<b>Tramo 2: "Inter. San Roque - Inter. Peguche -"</b>										
6 Intersección de San Roque	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Puente Peatonal #4	13,461	0,98	0:00:40	87,8	0		90	39,0	1,0	87,8
7 Peaje "San Roque"	13,800	0,34	0:00:54	22,6	52,8	Estación de Cobro	50	24,4	29,6	11,4
Puente Peatonal #3	15,136	1,34	0:01:43	46,7	0		90	53,4	49,6	46,7
8 Cotacachi (Intercambiador)	15,471	0,33	0:00:13	90,4	0		90	13,4	-0,1	90,4
Puente Peatonal #2	16,159	0,69	0:00:33	75,1	0		90	27,5	5,5	75,1
Puente Peatonal #1	17,540	1,38	0:00:58	85,7	0		90	55,2	2,8	85,7
9 Intersección Peguche	18,327	0,79	0:01:02	45,7	33,5	Semáforo (Rojo)	50	56,7	5,3	29,7
<b>Tramo 1: "Inter. Peguche - Otavalo"</b>										
9 Intersección Peguche	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
10 Otavalo	18,900	0,573	0:00:36	56,8	07,0		50	41,3	-4,9	47,6
<b>TOTALES=</b>		<b>18,90</b>	<b>0:17:27</b>	<b>65,0</b>	<b>166,0</b>			<b>1042,5</b>	<b>4,8</b>	<b>56,1</b>
<b>NOTA:</b> La demora en los Tramos es la diferencia entre el Tiempo Observado de Viaje y el Tiempo de Viaje Ideal calculado.										

Las distancias entre cada uno de los puntos de control (medidas en kilómetros), fueron definidas utilizando los planos digitales del "Estudio de Ampliación de la Autovía Otavalo-Ibarra" provistos por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO). De esta manera se ha logrado estimar con exactitud las distancias existentes entre cada uno de los puntos de control.

La información de tiempos de recorrido y demoras presentados en las Tablas 2.7 y 2.8, son el resultado del promedio total de tiempos de recorrido registrados en cada una de las diferentes corridas de prueba, separados según el sentido de circulación. También se incluyó en las tablas, el cálculo del *Tiempo Ideal de Viaje* que deberían emplear los vehículos livianos para recorrer todo el tramo en estudio, basados en los límites de velocidad dispuestos a lo largo de la autovía. Este valor nos indica que un vehículo liviano necesitaría entre 1001 y 1043 segundos (16,7 y 17,4 min) respectivamente, para cubrir la totalidad del tramo. Por su parte la *Demora en el Tramo* tiene signo negativo en el caso de que el Tiempo de Recorrido Observado comparado con el Tiempo de Recorrido Ideal calculado, es menor. Esto se debe a que los vehículos circulan a una velocidad mayor a la permitida, lo que disminuye el tiempo de viaje requerido y por ende el valor de la demora en estos casos siempre será menor a cero. Además esta medida nos puede servir en determinado momento para establecer zonas conflictivas o congestionadas en los tramos de una carretera o calle y cuál podría ser la causa de dicha demora. Por esto es indispensable incluir en los esquemas de análisis de tiempos y velocidades de recorrido, las razones de las detenciones del vehículo. Al analizar los tiempos de detención y las demoras podemos establecer que para ambos sentidos el lugar donde se presentan los mayores tiempos donde los vehículos permanecen totalmente detenidos es justamente en la estación de cobro o peaje de "San Roque". De

acuerdo al promedio obtenido en las corridas de prueba realizadas se estimaron en condiciones de circulación baja a moderada, tiempos de detención del orden de 34 segundos para el sentido Norte y 52 segundos en el sentido Sur.

Nota: Límite de Velocidad para vehículos livianos en la autovía= 90 (Km/h), zona urbana= 50 (Km/h).

Para el desarrollo de un mejor análisis de los resultados, se ha sub-divido el estudio en tramos, ya que a lo largo del trayecto se presentan varias intersecciones semaforizadas que son la causa de detención de los vehículos. Las tablas 2.11 y 2.12, describen las velocidades y tiempos de recorrido por tramos y de acuerdo al sentido de análisis. También se indican las columnas correspondientes a las velocidades de marcha calculados en la autovía "Otavalo-Ibarra":

**Tabla 2.9 Tiempos y Velocidades por Tramos  
Livianos  
Sentido: Norte**

TRAMOS	Distancia Recorrida	Tiempo de Recorrido	Velocidad de Recorrido Tramo	Tiempo de Marcha	Velocidad de Marcha
	(Km)	(h:min:s)	(Km/h)	(seg)	(Km/h)
Tramo 1: "Otavalo-Inter. Peguche"	0,573	0:00:32	64,5	16,67	123,8
Tramo 2: "Inter. Peguche - Inter. San Roque"	5,842	0:05:24	65,0	277,77	75,7
Tramo 3: " Inter. San Roque - Inter. Natabuela"	6,29	0:04:27	84,7	260,20	87,0
Tramo 4: " Inter. Natabuela - Inter. Chaltura"	2,02	0:01:27	84,0	82,30	88,5
Tramo 5: " Inter. Chaltura - Inter. San Antonio de Ibarra"	1,34	0:01:22	58,8	78,73	61,3
Tramo 6: " Inter. San Antonio de Ibarra - Ibarra"	2,86	0:02:10	79,0	130,33	79,0
<b>TOTALES=</b>	<b>18,90</b>	<b>0:15:22</b>	<b>73,8</b>	<b>846,00</b>	<b>80,4</b>

**Tabla 2.10 Tiempos y Velocidades por Tramos  
Livianos  
Sentido: Sur**

TRAMOS	Distancia Recorrida	Tiempo de Recorrido	Velocidad de Recorrido Tramo	Tiempo de Marcha	Velocidad de Marcha
	(Km)	(h:min:s)	(Km/h)	(seg)	(Km/h)
Tramo 6: "Ibarra - Inter. San Antonio de Ibarra -"	2,860	0:02:22	72,7	119,47	86,2
Tramo 5: " Inter. San Antonio de Ibarra - Inter. Chaltura"	1,340	0:01:49	44,3	81,83	58,9
Tramo 4: "Inter. Chaltura - Inter. Natabuela"	2,04	0:02:09	57,0	114,93	64,0
Tramo 3: "Inter. Natabuela - Inter. San Roque"	6,29	0:04:28	84,4	258,73	87,4
Tramo 2: "Inter. San Roque - Inter. Peguche -"	5,84	0:06:03	57,9	277,07	75,9
Tramo 1: "Inter. Peguche - Otavalo"	0,57	0:00:36	56,8	36,33	56,8
<b>TOTALES=</b>	<b>18,90</b>	<b>0:17:27</b>	<b>65,0</b>	<b>888,37</b>	<b>76,6</b>

La velocidad media espacial se obtuvo al dividir la distancia total recorrida, por el promedio de todos los tiempos de recorrido utilizando la siguiente expresión de cálculo:

$$\overline{V_e} = \frac{d}{\overline{tr}}$$

Donde:

$\overline{V_e}$ = Velocidad Media Espacial.

$\overline{tr}$ = tiempo promedio de recorrido de los vehículos.

**d**= distancia total de recorrido.

Los tiempos empleados por el vehículo de prueba en recorrer todo el trayecto de 18,9 (Km) se indican en la siguiente tabla:

**Tabla 2.11 Tiempos de Recorrido Autovía "Otavalo-Ibarra"  
Vehículos Livianos**

Sentido		NORTE			SUR		
No. Corrida	Fecha	Hora	Tiempo $t_i$ (h:min:s)	Fecha	Hora	Tiempo $t_i$ (h:min:s)	
1	27/11/2012	14:00	0:15:25	27/11/2012	15:00	0:18:04	
2	27/11/2012	6:30	0:16:14	27/11/2012	7:00	0:17:04	
3	29/12/2012	8:50	0:14:26	01/01/2013	10:30	0:17:14	

Por lo que el tiempo de recorrido y la velocidad media espacial o de recorrido para cada uno de los sentidos de circulación es:

**Sentido: NORTE**

$$\overline{tr}_N = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{n} = \frac{0,257 (h) + 0,270 (h) + 0,241(h)}{3} = 0,256 \text{ horas}$$

$$\overline{vr}_N = \frac{d}{\overline{t}_N} = \frac{18,9 (Km)}{0,256 (h)} = 73,83 \left(\frac{Km}{h}\right)$$

**Sentido: SUR**

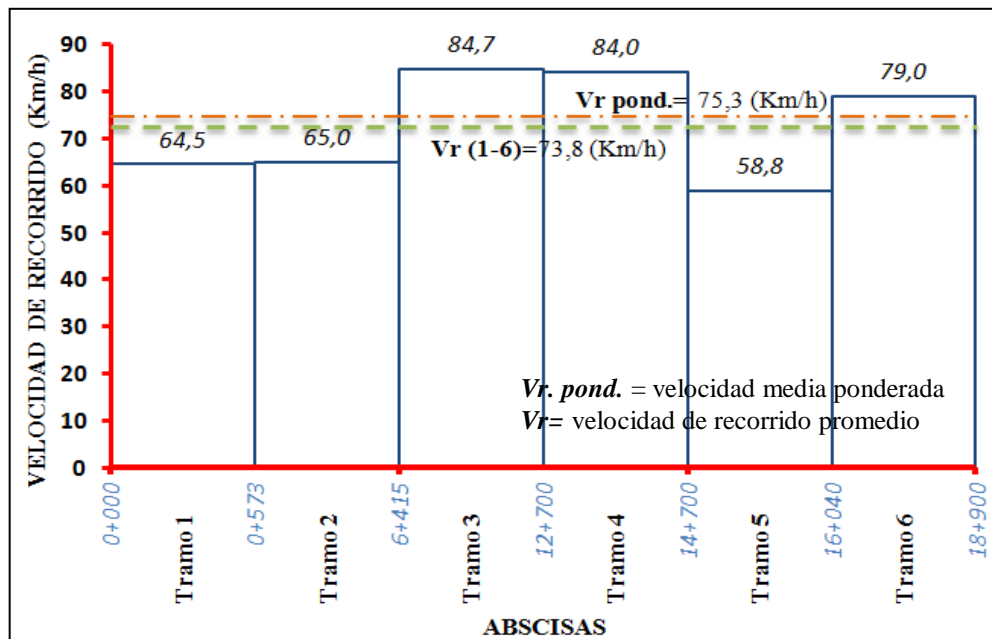
$$\overline{tr}_S = \frac{t_1 + t_2 + t_3}{n} = \frac{0,301 (h) + 0,284 (h) + 0,287(h)}{3} = 0,290 \text{ horas}$$

$$\overline{vr}_S = \frac{d}{\overline{t}_S} = \frac{18,9 (Km)}{0,290 (h)} = 65,02 \left(\frac{Km}{h}\right)$$

Una vez determinado el comportamiento vehicular en ambos sentidos, se aprecia una diferencia en cuanto a tiempos y velocidades de recorrido se refiere. Obteniéndose que al circular en sentido Sur, los vehículos emplean un 12% más de tiempo que si circularan en el sentido opuesto. Esto se debe básicamente a las condiciones del terreno ya que los vehículos van de subida la mayor parte del trayecto, incidiendo en la disminución de su velocidad de recorrido. Pero si ahora comparamos los tiempos de

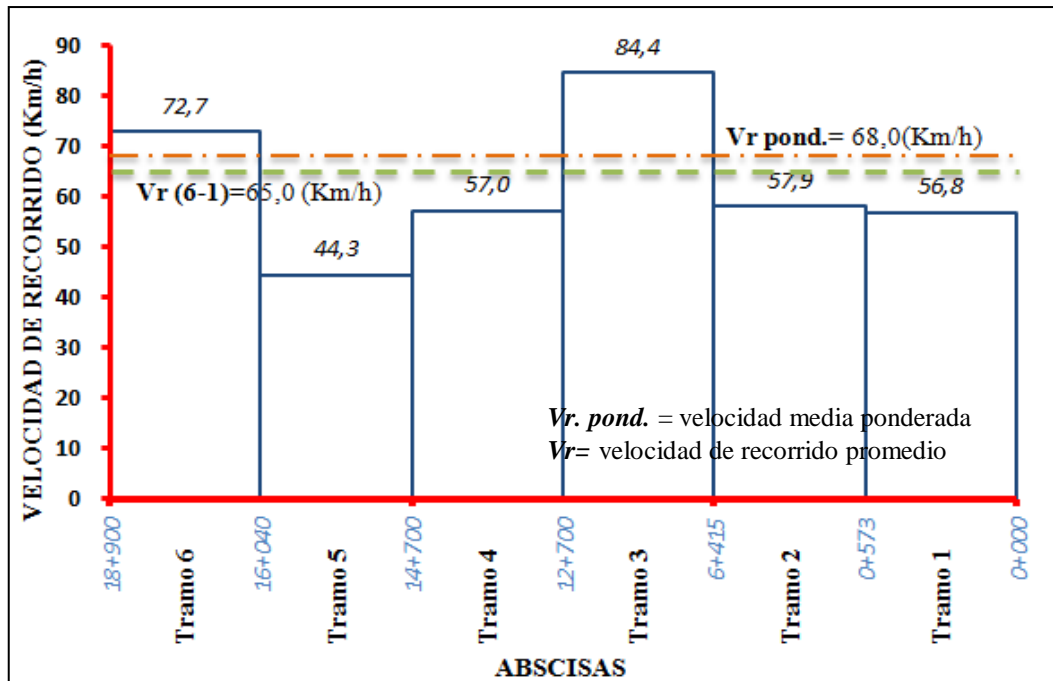
marcha obtenidos, podemos notar que la diferencia entre los dos sentidos de circulación es solamente de un 5% mayor ya que no se contabilizan los tiempos de detención. Con esto se puede evidenciar la influencia de las demoras sobre los tiempos de recorrido, en él un caso el total del tiempo que el vehículo permanece parado es de 75,7 segundos y para el segundo caso, este mismo tiempo asciende a 166 segundos.

Se indica de manera gráfica, el perfil de velocidades de recorrido en función de la distancia a lo largo de toda la vía, donde se aprecian tanto la velocidad de recorrido en cada tramo como la velocidad de recorrido de todo el trayecto ( $V_r$ ) y la velocidad media ponderada ( $V_r \text{ pond.}$ ) son:



**Figura 2.10 Perfil de Velocidades de Recorrido Livianos  
Sentido: Norte**





**Figura 2.11 Perfil de Velocidades de Recorrido Livianos  
Sentido: Sur**

Se puede notar que la velocidad del vehículo de prueba varía desde el principio hasta el fin del viaje, debido especialmente a los dispositivos de control del tráfico que se encuentran en las intersecciones a nivel, obligando a los vehículos a disminuir su velocidad de circulación e incluso a permanecer estáticos durante algún tiempo. Para la obtención de la velocidad media ponderada señalada en las dos gráficas anteriores se utilizó la siguiente expresión:

$$\overline{V_r}(\text{Velocidad Media Ponderada}) = \frac{\sum_{i=1}^{4n} [V_r(i) * dr(i)]}{\sum_{i=1}^{4n} [dr(i)]}$$

Donde:

$\overline{V_r}$  = Velocidad Media ponderada de Recorrido.

$V_r(i)$  = Velocidad de recorrido en el tramo (i) en Km/h.

$dr(i)$  = distancia del tramo (i) en Km.

n= número de tramos totales.

En conclusión, los resultados obtenidos en el Estudio de Tiempos y Velocidades de Recorrido elaborados en la autovía "Otavalo-Ibarra" son los siguientes:

**Sentido: NORTE**

**Tipo de Vehículo: LIVIANOS**

**Cuadro 2.10 Resultados de Tiempos y Velocidades de Recorrido**

→	<b><i>DISTANCIA RECORRIDA=</i></b>	18,90	(KM)
→	<b><i>Tiempo de Recorrido=</i></b>	0:15:22	(h:min:s)
→	<b><i>Velocidad de Recorrido=</i></b>	73,8	(Km/h)
→	<b><i>Velocidad Media Ponderada=</i></b>	75,3	(Km/h)
→	<b><i>Tiempo de Marcha=</i></b>	0:14:06	(h:min:s)
→	<b><i>Velocidad de Marcha=</i></b>	80,4	(Km/h)

**Sentido: SUR**

**Tipo de Vehículo: LIVIANOS**

**Cuadro 2.11 Resultados de Tiempos y Velocidades de Recorrido**

→	<b><i>DISTANCIA RECORRIDA=</i></b>	18,90	(Km)
→	<b><i>Tiempo de Recorrido=</i></b>	0:17:27	(h:min:s)
→	<b><i>Velocidad de Recorrido=</i></b>	65,0	(Km/h)
→	<b><i>Velocidad Media Ponderada=</i></b>	68,0	(Km/h)
→	<b><i>Tiempo de Marcha=</i></b>	0:14:48	(h:min:s)
→	<b><i>Velocidad de Marcha=</i></b>	76,6	(Km/h)

*Nota:* La velocidad en un tramo de carretera varía mucho de unos vehículos a otros.

Incluso cuando se estudia la velocidad de un solo vehículo se ve que ésta no

permanece constante aun cuando el conductor procure mantenerla fija (Kraemer, 2009).

Es preciso mencionar que a mayores velocidades se obtendrá un ahorro en el tiempo, pero el ahorro del tiempo de recorrido es menor a medida que aumenta la velocidad. Después de los 90 (Km/h), los ahorros de tiempo a medida que aumenta la velocidad, son relativamente pequeños. Para efectos de los límites de velocidad fijados para vehículos pesados, es evidente que los ahorros de tiempo son mayores al aumentar la velocidad, por ejemplo de 30 a 50 (Km/h).

### **2.3.6 DENSIDAD O CONCENTRACIÓN (k)**

La densidad algunas veces denominada concentración, es el número de vehículos que viajan sobre una longitud dada de una carretera o carril para un instante de tiempo específico. Generalmente se expresa como vehículos por kilómetro (Veh./Km), ya sea para uno o todos los carriles de una calzada. La densidad es uno de los parámetros más importantes en el tránsito, por ser la medida con mayor relación directa a la demanda de tránsito. Esta influye en la calidad del tránsito ya que al aumentar la densidad resulta más difícil mantener la velocidad deseada, produciendo una conducción incómoda. Cuando la densidad alcanza un valor muy próximo al máximo, se circula muy lento con frecuentes paradas y arranques. Por esto la densidad se convierte en una variable determinante en la evaluación del nivel de servicio en una vía. La densidad se la calcula como:

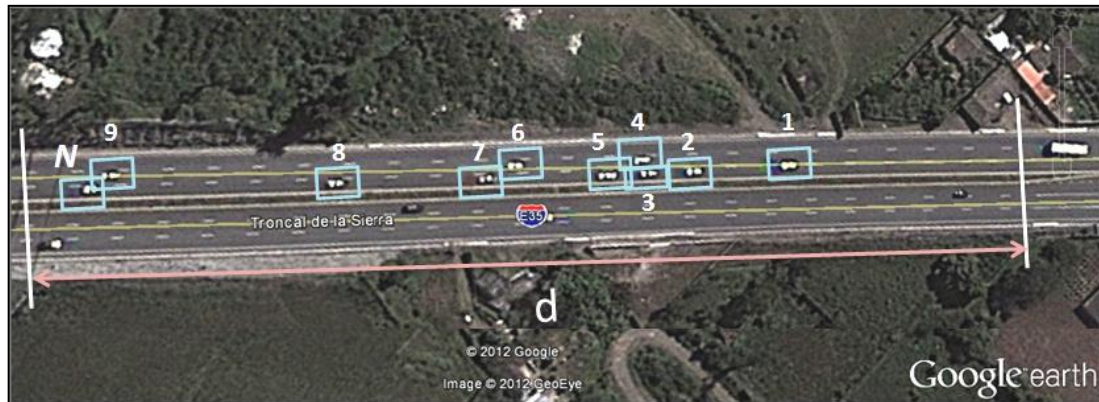
$$k (\text{Densidad}) = \frac{N}{d}$$

Donde:

k= Densidad (Veh./Km)

$N$ = número de vehículos (Veh.)

$d$ = longitud específica (Km)



**Figura 2.12 Densidad Vehicular en una sección de la Autovía “Otavalo-Ibarra”**

**Fuente:** Google Earth.Ink Versión 6.2

### 2.3.6.1 Influencia de la Densidad en la Velocidad

El tipo de relación existente entre la velocidad media de los vehículos y la densidad del tráfico radica en los niveles de densidad que puedan existir en el flujo sobre determinada vialidad. Esta función hace que el comportamiento de la velocidad sea máximo, es decir los vehículos circulen muy separados entre sí a velocidad libre, mientras la densidad sea muy baja o casi nula. El otro caso es que la densidad alcance su valor máximo, donde será imposible circular y la velocidad de todos los vehículos será igual a cero. Por tanto, al aumentar la densidad del tráfico la velocidad media va disminuyéndose.

### 2.3.6.1 Variables relacionadas con la Densidad

Las variables del flujo vehicular relacionadas con la densidad son:

a) *Densidad o Concentración (k)*: número de vehículos ubicados en una longitud específica de una vialidad en un momento dado medidos en (Veh./Km) para uno o todos los carriles de la carretera. Se puede medir la densidad por medio de una fotografía en de un tramo de la carretera, donde se detallan el número de vehículos que hay en él como se ejemplifica a continuación:

b) *Espaciamiento Simple (S<sub>i</sub>)*: distancia entre el paso entre las defensas traseras o dos puntos homólogos, de dos vehículos consecutivos. Por lo general se expresa en metros (m).

c) *Espaciamiento Promedio (S̄)*: promedio entre todos los espaciamentos simples (S<sub>i</sub>) existentes entre los vehículos que circulan por una vía medido en (m/Veh.). Se lo calcula mediante la siguiente expresión:

$$\bar{S} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} S_i}{N - 1}$$

Donde:

S̄= Espaciamiento promedio (m/Veh.)

N= número de vehículos (Veh.)

S<sub>i</sub>= Espaciamiento simple entre el vehículo i y el vehículo i+1.

Si comparamos las unidades del espaciamiento promedio con los de la densidad “k”, se puede notar que son las unidades inversas por lo que puede plantearse la siguiente relación:

$$k \text{ (Densidad o Concentración)} = \frac{1}{\bar{S}}$$

### 2.3.7 VOLUMEN (V) O INTENSIDAD DE TRÁFICO

Se denomina volumen o intensidad al número de vehículos o personas que pasan por un punto o sección transversal dados, de un carril o de una calzada, durante un periodo de tiempo específico, expresado como:

$$Q = \frac{N}{T}$$

Donde:

Q= vehículos que pasan por unidad de tiempo (vehículos/periodo)

N= número total de vehículos que pasan (vehículos)

T= periodo determinado (unidades de tiempo)

Este estudio se ejecuta para recolectar datos del número de vehículos y/o peatones que pasan en un determinado punto durante un intervalo de tiempo. La unidad para el volumen es simplemente “vehículos” o “vehículos por unidad de tiempo”. Un intervalo común de tiempo para el volumen es un día, descrito como vehículos por día. Existen varios procedimientos de aforo para conocer la intensidad de circulación en una determinada sección de la red. Esta operación puede realizarse manualmente o por medio de aparatos especiales de conteo automático, todo dependerá de la precisión y la duración del estudio a realizarse y de los medios económicos que se dispongan para realizar los aforos.

De una manera general, los datos sobre volúmenes de tránsito son ampliamente utilizados para analizar la capacidad y los niveles de servicio en todo tipo de vialidades.

Se utiliza en el análisis del tránsito y transporte para:

- a. La clasificación funcional de las carreteras.
- b. El diseño de las características geométricas de una carretera, por ejemplo, número de carriles, señalización de las intersecciones o la canalización.
- c. Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio

Conocer la variación de la intensidad a lo largo del tiempo sirve para obtener el valor del tráfico promedio diario anual (TPDA) o intensidad media diaria anual (IMD) en un determinado tramo de la vía. La variación de la intensidad de tráfico en cualquier carretera sigue una ley que puede considerarse formada por una tendencia a largo plazo, a la que se superponen unas oscilaciones cíclicas (anuales, semanales y diarias) y unas variaciones puramente aleatorias. La determinación de estos parámetros se utilizan como base para evaluar la necesidad de construcción de nuevas vías o el mejoramiento de la vía existente, aplicación de regulaciones del tráfico y la investigación de los diferentes elementos de la carretera en la circulación de los vehículos.

### 2.3.7.1 Volúmenes de Tránsito Absolutos o Totales

Es el número de vehículos que pasan durante un lapso de tiempo determinado, ya que una vía experimenta variaciones u oscilaciones cíclicas, dependiendo la escala de tiempo considerada. A continuación se definen los siguientes volúmenes de tránsito absolutos o totales:

**Cuadro 2.12 Volúmenes de Tránsito Totales**

<b>Tipos</b>	<b>Definición</b>
<i>Tránsito Anual (TA)</i>	Número total de vehículos que pasan durante 1 año.
<i>Tránsito Mensual (TM)</i>	Número total de vehículos que pasan durante 1 mes.
<i>Tránsito Semanal (TS)</i>	Número total de vehículos que pasan durante 1 semana.

CONTINUA

<i>Tránsito Diario (TD)</i>	Número total de vehículos que pasan durante 1 día.
<i>Tránsito Horario (TH)</i>	Número total de vehículos que pasan durante 1 hora.
<i>Tránsito en un período inferior a una Hora (Qi)</i>	Número total de vehículos que pasan durante un periodo inferior a 1 hora. Generalmente se representa el volumen de tránsito total en 15 minutos ( $Q_{15}$ ).

**Fuente:** Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y Aplicaciones, Rafael Cal y Mayor Reyes Espíndola<sup>†</sup>, James Cárdenas Grisales.

- **Tráfico Proyectado o Futuro:** El pronóstico del volumen y composición del tráfico se basa en el tráfico actual. Los factores que afectan al crecimiento del TPDA son el incremento de la población y el aumento de la actividad económica, estos factores influyen en forma individual o combinada en la demanda de transporte privado, público y de carga. Para conocer los volúmenes de tráfico futuro se utilizan las regresiones lineales y curvilíneas, o en caso de no contar con la información estadística, las proyecciones se harán en base a las tasas de crecimiento poblacional o al consumo de combustible.

Las proyecciones de tráfico se usan para la clasificación de las carreteras, establecer cuando se debe mejorar su superficie de rodadura o para aumentar su capacidad; esto se hace mediante la comparación entre el flujo máximo que puede soportar una carretera. El volumen de tráfico futuro nos permite conocer con anticipación las necesidades de capacidad y características con las que debe contar determinada infraestructura vial para cualquier periodo. Esto será analizado con mayor profundidad en capítulos posteriores.

### 2.3.7.2 Volúmenes de Tránsito Promedio Diarios

El volumen de tránsito promedio diario (TPD), es el número total de vehículos que pasan durante un periodo dado (en días completos) igual o menor a un año y mayor que



un día, dividido por el número de días del periodo. Los volúmenes diarios frecuentemente son usados como base para la planificación de las carreteras. De acuerdo al número de días del periodo, se presentan los siguientes volúmenes de tránsito promedio diario:

**Cuadro 2.13 Volúmenes de Tránsito Promedio Diarios**

	<b>Definición</b>	<b>Relación</b>
<i>Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA)</i>	Es el promedio de los conteos de 24 horas recolectados todos los días del año. Factor determinante primarios de las características geométricas de las carreteras, agrupados convenientemente por rangos de tránsito elevado, mediano y ligero. Se expresa en → <i>vehículos por día</i>	$TPDA = \frac{TA}{365}$
<i>Tránsito Promedio Diario Mensual (TPDM)</i>	Número total de vehículos que pasan durante un período igual un mes completo, dividido para 30 días. Se expresa en → <i>vehículos por día</i>	$TPDM = \frac{TM}{30}$
<i>Tránsito Promedio Diario Semanal (TPDS)</i>	Número total de vehículos que pasan durante un período igual a una semana completa, dividido para 7 días. Se expresa en → <i>vehículos por día</i>	$TPDS = \frac{TS}{7}$

**Fuente:** Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y Aplicaciones, Rafael Cal y Mayor Reyes Espíndola<sup>1</sup>, James Cárdenas Grisales.

Se puede realizar ajustes de los volúmenes de tránsito a partir de factores calculados mediante las siguientes relaciones:

$$TPD = TD_i \times F_m \times F_d$$

Donde:

$F_m$  = factor de ajuste mensual

$$F_m = \frac{TPDA}{TPDM_m}$$

$F_d$  = factor diario

$$F_d = \frac{TPDS}{TD_d}$$

Las carreteras se clasifican en función del pronóstico de tráfico para un período de 15 ó 20 años. No se justifica extender más, pues para entonces se habrán operado cambios en la economía de la región, en su población y en los índices de desarrollo que no pueden predecirse con grado alguno de seguridad.

En el siguiente cuadro se muestra la clasificación de carreteras en función del tráfico proyectado y su jerarquía viaria según el MOP 2003:

**Cuadro 2.14 Clasificación de las Carreteras en Función del Tráfico, MOP-2003**

FUNCIÓN	CLASE DE CARRETERA (según MTOP)	Tráfico Proyectado TPDA (a)
CORREDOR ARTERIAL	RI-RII (b)	> 8000
	I	3000-8000
COLECTORA	II	1000-3000
	III	300-1000
	IV	100-300
VECINAL	V	<100

*Notas:*  
 (a) De acuerdo al nivel de servicio aceptable al final de la vida útil.  
 (b) RI-RII → Autopistas

**Fuente:** Cuadro III-1 y III-2 Normas de Diseño Geométrico de Carreteras del MOP-001-E-2003

El TPDA indicado en el Cuadro 2.14 es el volumen de tráfico promedio diario anual en el año final de diseño proyectado a 15 o 20 años. Cuando el pronóstico de tráfico para el año 10 sobrepasa los 7.000 vehículos debe investigarse la posibilidad de construir una autopista. *Para la determinación de la capacidad de una carretera, cuando se efectúa el diseño definitivo, debe usarse tráfico en vehículos livianos equivalentes (automóviles/Km/carril).*

De acuerdo a estudios efectuados recientemente por el MTOP, se plantea en la actual Norma Ecuatoriana Vial ( NEVI-12-MTOP) una nueva orientación al dimensionamiento mismo de las nuevas vías, contemplando la tendencia vehicular actual y una visión a futuro, ya que en muchas vías del país el TPDA supera los 80.000 vehículos diarios, siendo necesario estructurar una nueva clasificación funcional de carreteras. El Cuadro 2A.202-01 es la clasificación propuesta en el Volumen N° 2 - Libro A, correspondiente a "Norma para Estudios y Diseño Viales", la misma que es presentada a continuación:

**Cuadro 2.15 Clasificación de las Carreteras en Función del Tráfico, NEVI-2012**

<b>Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDA<sub>d</sub></b>			
Descripción	Clasificación Funcional	Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA <sub>d</sub> ) al año de horizonte	
		Limite Inferior	Limite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovia o Carretera Multicarril	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

\* TPDA = Tráfico Promedio Diario Anual  
 \*\* TPDA<sub>d</sub> = TPDA correspondiente al año horizonte o de diseño  
 En esta clasificación considera un TPDA<sub>d</sub> para el año horizonte se define como:  
 TPDA<sub>d</sub> = Año de inicio de estudios + Años de Licitación, Construcción + Años de Operación

C1 = Equivale a carretera de mediana capacidad  
 C2 = Equivale a carretera convencional básica y camino básico  
 C3 = Camino agrícola / forestal

**Fuente:** Normas para Estudios Viales (NEVI-12), MTOP

### 2.3.7.3 Volúmenes de Tránsito Horarios

Para los análisis operacionales, se usan los volúmenes horarios, ya que el volumen varía considerablemente durante el curso de las 24 horas del día. Se definen los siguientes volúmenes de tránsito, dados en vehículos por hora:

**Cuadro 2.16 Volúmenes de Tránsito Horarios**

<b>Tipos</b>	<b>Definición</b>
<i>Volumen de Hora Máxima Anual (VHMA)</i>	Es la hora de mayor volumen de las 8.760 horas del año en un punto o sección de un carril o calzada.
<i>Volumen Horario de Máxima Demanda (VHMD)</i>	Máximo número de vehículos que pasan por un punto o sección de carril o de una calzada durante 60 minutos consecutivos. Es el valor representativo de los periodos de máxima demanda que se pueden

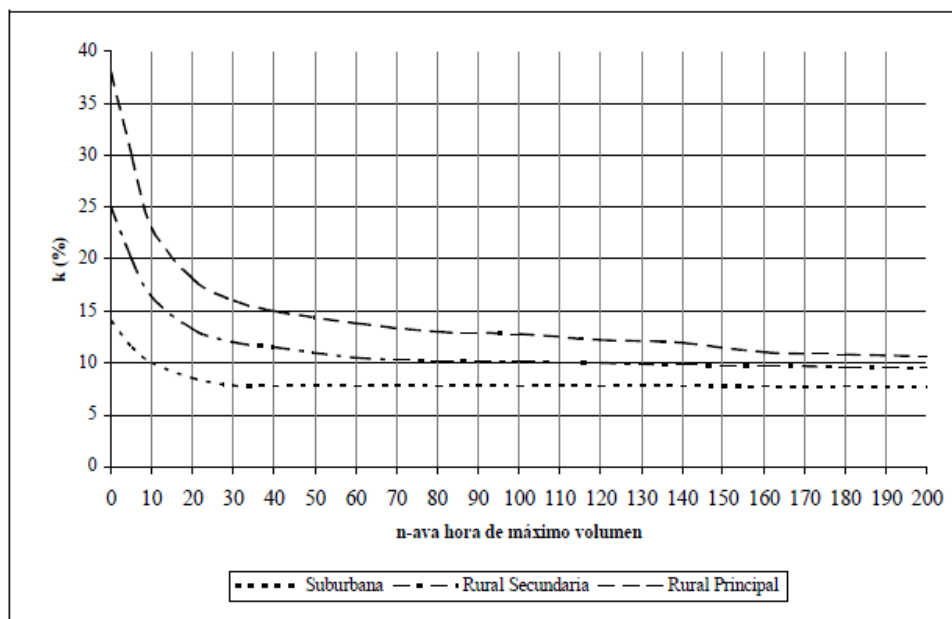
CONTINUA

	presentar en un día en particular.
<i>Volumen horario-décimo, vigésimo, trigésimo-anual (10HV, 20 HV, 30 HV)</i>	Volúmenes de tránsito horario que se presentan a lo largo de todo un año en una carretera y que la mayor parte del tránsito ocurre durante un número pequeño de horas. Para fines de proyecto se utiliza la 30ava o 50ava hora como una hora de diseño económicamente adecuada y no muy costosa.
<i>Volumen Horario de Proyecto (VHP)</i>	Volumen de tránsito horario que servirá de base para determinar las características geométricas de la vialidad.

Se puede obtener un factor de relación "k" entre el volumen horario de proyecto (VHP) de la n-ava hora para el año de proyecto en función del TPDA. Si se considera el volumen horario de proyecto a la 30ava hora de máximo volumen (30VH), el valor esperado de la relación sería de esta manera:

$$k = \frac{30VH}{TPDA} \Rightarrow \mathbf{VHP} = k * TPDA \text{ (Año en Proyecto)}$$

Una guía para determinar el volumen horario de proyecto es justamente una curva que indique la variación de los volúmenes de tránsito horario durante el año y el tránsito promedio diario anual (TPDA), de las carreteras nacionales.



**Figura 2.13 Relación entre los volúmenes horarios más altos del año y el TPDA**

**Fuente:** Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y Aplicaciones, Rafael Cal y Mayor Reyes Espíndola <sup>†</sup>, James Cárdenas Grisales.

Estas curvas indican que los volúmenes de tránsito horario en una carretera presentan una amplia distribución durante el año y que generalmente, la mayor parte del volumen de tránsito ocurre durante un número pequeño de horas.

En el Ecuador no se han efectuado estudios para determinar los volúmenes correspondientes a la 30ava hora, pero de las investigaciones realizadas por la composición de tráfico se puede indicar que el volúmenes horario máximo en relación al TPDA varía entre el 5 y 10 por ciento (T.A.M.S.-ASTEC, 2003). El factor  $k$  generalmente decrece a medida de que el TPDA en una carretera se incrementa. Los valores de  $k$  más altos se dan en facilidades viales recreacionales, seguidos por carreteras rurales, suburbanas y urbanas, en orden descendente.

- **Volumen de la Hora Pico:** es la hora del día con el volumen horario más alto de vehículos, que pasan por un punto en una carretera. Siendo el TPDA una medida muy genérica de la intensidad del tránsito a lo largo de un día, se vuelve necesario tomar en debida cuenta las variaciones extremas que registra el movimiento vehicular a lo largo de las veinticuatro horas del día, para seleccionar las horas de máxima demanda como base más apropiada para el diseño geométrico de las carreteras. Los volúmenes de hora pico son usados como la base para el diseño de carreteras y para varios análisis operacionales de la carretera como se verá más adelante.

El tránsito de la hora pico o de la hora punta, recoge la necesidad de referir el diseño no a la hora máxima que se registra en un año, ni a la ocurrencia de demandas horarias extremas, que podrían quedar insatisfechas o con menores niveles de comodidad para la conducción.

#### **2.3.7.4 Variación del Volumen de Tránsito en la hora de Máxima Demanda**

Es necesario conocer la variación del volumen dentro de horas de máxima demanda y cuantificar la duración de los flujos máximos. El volumen horario de máxima demanda no tiene una distribución uniforme durante toda la hora, esto significa que existen periodos cortos dentro de la hora con tasas de flujo mucho mayores a las de la hora misma. Para esta hora de máxima demanda se le da el nombre de *factor de la hora de máxima demanda o de hora punta (FHMD)*, a la relación entre el volumen horario de máxima demanda (VHMD), y el volumen máximo ( $Q_{max}$ ) matemáticamente se expresa como:

$$FHMD = \frac{\text{Volumen Horario de máxima demanda (VHMD)}}{N * [\text{Volumen Máximo (Qmax)}]}$$

Donde:

N= número de períodos durante la hora de máxima demanda.

El factor de la hora de máxima demanda indica las características del flujo de tránsito en periodos máximos, es decir cómo están distribuidos los flujos máximos dentro de la hora. Los periodos dentro de la hora de máxima demanda pueden ser de 5, 10 ó 15 minutos, utilizándose este último con mayor frecuencia para conocer esta variación a corto plazo. Para un periodo de 15 minutos se tiene:

$$FHMD_{15} = \frac{VHMD}{4 * (Q_{max15})}$$

El máximo valor que puede alcanzar el FHMD es la unidad, lo que significa que existe una distribución constante y homogénea de flujos máximos durante la hora. En cambio si los valores obtenidos son mucho menores a uno, estos describen concentraciones de flujo máximos en periodos cortos de la hora.

### **2.3.8 MEDICIONES DEL VOLUMEN DE TRÁFICO AUTOVÍA "OTAVALO-IBARRA"**

Las carreteras, calles, intersecciones, etc, están sujetos a ser cargados por volúmenes de tránsito, con características espaciales y temporales, es decir ocupan espacio y se



producen en un intervalo de tiempo. La interpretación de estas distribuciones se deben a la necesidad de las personas de desplazarse en un espacio y tiempo determinado.

Con el objeto de conocer el volumen de tránsito en la vía se recurre a los aforos del TPDA registrados en la estación de cobro ubicada en la vía. Y para estimar las variaciones de los volúmenes de tránsito a lo largo de las horas del día se realizaron conteos manuales los cuales nos permiten obtener el factor de la hora de máxima demanda. Todos estos parámetros nos servirán de base para evaluar la capacidad y el nivel de servicio actual y futuro, en la vía en estudio.

En esta sección se realiza el análisis de proyecciones para estimar el tráfico futuro que circulará por la vía en estudio, durante 20 años de funcionamiento. Esto es, desde su entrega en septiembre del 2011 hasta el año 2032.

#### **2.3.8.1 Factores de Crecimiento del TPDA:**

Los factores que condicionan la evolución del tráfico son los mismos que condicionan la generación y atracción de los viajes. Hay que señalar que la evolución del tráfico está influenciada, tanto por los factores socioeconómicos que se analizan a continuación, como por las propias características de la oferta disponible de transporte. Una red viaria amplia y cómoda fomenta el crecimiento del tráfico; por el contrario, una red congestionada lo coarta. La existencia de distintos medios de transporte competitivos condiciona la evolución del tráfico en cada uno de ellos.

En los aumentos de tráfico se considera, en primer término, el crecimiento normal causado por el incremento en el número de vehículos automotores, el cual puede

obtenerse delineando curvas por separado, así: una relativa a ascenso de población por año con base en los censos oficiales efectuados; otra referente al número de vehículos por unidad de población, basada en estadísticas anuales sobre automotores que llevan las dependencias de circulación y tránsito, y una tercera sobre el recorrido medio en kilómetros por vehículo con base en el consumo anual de gasolina registrado en una región determinada o en el territorio general del país. Con los resultados obtenidos y comparados de tales curvas puede determinarse una tasa aproximada del aumento del tráfico y aplicarla al año deseado o escogido para el diseño.

Para este análisis, se consideran los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC) sobre la variación de la población, del producto interno (PIB) bruto según Estadísticas Banco Central del Ecuador (BCE) y del parque automotor a través del tiempo para conocer el incremento de la población y el aumento de la actividad económica en el Ecuador.

También se consideran los datos históricos de tráfico consolidados por parte de la Concesionaria Vial que opera en la provincia de Imbabura: *Panamericana Vial S.A. (PANAVIAL), en la estación de peaje de San Roque, por estar ubicada la Panamericana Norte Km 89+625 dentro de la vía en estudio.*

- **Estimación de Datos del Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC)**

En el presente análisis se toma como referencia los datos proporcionados por el INEC para observar como se ha venido desarrollando el comportamiento a través de los años de los Índices de Población, del Parque Automotor y del PIB del Transporte. Estos

factores influyen directamente de forma individual o combinada en la demanda de transporte privado, público y de carga.

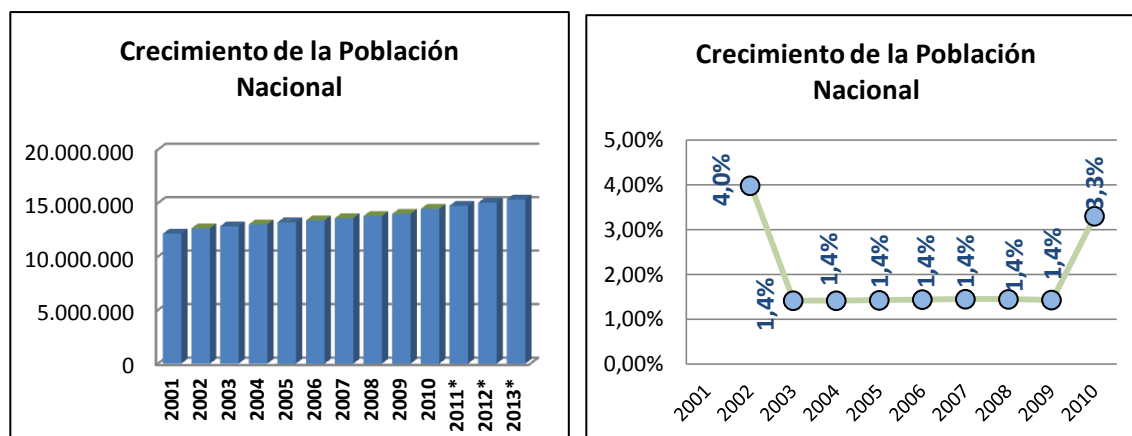
## I. Crecimiento de la Población

Se presentan las cifras del crecimiento poblacional desde el año 2001 al año 2010, fuentes obtenidas de las diferentes publicaciones que realiza el INEC en su portal web. Como podemos apreciar en la Tabla 2.12 se obtuvo un promedio de crecimiento poblacional a nivel nacional del 1,92%.

**Tabla 2.12 Crecimiento Poblacional Nacional**

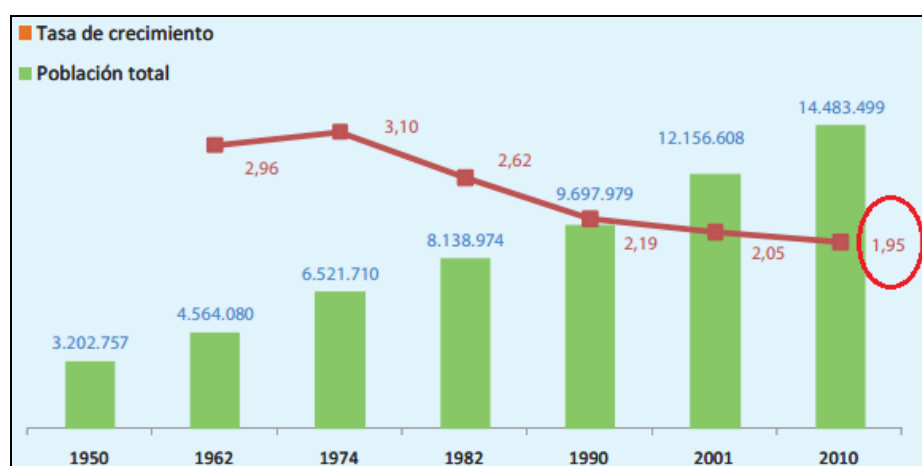
AÑO	TOTAL PAÍS			
	TOTAL	% CRECIMIENTO	Área Urbana	Área Rural
2001	12.156.608		7.310.534	4.846.074
2002	12.660.728	3,98%	7.817.018	4.843.710
2003	12.842.578	1,42%	8.001.231	4.841.347
2004	13.026.891	1,41%	8.187.908	438.983
2005	13.215.089	1,42%	8.378.469	4.836.620
2006	13.408.270	1,44%	8.580.090	4.828.180
2007	13.605.485	1,45%	8.785.745	4.819.740
2008	13.805.095	1,45%	8.993.796	4.811.299
2009	14.005.449	1,43%	9.202.590	4.802.859
2010	14.483.499	3,30%	9.410.481	4.794.419
2011*	14.767.376	1,92%	9.594.926	4.888.390
2012*	15.056.816	1,92%	9.782.987	4.984.202
2013*	15.351.930	1,92%	9.974.734	5.081.892
<b>PROMEDIO ANUAL</b>		<b>1,92%</b>		

*\*Cifras Proyectadas*



**Figura 2.14 Población Total y Tasa de Crecimiento**

En la Figura 2.15 presentada por el INEC en último censo de población y vivienda realizado en el año 2010 se determinó que la tasa de crecimiento para este año fue de 1,95%. Ahora si analizamos la tendencia que presenta la curva de tasas de crecimiento podemos inferir que el valor de 1,92% encontrado, se ajusta perfectamente al año de ejecución de este estudio.



**Figura 2.15 Población Total y Tasa de Crecimiento**

**Fuente:** Fascículo Nacional 2010 INEC, Censos:1950-1962-1974-1982-1990-2001-2010

Para determinar los índices de crecimiento entre los dos últimos censos se ha utilizado el

método geométrico el mismo que puede ser empleado para poblaciones en plena dinámica de crecimiento con grandes posibilidades de desarrollo. Este cálculo responde a la siguiente ecuación:

$$P_f = P_a(1 + r)^n$$

Donde:

$P_f$  = población futura

$P_a$  = población actual

$r$  = índice de crecimiento

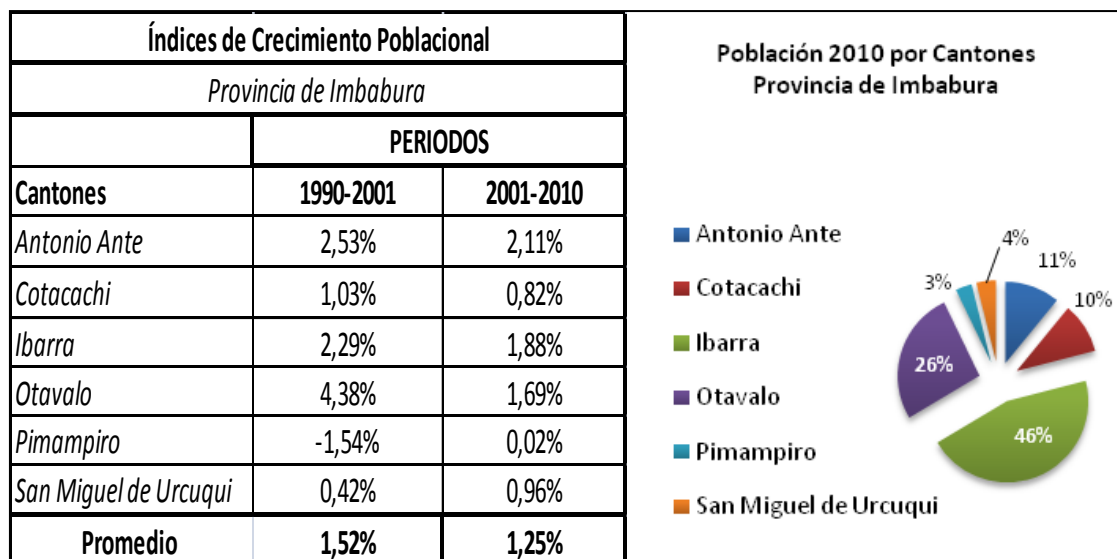
$n$  = número de años comprendido entre cada censo.

Utilizando los resultados de los censos poblacionales de la Tabla 2.12 y despejando de la ecuación anterior el índice de crecimiento, podemos conocer cuál es el crecimiento poblacional de cada uno de los cantones que comprenden la provincia de Imbabura, territorio donde se emplaza la vía en estudio. Obteniéndose los índices mostrados en el Cuadro 2.18:

**Tabla 2.13 Crecimiento Poblacional Provincial**

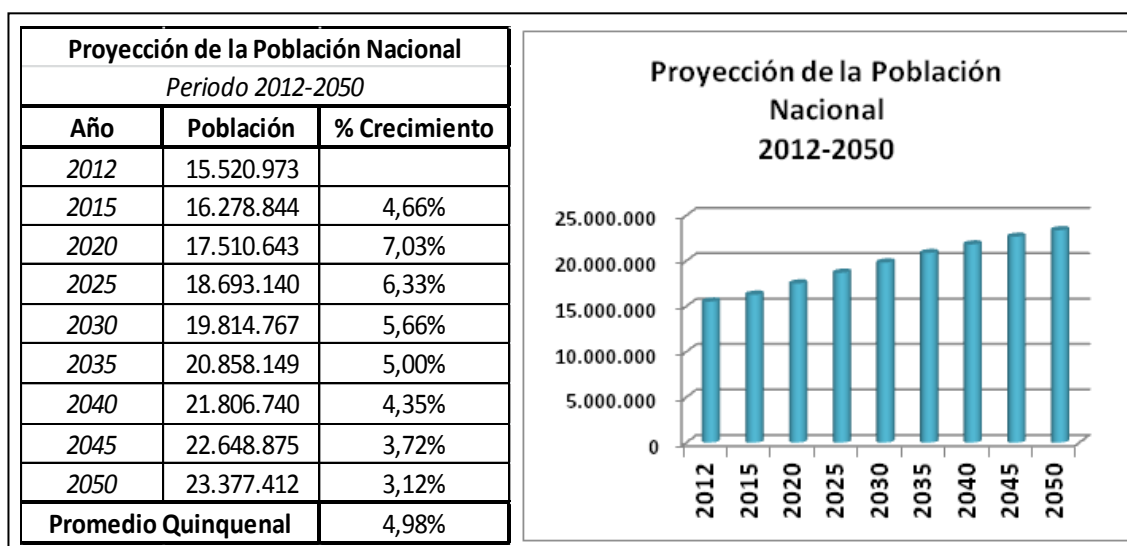
<b>Resultados Censos Poblacionales</b>			
<b><i>Provincia de Imbabura</i></b>			
<b>Cantones</b>	<b>1990</b>	<b>2001</b>	<b>2010</b>
<i>Antonio Ante</i>	27.375	36.053	43.518
<i>Cotacachi</i>	33.250	37.215	40.036
<i>Ibarra</i>	119.493	153.256	181.175
<i>Otavalo</i>	56.286	90.188	104.874
<i>Pimampiro</i>	15.359	12.951	12.970
<i>San Miguel de Urcuqui</i>	13.736	14.381	15.671
<b><i>TOTAL</i></b>	<b>265.499</b>	<b>344.044</b>	<b>398.244</b>

**Cuadro 2.17 Índices de Crecimiento**  
**Provincia: Imbabura**



Las proyecciones futuras de la población nacional y especialmente las de la provincia de Imbabura con sus respectivos cantones, de acuerdo a las cifras publicadas por el INEC en su informe para Estimaciones de proyecciones de población del año 2012 son las siguientes:

**Cuadro 2.18 Proyección Nacional (2012-2050)**

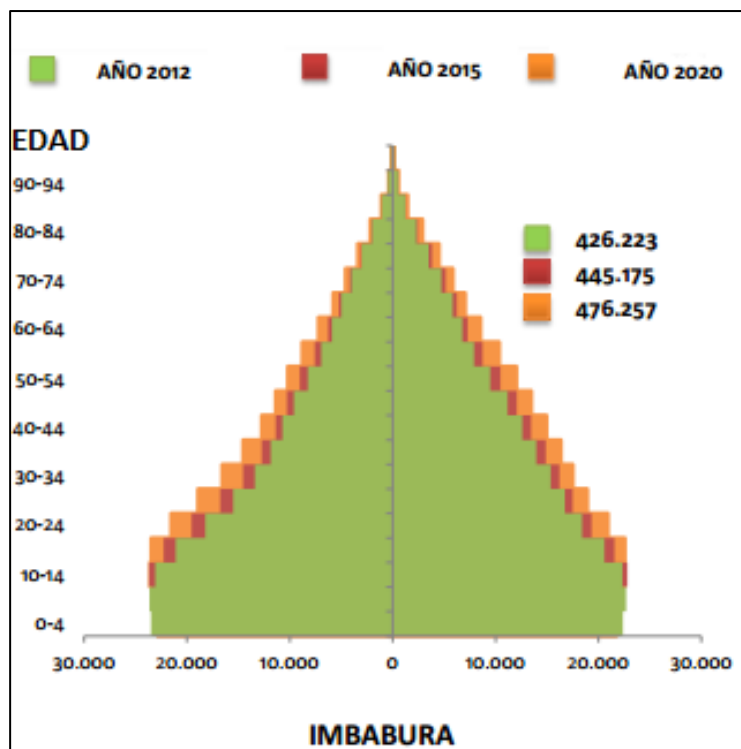


**Tabla 2.14 Proyección Provincia de Imbabura**

<b>Proyección de la Población Provincial</b>		
<i>Periodo 2012-2050</i>		
<b>Año</b>	<b>Población</b>	<b>Índice de Crecimiento</b>
<i>2012</i>	426.223	
<i>2015</i>	445.175	1,46%
<i>2020</i>	476.257	1,36%
<b>Promedio</b>		<b>1,41%</b>

**Tabla 2.15 Proyección de la Población por Cantones de Imbabura**

<b>Índices de Crecimiento Cantonal</b>		
<i>Provincia de Imbabura</i>		
	<b>PERIODOS</b>	
<b>Cantones</b>	<b>2012-2015</b>	<b>2015-2020</b>
<i>Antonio Ante</i>	1,92%	1,81%
<i>Cotacachi</i>	0,62%	0,51%
<i>Ibarra</i>	1,68%	1,57%
<i>Otavalo</i>	1,50%	1,38%
<i>San Miguel de Urququi</i>	0,77%	0,66%
<b>Promedio</b>	<b>1,30%</b>	<b>1,19%</b>



**Figura 2.16 Pirámide de Proyección por Edades de la Población**

**Fuente:** Estimaciones de proyecciones de población INEC 2012.

De acuerdo a los índices de crecimiento encontrados a nivel local podemos inferir que el incremento poblacional más importante se da en los cantones de: Otavalo, Antonio Ante e Ibarra. Si comparamos el promedio de 1,25 del Cuadro 2.17, con el crecimiento a nivel nacional de 1,95%, notamos una diferencia importante, la misma que será tomada en consideración para fijar la tasa de crecimiento poblacional.

## II. Crecimiento del Parque Automotor

En las tablas a continuación se muestran las cifras del crecimiento de transporte desde el año 2003 al año 2010 obtenidas del INEC. Como podemos apreciar se obtuvo un crecimiento considerable en los años 2003-2006 y en el año 2007 el porcentaje de crecimiento disminuyó porque en el país se matriculó 41.359 vehículos menos que en el



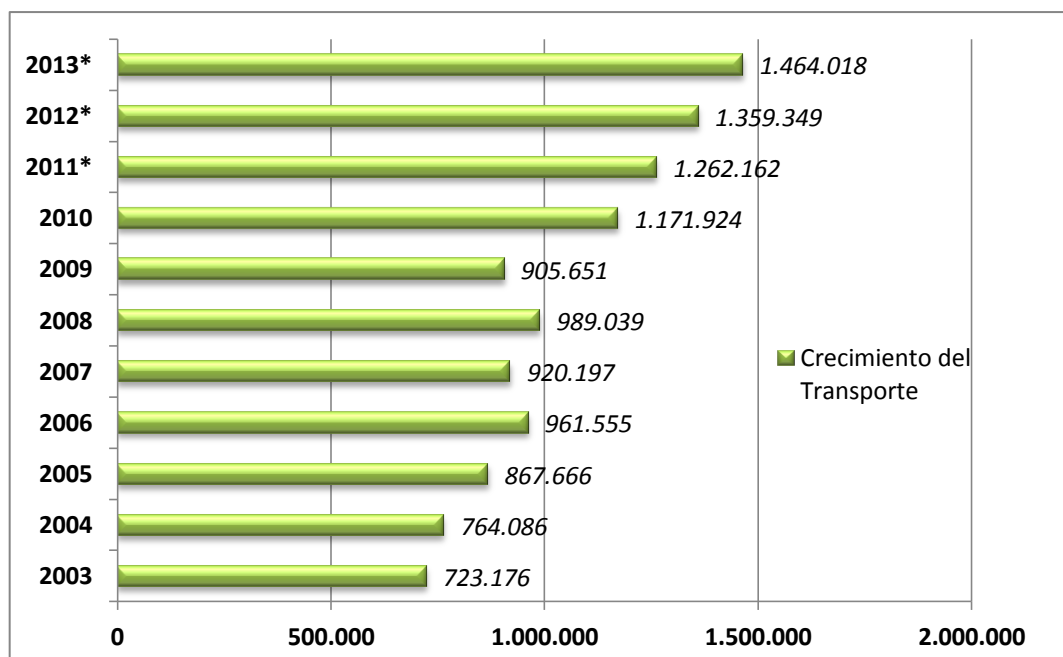
2006, de igual forma ocurre en el año 2009 donde esta cifra disminuye a 905.651, pero en el año 2010 ésta crece en un 29,4% siendo la tasa más alta registrada del período analizado. Como resultado el porcentaje promedio del parque automotor fue del 7,7%.

**Tabla 2.16 Crecimiento del Parque Automotor**  
**Ámbito: Nacional (En valores absolutos)**

Años	Vehículos Matriculados	Resta	% Crecimiento	Promedio
2003	723.176	-----	-----	<b>7,7%</b>
		40.910	5,7	
2004	764.086	103.580	13,6	
2005	867.666	93.889	10,8	
2006	961.555	-41.358	-4,3	
2007	920.197	68.842	7,5	
2008	989.039	-83.388	-8,4	
2009	905.651	266.273	29,4	
2010	1'171.924	90.238	7,7	
2011*	1'262.162	97.186	7,7	
2012*	1'359.349	104.670	7,7	
2013*	1'464.018			
<b>TOTAL</b>	<b>11'388.823</b>		<b>77,4</b>	

\* Valores Proyectados

**Fuente:** www.inec.gob.ec (INEC 2012)



\* Valores Proyectados

**Figura 2.17 Crecimiento del Transporte a Nivel Nacional**

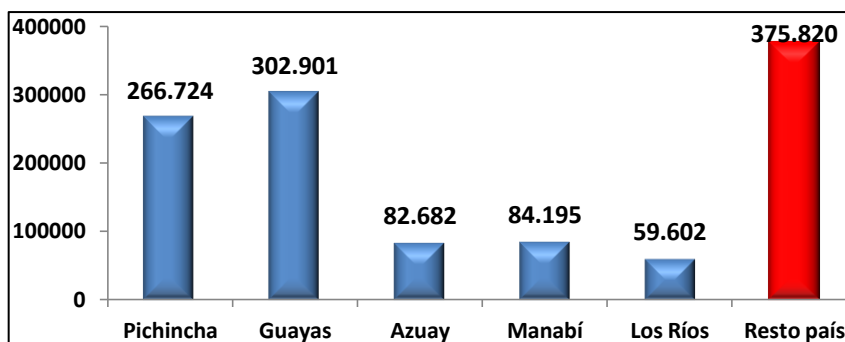
**Fuente:** [www.inec.gob.ec](http://www.inec.gob.ec) (INEC 2012)

El parque automotor ecuatoriano cerró el año 2012 con aproximadamente 1,9 millones de vehículos. De ellos, alrededor del 27% se registran en la ciudad de Quito y el 23% en Guayaquil, seguidos de Cuenca y Ambato con el 5,6% y el 3,7% del total de vehículos respectivamente (ecuador-vial, 2012).

El incremento del parque automotor es el factor más importante, aunque no debe considerarse aislado porque, a su vez, está ligado a los dos factores: motorización y tráfico. De manera general puede decirse que el desarrollo de la motorización y del tráfico ha seguido y seguirá en el futuro tendencias paralelas, ya que uno es el origen del otro. El incremento, en el nivel de motorización se debe a los siguientes factores:

- ✓ La evolución en el tiempo, en la utilización de los vehículos como consecuencia de nuevos hábitos sociales, distintos costes de explotación de los vehículos y distinta oferta de infraestructura vial.
- ✓ La evolución en el poder adquisitivo de nuevos vehículos. Se brindan además mayores facilidades para la obtención de un vehículo en las concesionarias de vehículos mediante con líneas de crédito a mayores plazos y menores tasas de interés.
- ✓ La evolución en la distribución del parque en el territorio nacional, a favor, en el futuro, de mayores tasas de crecimiento e incluso mayores índices de motorización en zonas suburbanas y rurales.
- ✓ El incremento de la restricción al transporte privado en el centro de las grandes ciudades.
- ✓ La reducción en el futuro de la edad mínima para obtener el permiso de conducir.
- ✓ Los incrementos en los costos de funcionamiento de los vehículos, especialmente de los combustibles.

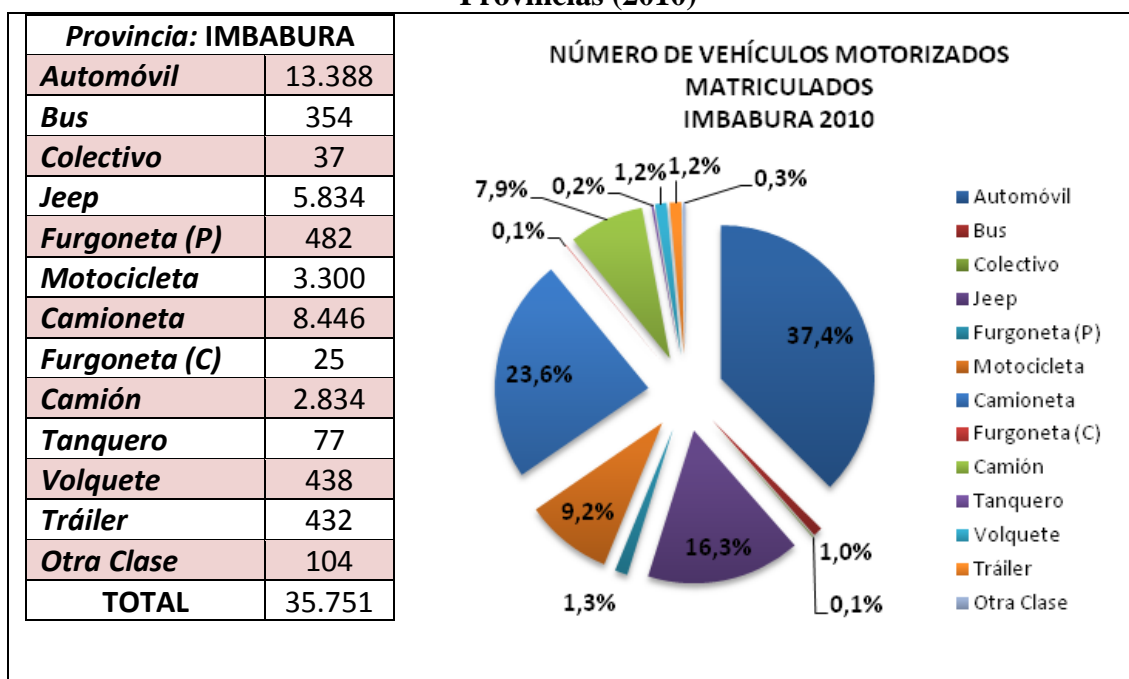
Dentro del concepto uso del suelo como factor condicionante de la evolución del tráfico, cabe destacar la importancia que como focos de generación y atracción de viajes, y por tanto de su evolución, tienen distintos usos: residencial, de trabajo (industrias, oficinas), de servicios (tiendas, cafeterías, hospitales, escuelas), de recreo (espectáculos, estadios, zonas turísticas).



**Figura 2.18 Vehículos Matriculados Según Provincias Año 2010**  
Total Nacional 1.171.924

Fuente: Anuario de Estadísticas del Transporte (INEC 2010)

**Cuadro 2.19 Número de Vehículos Motorizados Matriculados, por clase, según Provincias (2010)**



Fuente: Anuario de Estadísticas del Transporte (INEC 2010)

De acuerdo a esta última gráfica, los vehículos livianos de servicio privado, son los que marcan la tendencia con respecto al crecimiento del parque automotor, por lo que si al

existir un aumento en la demanda de vehículos livianos, existirá un aumento en el TPDA principalmente.

### III. Crecimiento del Producto Interno Bruto (PIB)

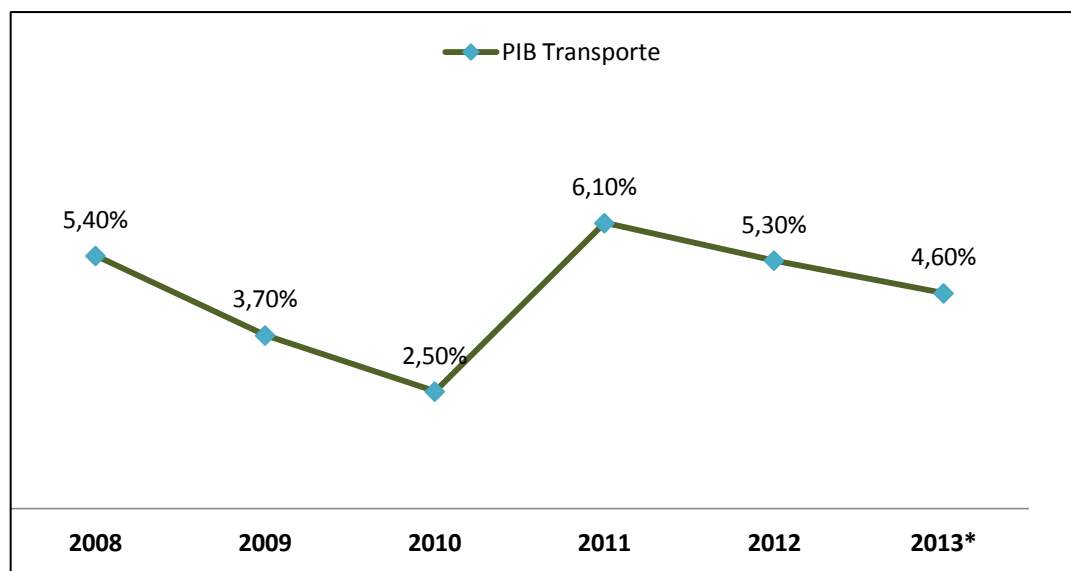
En la siguiente tabla se detallan en porcentaje el crecimiento que ha tenido el Producto Interno Bruto en sector del transporte y almacenamiento, desde el año 2008 hasta el 2012 según datos proporcionados por el Banco Central del Ecuador (BCE). Como podemos se obtuvo un crecimiento promedio de 4,6%.

**Tabla 2.17 Crecimiento del PIB en el Sector del Transporte y Almacenamiento**

AÑO	TOTAL PAÍS	
	% CRECIMIENTO	PROMEDIO ANUAL
2008	5,40%	
2009	3,70%	
2010	2,50%	
2011	6,10%	<b>4,60%</b>
2012	5,30%	
2013*	4,60%	

\* Valor Proyectado

**Fuente:** Dirección de Estadísticas Económica Banco Central del Ecuador, 2012



*\*Valor Proyectado*

**Figura 2.19 Crecimiento del PIB en el Sector del Transporte y Almacenamiento**

**Fuente:** Dirección de Estadísticas Económica Banco Central del Ecuador, 2012

El comerciante que utiliza camiones o camionetas para comercializar sus productos, se convierte en el principal agente generador de desarrollo económico. Al existir una creciente demanda de los productos, el comercio entre diferentes poblaciones a nivel nacional influye directamente en el crecimiento de los automotores que transitan por determinada ruta de transporte terrestre.

#### **IV. Proyecciones por Indicadores**

Se resume en la Tabla 2.18 los índices, promedio, pesos y el porcentaje estimado para el cálculo de las proyecciones.

- El Índice de la Población muestra un promedio de 1,92% de crecimiento al cual se dio un peso del 70% puesto que la población siempre estará en crecimiento y no se va a dar el caso en que vaya a decrecer

- El Índice de Transporte muestra un promedio del 7,7% de crecimiento al cual se le dio un peso igual al 10%. Esto debido a que al número de vehículos nuevos matriculados que ingresaron al parque automotor estos últimos años y además este índice como se puede ver en las graficas respectivas tiende a variar significativamente como sucedió en el año 2007.
- El Índice del PIB de Transporte dio como promedio de crecimiento anual una tasa del 4,60%, fijándose el 20% como su peso, en función al crecimiento o decrecimiento de la producción o los servicios de transporte a nivel nacional estos siempre están en continuo crecimiento y no depende directamente de factores como el de matriculación que a diferencia del Índice de Parque Automotor puede resultar una disminución.

**Tabla 2.18 Porcentaje Estimado de Índices**

ÍNDICES	PROMEDIOS	PESOS	%
<i>Población</i>	1,92%	70%	1,34
<i>Parque Automotor</i>	7,7%	10%	0,77
<i>PIB Transporte</i>	4,6%	20%	0,92
% ESTIMADO			3,03 %

*Conclusión:* El porcentaje de crecimiento obtenido es de 3,03% que puede ser perfectamente empleado como la tasa de crecimiento vehicular para realizar proyecciones futuras. Como se pudo ver a lo largo de todo el procedimiento el factor poblacional tiene una incidencia directa sobre la demanda de vehículos, lo que a su vez incrementa el número de vehículos del parque automotor.

Para efectos de este estudio se realiza el análisis del registro estadístico clasificado de los vehículos que pasan por la estación de peaje de "San Roque" desde el año 2001 hasta

agosto de 2012, los mismos que ha sido proporcionados por el MTOP. Con la finalidad de obtener las tasas de crecimiento para los diferentes vehículos y de este modo obtener un valor del TPDA para el año de diseño de la vía.

### **2.3.8.2 Intensidades de Tráfico**

El volumen de tráfico en cualquier carretera está determinado por el número y tipo de vehículos que pasan por un punto dado durante un periodo de tiempo específico. Varía a lo largo del tiempo siguiendo una ley que puede considerarse formada por una tendencia a largo plazo, a la que se superponen unas oscilaciones cíclicas (anuales, semanales y diarias) y unas variaciones puramente aleatorias.

Al estudiar los volúmenes de tráfico medios diarios correspondientes a una serie de años, se observa en la mayoría de carreteras una tendencia creciente. Este crecimiento general del tráfico es debido principalmente al aumento en los índices analizados anteriormente, correspondientes a la población, PIB de la transportación y el grado de motorización existente.

El grado de confiabilidad de la información sobre los volúmenes de tráfico está en relación directa a la magnitud y calidad de la base de datos, así como al volumen o técnicas de recopilación empleadas. En la Tabla 2.19 tenemos el Tráfico Consolidado de Vehículos registrados en la estación de peaje “San Roque” de forma permanente, desde el año 2001 hasta el mes de agosto de 2012 por lo que el grado de confianza será alto. La estación de Peaje "San Ronque" está ubicada en el Km 89+625, sector Cotacachi.





**Fotografía 2.3 Estación de Peaje "San Roque"**

Todo el análisis toma como referencia los datos proporcionados por la Subsecretaría de Concesiones y Delegaciones del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (MTOPE), ya que la autovía "Otavalo-Ibarra" se encuentra dentro del Corredor Norte (E-35) Tramo Cajas- Ibarra concesionado a la empresa PANAVIAL S.A quien es la entidad responsable de presentar informes de tráfico y recaudo periódicos al MTOPE, de las estaciones de peaje ubicadas a todo lo largo del tramo concesionado.

**Tabla 2.19 Tráfico Consolidado Año 2001-2012**  
**Estación de Peaje: San Roque**

<b>CORREDOR NORTE (E 35)</b>														
<b>Ambos Sentidos</b>														
<b>TRÁFICO ESTACIÓN PEAJE: SAN ROQUE</b>														
<b>TRAMO: Cajas - Ibarra</b>														
Clasificación	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	Ene- Ago 2012	TOTAL	%
<i>Livianos</i>	1.180.488	2.422.947	2.442.406	2.499.096	2.602.419	2.740.042	3.039.327	3.341.548	2.987.747	3.330.476	4.433.661	3.275.253	34.295.410	74,2%
<i>Camión 2 Ejes</i>	421.343	839.905	844.140	848.431	826.014	826.603	908.971	938.534	899.665	921.442	981.439	674.557	9.931.044	21,5%
<i>Camión 3 Ejes</i>	29.362	54.467	50.449	48.474	44.721	41.066	45.469	49.228	42.368	53.375	59.587	37.862	556.428	1,2%
<i>Camión + 3 Ejes</i>	40.106	71.494	76.802	76.607	82.552	84.841	92.991	95.034	91.489	97.931	106.404	75.134	991.385	2,1%
<b>TOTAL</b>	<b>1.671.299</b>	<b>3.388.813</b>	<b>3.413.797</b>	<b>3.472.608</b>	<b>3.555.706</b>	<b>3.692.552</b>	<b>4.086.758</b>	<b>4.424.344</b>	<b>4.021.269</b>	<b>4.403.224</b>	<b>5.581.091</b>	<b>4.062.806</b>	<b>45.774.267</b>	-----
<i>Motos</i>	3.977	11.675	15.925	17.294	23.545	35.081	44.029	55.245	60.038	60.164	71.493	57.587	456.053	1,0%
<b>TOTAL GENERAL</b>	<b>1.675.276</b>	<b>3.400.488</b>	<b>3.429.722</b>	<b>3.489.902</b>	<b>3.579.251</b>	<b>3.727.633</b>	<b>4.130.787</b>	<b>4.479.589</b>	<b>4.081.307</b>	<b>4.463.388</b>	<b>5.652.584</b>	<b>4.120.393</b>	<b>46.230.320</b>	100,0%

La empresa concesionaria cuenta con unos de los equipos de control de tránsito más modernos en el mundo, el cual ha sido completamente desarrollado en México y ha permitido obtener un producto acorde con las aplicaciones de la red carretera ecuatoriana.

Estos equipos se encuentran funcionando desde los inicio de las operaciones en todas las estaciones de peaje a cargo de PANAVIAL S.A., manteniéndolos actualizados con los últimos avances tecnológicos en esta materia.

Estos dispositivos generan datos e información automática, con un alto grado de confiabilidad para reportar las ventas al Servicio de Rentas Internas y el detalle de tráfico para el Ministerio de Obras Públicas, que es el organismo concedente. Tomando en consideración lo antes anotado podemos inferir resultados veraces y confiables, ya que los volúmenes reportados por dicha estación de cobro reflejan los índices verdaderos de operación y servicio que el tramo en estudio presta a sus ocupantes.

- **Metodología de Proyecciones del Tráfico por Datos de Tráfico**

El análisis operativo de un determinado sistema vial no debe basarse únicamente en los volúmenes actuales de tráfico, sino que también debe considerarse su previsión a futuro para efectos de obtener resultados más globales. Generalmente este periodo es de 20 años y no se justifica extenderlo más en una proyección, ya que para entonces se habrán operado cambios en la economía de la región, en su población y en los índices de desarrollo que no pueden predecirse con grado alguno de seguridad. El Manual de Normas Geométricas del MOP, señala que los estudios de tráfico futuro deben ser realizados para proyecciones de 15 ó 20 años y no son recomendadas proyecciones vehiculares de 10 años debido al fuerte y aun no estabilizado crecimiento vehicular en el país.

## I. Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA)

Se define al Tráfico Promedio Diario (TPD), como el número de vehículos que pasan durante un periodo dado (en días completos) igual o menor a un año dividido para el número de días del periodo. En nuestro caso se requiere obtener el TPDA ya que se cuenta con registros de tráfico anual (TA) y esta sumatoria dividirla para el número de días con los que cuenta un año:

$$TPDA = \frac{\text{Tráfico Anual (TA)}}{365} \rightarrow \text{Vehículos por Día (Veh./día)}$$

## II. Clasificación del TPDA

La diferencia de tamaño y peso de los vehículos hace que estos tengan distintas características de operación. Dos clases de vehículos se distinguen por su influencia en la operación del tráfico, de acuerdo con sus pesos y tamaños:

a) *Vehículos Livianos o de pasajeros (4 ruedas)*: son automóviles, jeeps y demás vehículos para cargas pequeñas como camionetas (pick-up), que tengan características similares.


- Livianos Dimensiones (m):

<i>Longitud</i>	5,80
<i>Ancho</i>	2,14
<i>Altura desde la calzada a los ojos del conductor (promedio)</i>	1,20
<i>Distancia entre ejes extremos del</i>	3,35

<i>vehículo</i>	
<i>Distancia entre ruedas del mismo eje</i>	1,83
	

b) *Vehículos pesados o comerciales (6 o más ruedas):* buses, camiones y remolques, provistos de doble llanta en el par trasero y cuyas condiciones de operación son diferentes entre sí.

- Buses Dimensiones (m):

<i>Longitud</i>	9,15
<i>Ancho</i>	2,59
<i>Altura desde la calzada a los ojos del conductor (promedio)</i>	1,20
<i>Distancia entre ejes extremos del vehículo</i>	6,10
<i>Distancia entre ruedas del mismo eje</i>	2,59
	

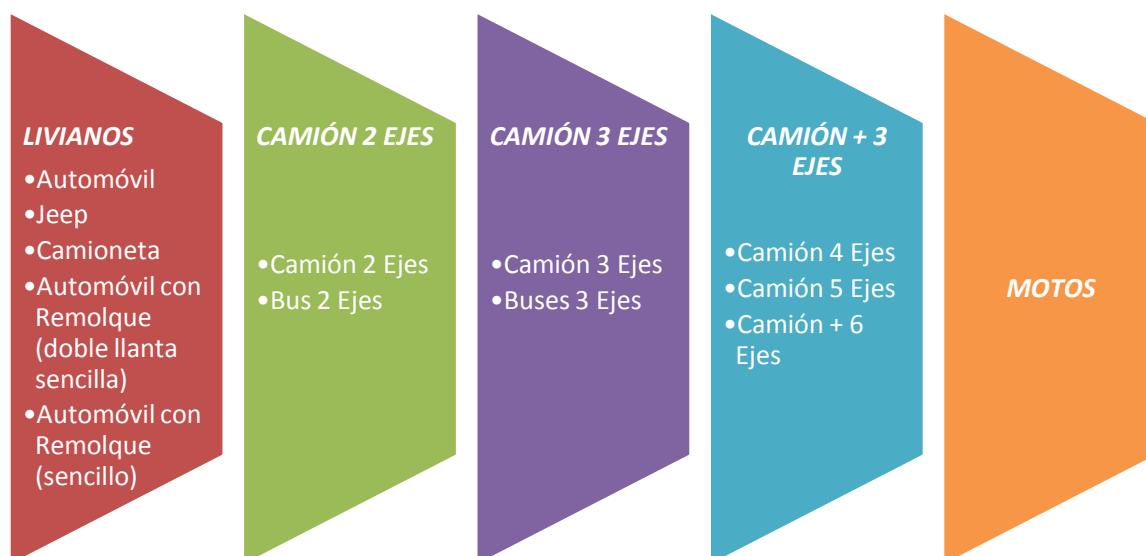
- Camiones 2 Ejes Dimensiones (m):

<i>Longitud</i>	7,30
<i>Ancho</i>	2,44
<i>Altura desde la calzada a los ojos del conductor (promedio)</i>	1,20
<i>Distancia entre ejes extremos del vehículo</i>	4,50
<i>Distancia entre ruedas del mismo eje</i>	2,44



c) *Motocicletas (2 y 3 ruedas)*: vehículos pequeños.

En este estudio se han clasificado a los vehículos de la siguiente forma:



*Nota:* los registros de volúmenes totales de tránsito anual y mensual provistos (Tráfico Consolidado 2001-2012) manejan esta clasificación y no consideran a los Buses por separado.

### 2.2.3.5.3 Variación horaria, diaria y mensual del volumen de tránsito

Es necesario conocer la demanda en forma cuantitativa: volúmenes de tránsito; y en forma cualitativa las distribuciones horarias (hora pico) y composición del tráfico. Las variaciones de los volúmenes de tránsito a lo largo de las horas del día, dependen del tipo de ruta, según las actividades del sector, puesto que hay rutas de tipo turístico, agrícola, comercial, etc.

Durante el día existen variaciones respecto al horario y las actividades normales del sector analizado, así también ocurren variaciones de un día respecto de otro, para las carreteras principales de lunes a viernes los volúmenes son muy estables, los máximos, generalmente se registran durante el fin de semana ya sea el sábado o el domingo, debido a que durante estos días, por estas vías circula una demanda de usuarios de tipo turístico que se desplazan a las principales ciudades y atractivos turísticos. Por otro lado

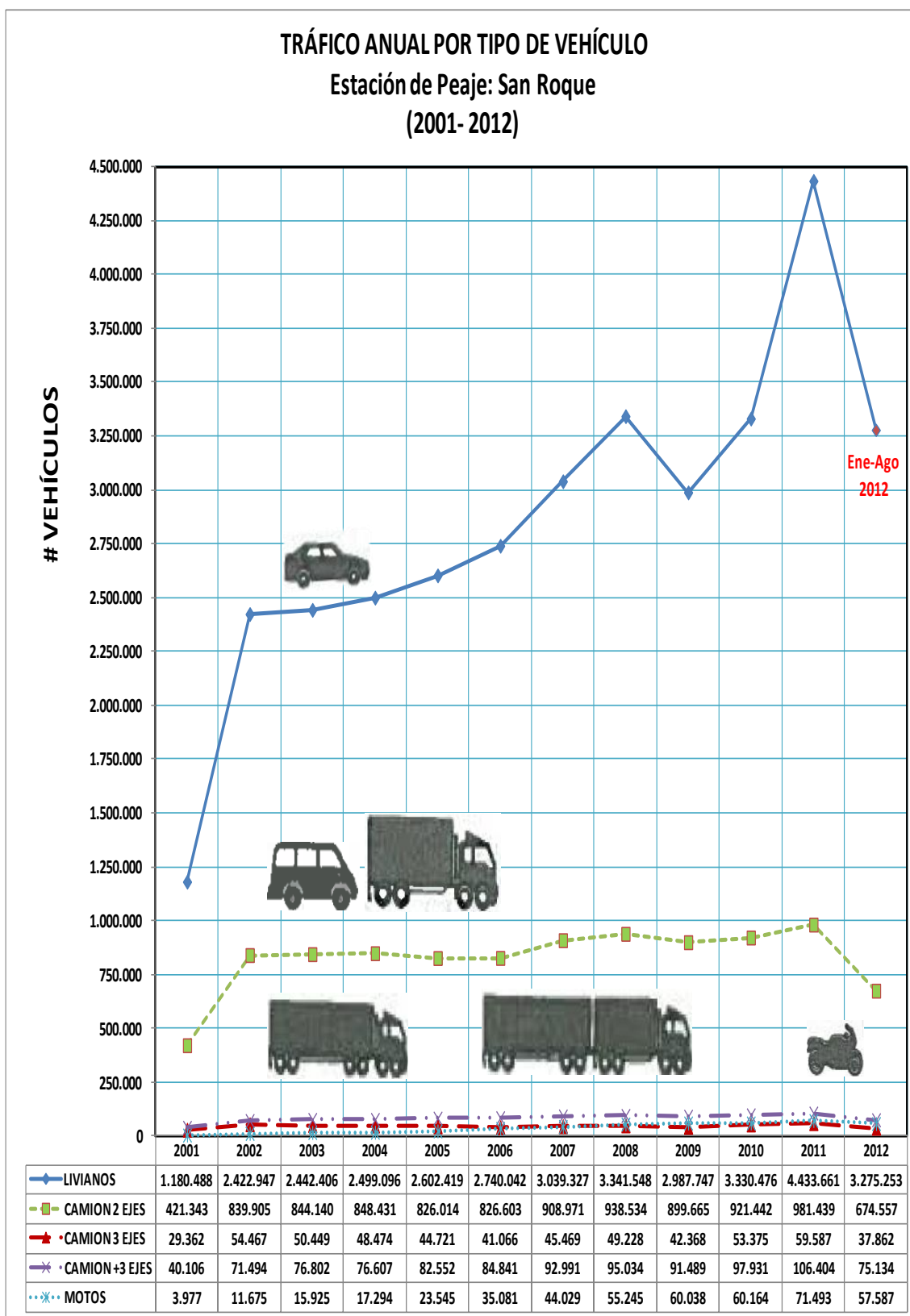
en las calles de la ciudad, la variación de los volúmenes de tránsito diario no es muy pronunciada entre semana, esto es, están más o menos distribuidos en los días laborables.

También es importante destacar en conformidad a la variación diaria y mensual de los volúmenes de tránsito tanto a nivel urbano como rural, que se presentan máximos aquellos días de eventos especiales o festividades como Navidad, Semana Santa, fin de año, etc.

Sin embargo, el patrón de variación de cualquier vialidad no cambia mayormente de año a año, a menos que ocurran cambios importantes en su diseño, en los usos de la tierra, o construyan nuevas calles o carreteras que funcionen como alternas.

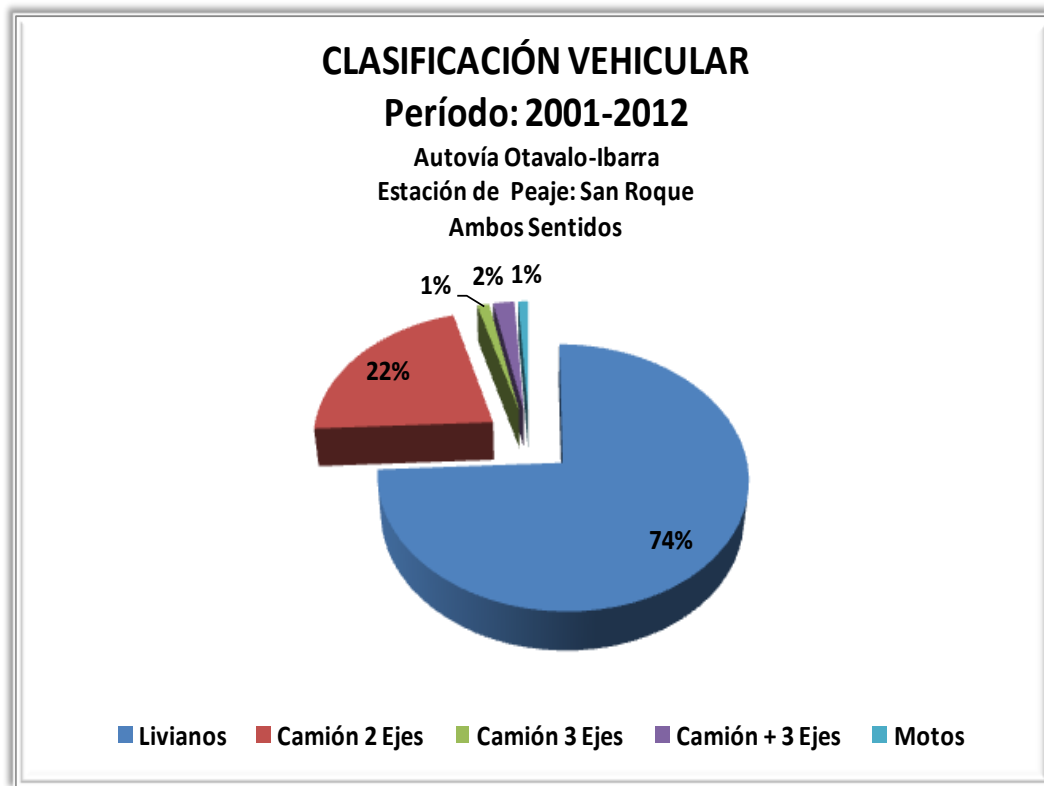
En la Figura 2.20 se puede ver la variación anual de cada uno de los tipos de vehículos durante el periodo de análisis 2001- Ago. 2012 del registro de tráfico obtenido:





**Figura 2.20 Variación Anual por Tipo de Vehículo (2001- Ago. 2012)**

El porcentaje de participación de cada uno de los tipos de vehículos, representados a lo largo de todo el periodo de registros anuales es el siguiente:



**Figura 2.21 Porcentaje de Participación Vehicular (2001- Ago. 2012)**

Para obtener el Tráfico Promedio Anual por Tipo de Vehículo, se suma por separado los vehículos livianos, buses y camiones de 2, 3 y más de 3 ejes; tomados del registro estadístico de la estación de peaje de San Roque de la Tabla 2.20 y se divide para los 365 días que tiene un año, como se indica a continuación:

**Tabla 2.20 Clasificación según Tipo de Vehículo TPDA (2001-2012)**

<b>CORREDOR NORTE (E 35)</b>												
<b>Ambos Sentidos</b>												
TPDA= Tránsito Anual (TA)/365												
<b>Clasificación</b>	<b>2001</b>	<b>2002</b>	<b>2003</b>	<b>2004</b>	<b>2005</b>	<b>2006</b>	<b>2007</b>	<b>2008</b>	<b>2009</b>	<b>2010</b>	<b>2011</b>	<b>Ene-Ago 2012</b>
<i>Livianos</i>	3.234	6.638	6.692	6.847	7.130	7.507	8.327	9.155	8.186	9.125	12.147	13.423
<i>Camión 2 Ejes</i>	1.154	2.301	2.313	2.324	2.263	2.265	2.490	2.571	2.465	2.524	2.689	2.765
<i>Camión 3 Ejes</i>	80	149	138	133	123	113	125	135	116	146	163	155
<i>Camión + 3 Ejes</i>	110	196	210	210	226	232	255	260	251	268	292	308
<b>TOTAL</b>	<b>4.578</b>	<b>9.284</b>	<b>9.353</b>	<b>9.514</b>	<b>9.742</b>	<b>10.117</b>	<b>11.197</b>	<b>12.121</b>	<b>11.018</b>	<b>12.063</b>	<b>15.291</b>	<b>16.651</b>
<i>Motos</i>	11	32	44	47	65	96	121	151	164	165	196	236
<b>TPDA</b>	<b>4.589</b>	<b>9.316</b>	<b>9.397</b>	<b>9.561</b>	<b>9.807</b>	<b>10.213</b>	<b>11.318</b>	<b>12.272</b>	<b>11.182</b>	<b>12.228</b>	<b>15.487</b>	<b>16.887</b>

El volumen de tráfico contabilizado en el año 2012 para el periodo comprendido entre los meses de enero a agosto, se lo dividió para el total de días transcurridos en dicho período para obtener el tráfico promedio anual del año 2012, el mismo que es igual a 16.887.

En el siguiente apartado se efectuara un análisis mucho más detallado del TPDA existente para el año 2012 aplicando los respectivos factores de ajuste con la finalidad de corroborar su correspondiente estimación, utilizando las relaciones entre los volúmenes de tránsito promedio diario, anual, mensual y semanal.

### **III. Cálculo del Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) Existente:**

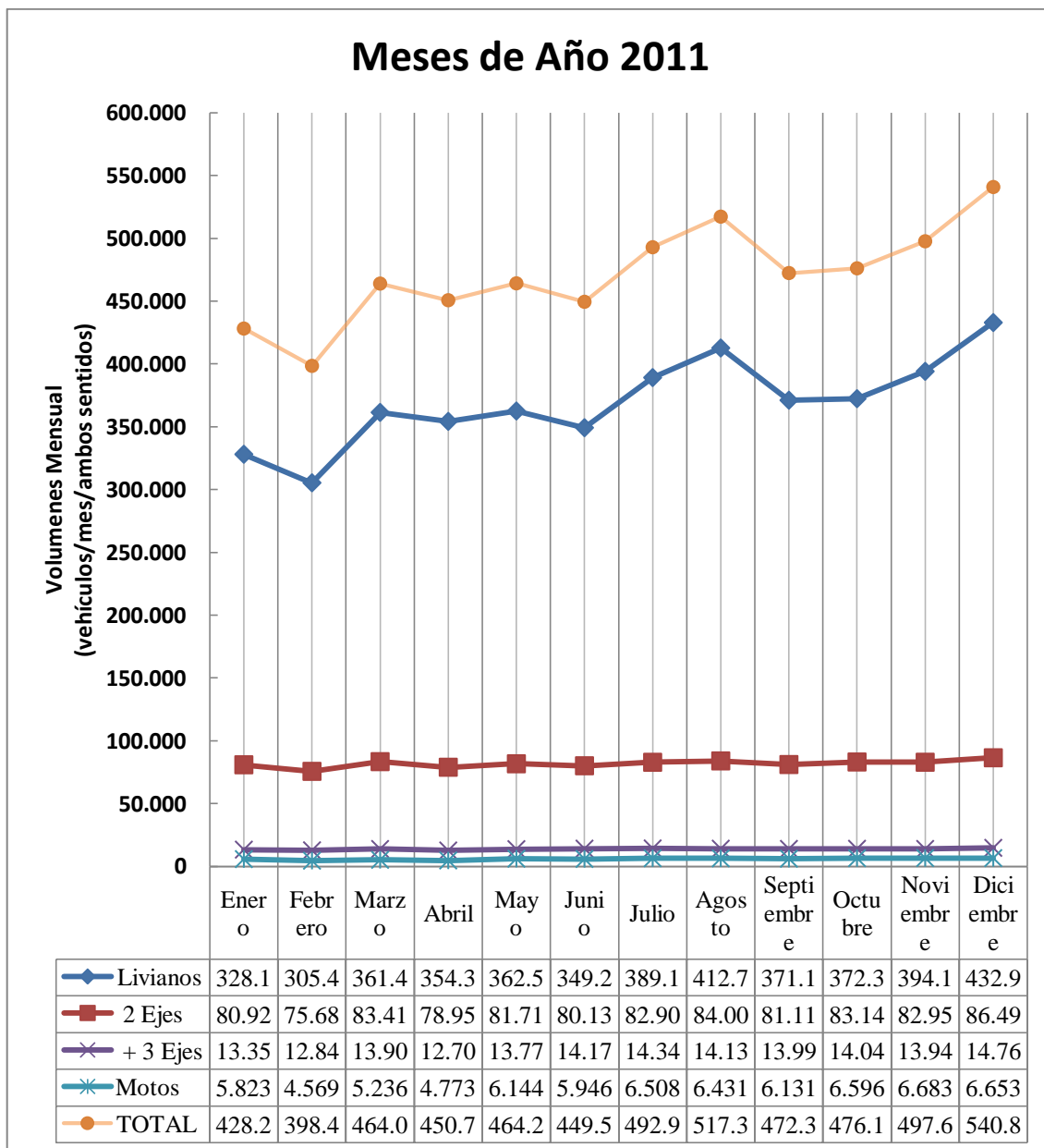
Los volúmenes registrados en el mes de Agosto en la Estación de Peaje San Roque, se procesaron de la siguiente manera:

- En una hoja electrónica se contabiliza los volúmenes diarios registrados en los 7 días de la semana.
- Se calcula el tráfico promedio diarios semanal (TPDS), que resulta de la división de la suma total de los días de conteo para 7.

- Se aplica el factor de ajuste semanal ( $F_s$ ) correspondiente a la cuarta semana del mes de agosto. Si no se tuviere la información completa de los volúmenes de tránsito mensuales, se podría considerar que esta semana no está afectada por ningún evento especial, es representativa del mes y por consiguiente el  $F_m=1,00$ . Aplicando este factor se obtiene el tráfico promedio diario mensual (TPDM).
- Ahora si no se tiene el factor estacional de ajuste mensual ( $F_m$ ), se puede recurrir al cuadro de "Factores de Ajuste" por provincia, obtenido del consumo de combustibles en la provincia de Imbabura y se obtiene el TPDA para el año 2012.

En la siguiente figura se puede observar la variación mensual registrada por tipo de vehículo.

*Nota:* En el Anexo 1, se presentan los factores de ajuste mensual ( $F_m$ ) por provincia, considerando el consumo de gasolina extra, súper, diesel, información proporcionada por "Petrocomercial".



**Figura 2.22 Variación Mensual del Volumen Total de Vehículos (Año 2011) por Tipo de Vehículo**

Los meses con mayores volúmenes de tráfico son los correspondientes al mes de agosto y al mes de diciembre siendo su porcentaje de participación del total del tráfico registrado en el ese año igual al 9,15 % y el 9,56 % respectivamente. En la Tabla 2.21 se calcularon los factores mensuales de acuerdo al TPDM del año 2011.

**Tabla 2.21 Volumen Mensual de Vehículos (Año 2011)**

<b>Variación Mensual del Volumen de Tránsito</b>				
<b>Tramo: Cajas - Ibarra</b>				
<b>Ambos Sentidos</b>				
<b>Año: 2011</b>				
<b>Meses</b>	<b>TM</b>	<b>TPDM</b>	<b>TPDM/TPDA</b>	<b>Factor Mensual Fm</b>
	<b>(Veh./mes)</b>	<b>(Veh./mes)</b>		
<i>Enero</i>	428.204	13.813	0,89	1,12
<i>Febrero</i>	398.496	14.232	0,92	1,09
<i>Marzo</i>	464.006	14.968	0,97	1,03
<i>Abril</i>	450.749	15.025	0,97	1,03
<i>Mayo</i>	464.208	14.974	0,97	1,03
<i>Junio</i>	449.526	14.984	0,97	1,03
<i>Julio</i>	492.942	15.901	1,03	0,97
<i>Agosto</i>	517.307	16.687	1,08	0,93
<i>Septiembre</i>	472.393	15.746	1,02	0,98
<i>Octubre</i>	476.167	15.360	0,99	1,01
<i>Noviembre</i>	497.698	16.590	1,07	0,93
<i>Diciembre</i>	540.888	17.448	1,13	0,89
<b>TOTAL</b>	5.652.584	185.728	-----	-----
<b>TPDA=</b>	185.728/12	<b>15477</b>		
	5.652.584/365	15487		
La pequeña diferencia entre los dos valores se debe a los redondeos efectuados en los TPDM				

Para calcular el TPDA partimos de los volúmenes registrados en el mes de Agosto del año 2012 los mismo que tienen los siguientes volúmenes semanales:

**Tabla 2.22 Variación Semanal de los Volúmenes en el Mes de Agosto 2012  
(Vehículos Mixtos)**

<b>Tramo: Cajas - Ibarra</b>						
<b>Ambos Sentidos</b>						
<b>Mes: Agosto Año: 2011</b>						
<b>Semana</b>	<b>Inicio</b>	<b>Fin</b>	<b>TS</b>	<b>TPDS</b>	<b>TPDS/TPDM</b>	<b>Factor Semanal Fs</b>
			<b>(Veh./semana)</b>	<b>(Veh./semana)</b>		
1	01/08/2012	05/08/2012	86419	17284	0,98	1,02
2	06/08/2012	12/08/2012	129809	18545	1,05	0,95
3	13/08/2012	19/08/2012	121402	17344	0,98	1,02
4	20/08/2012	26/08/2012	124346	17764	1,00	1,00
5	27/08/2012	31/08/2012	87903	17581	0,99	1,01
<b>TOTAL</b>			549879	88518		
			88518/5	17704		
<b>TPDM=</b>			549879/31	17738		
La diferencia entre los dos valores se debe a los redondeos efectuados en los TPDS						

**Fuente:** Informe Tráfico Panavial S.A., Agosto 2012

Para la misma carretera en la Tabla 2.23 se muestran los volúmenes totales diarios para la semana del lunes 20 al domingo 26 de agosto del año 2012, los cuales nos permiten determinar el TPD y el volumen semanal de vehículos mixtos.

**Tabla 2.23** Conteo Automático de Tráfico (Tipo de Vehículos)

Tramo: <i>Cajas - Ibarra</i>									
<i>Ambos Sentidos</i>									
Fecha: 20 Ago.- 26 Ago. 2012									
Clasificación	L	M	MI	J	V	S	D	TOTAL	%
<i>Livianos</i>	12199	12190	12512	12796	15045	18110	16689	99.541	80,05
<i>Buses de 2 Ejes</i>	1255	1226	1229	1297	1441	1340	1349	9.137	7,35
<i>Buses de 3 Ejes</i>	2	6	4	8	4	7	4	35	0,03
<i>Camión 2 Ejes</i>	1590	1717	1718	1929	1689	1145	673	10.461	8,41
<i>Camión 3 Ejes</i>	143	177	192	155	185	124	83	1.059	0,85
<i>Camión + 3 Ejes</i>	337	376	380	395	328	267	287	2.370	1,91
<i>Motos</i>	232	254	237	260	272	303	185	1.743	1,40
<b>TOTAL</b>	<b>15.526</b>	<b>15.692</b>	<b>16.035</b>	<b>16.580</b>	<b>18.692</b>	<b>20.993</b>	<b>19.085</b>	<b>124.346</b>	<b>100,00</b>

**Fuente:** Informe Tráfico Panavial S.A., Agosto 2012

**Tabla 2.24** Variación Diaria del Volumen Semanal de Vehículos Mixtos

Tramo: <i>Cajas - Ibarra</i>			
<i>Ambos Sentidos</i>			
Fecha: 20 Ago.- 26 Ago. 2012			
Día de la Semana	TPD (Veh./día)	TPD/TPDS	Factor Diario Fd
Lunes	15.526	0,89	1,13
Martes	15.692	0,90	1,12
Miércoles	16.035	0,92	1,09
Jueves	16.580	0,95	1,06
Viernes	18.692	1,07	0,94
Sábado	20.993	1,20	0,83
Domingo	19.085	1,09	0,92
<b>TOTAL</b>	122.603	-----	-----
<b>TPDS=</b>	<b>122.603 / 7</b>	<b>17.515</b>	

Dentro de la semana se presentan diferencias entre la circulación en los días laborables y en los no laborables como los fines de semana, siendo el día de mayor circulación el sábado con 21.296 vehículos diarios.



Es posible mediante las relaciones entre los volúmenes de tránsito determinar, para un nivel de confiabilidad del 95%, los intervalos en que se encuentra el TPDA en función del TPDS, utilizando los volúmenes diarios totales de la Tabla 2.24 para la autovía "Otavalo-Ibarra". Utilizando la estimación por intervalos, según la distribución normal analizada en la sección 2.2.1.2.4 de velocidades, se tiene lo siguiente:

- ✓ Desviación estándar muestral:  $S$

$$S = \sqrt{\frac{\sum f_i(TDi - TPDS)^2}{n - 1}}$$

$$= \sqrt{\frac{(15.526 - 17515)^2 + (15.692 - 17515)^2 \dots + (19.089 - 17515)^2}{7 - 1}} =$$

$$= 2094 \text{ (vehículos mixtos/día)}$$

- ✓ Desviación estándar poblacional estimada:  $\hat{\sigma}$

$$\hat{\sigma} = \frac{S}{\sqrt{n}} \sqrt{\frac{N - n}{N - 1}}$$

Datos:

Tamaño de la Muestra número de días del aforo (n) = 7 días

Tamaño de la población en número de días del año (N) = 365 días

$$\hat{\sigma} = \frac{2094}{\sqrt{7}} \sqrt{\frac{365 - 7}{365 - 1}} = 785 \text{ (vehículos mixtos/día)}$$

✓ Intervalos del TPDA:

Para el nivel de confiabilidad del 95%,  $Z = 1,96$  según el Cuadro 2.1, la expresión sería la siguiente:

$$TPDA = TPDS \pm (Z * \hat{\sigma}) = 17.515 \pm (1,96 * 785)$$

$$TPDA = 17.515 \pm 1.538 \text{ (veh. mixtos/día)}$$

Valor máximo: TPDA=19.053 (veh. mixtos /día)

Valor mínimo: TPDA= 15.997 (veh. mixtos /día)

El intervalo de confianza del TPDA quedaría expresado en vehículos mixtos por día, de la siguiente forma:

$$15.997 \leq \mathbf{17.515} \leq 19.053$$

**Ajuste de volúmenes de tránsito:**

Ahora se procede a encontrar el TPDA para el año 2012 utilizando los factores de ajuste de volúmenes de tránsito:

✓ Tráfico Promedio Diarios Semanal Tabla 2.24:

$$-TPDS= 17.515 \text{ (Veh./día)}$$

Debido a que los conteos corresponden a la semana del 20 al 26 de Agosto 2012

✓ Factor de Ajuste Semanal Tabla 2.22 (4ta Semana de Agosto):

$$-Fs= 1,00$$

→ Tráfico Promedio Diario Mensual:

$$- TPDM = 17.515 * 1,00 = \mathbf{17.515 \text{ (Veh./día)}}$$

✓ Factor de Ajuste Mensual Tabla 2.21 (Agosto 2011):

$$- Fm = 0,93$$

→ Tráfico Promedio Diario Anual 2012:

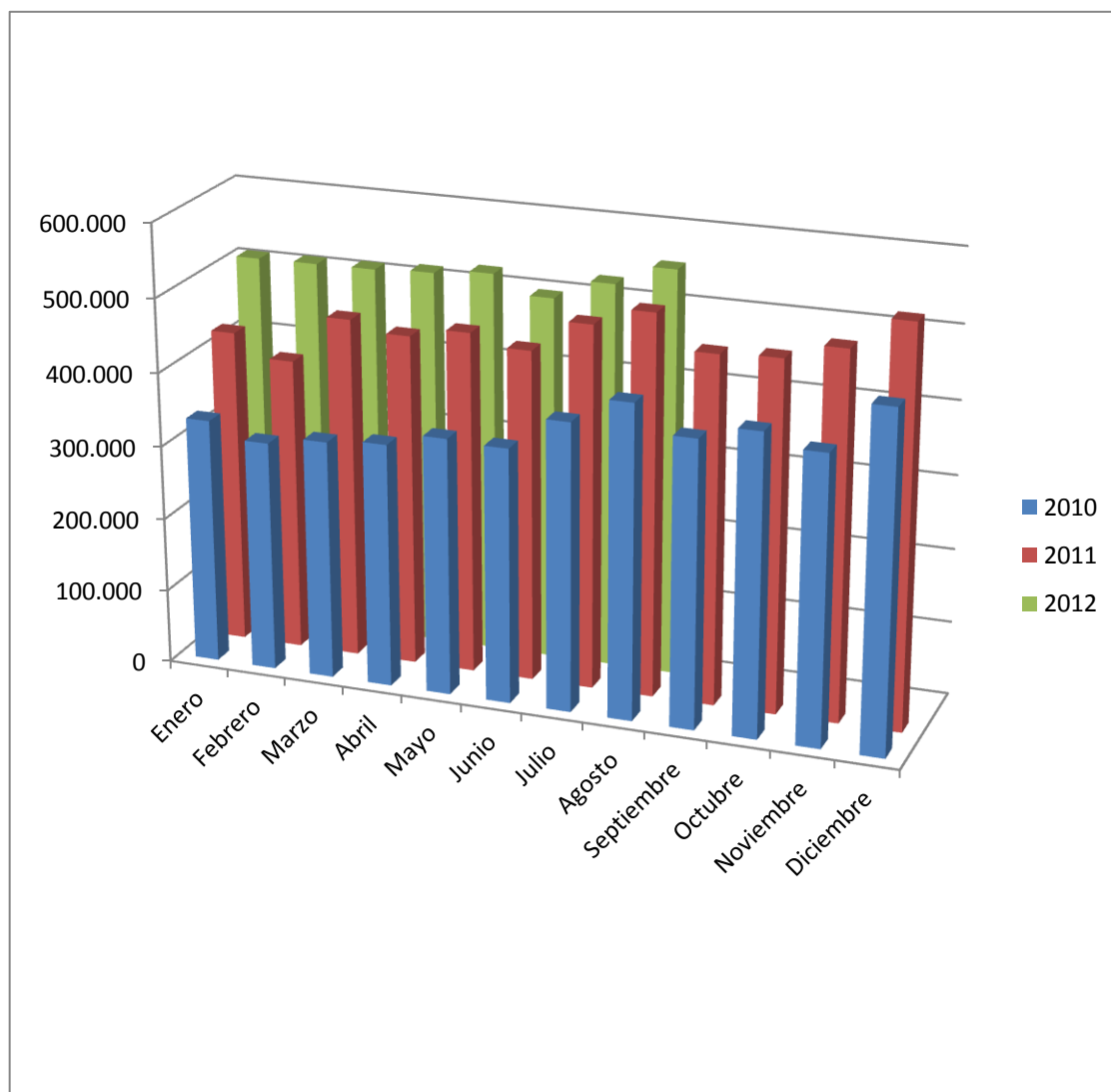
$$- TPDA = 17.515 * 0,93 = \mathbf{16.289 \text{ (Veh./día)}}$$

Al no conocer el tráfico vehicular de los meses subsiguientes al mes de agosto de 2012, es indispensable contar con aforos periódicos de una estación permanente como en este caso se logra por medio de la estación de peaje. Así mediante las relaciones existentes entre los volúmenes de tránsito se pueden determinar factores de expansión y ajuste. Ahora si comparamos el valor obtenido en el cálculo anterior, con el resultante hasta el mes de agosto del 2012 presentado en la Tabla 2.25, notamos que la diferencia es del 3,6%. Por lo tanto, el TPDA para el año 2012 obtenido mediante los ajustes se encuentra dentro del intervalo de confianza definido para la vía en estudio. Esto nos indica su alto grado de confiabilidad y comprueba las relaciones existentes, entre los volúmenes de tránsito promedio diario, anual y semanal.

Si consideramos la variación mensual presentada en la Tabla 2.25 en cada uno de los años, vemos que el volumen de tránsito en los meses de agosto y diciembre tienen el mayor registro de aforos a lo largo del año, de esta manera la diferencia entre el mes de diciembre y agosto es del 0,4%.

**Tabla 2.25 Variación Mensual del Volumen de Tránsito**  
**Años 2010 – 2011 – Ene.-Ago. 2012**

<b>Tramo: Cajas-Ibarra (Estación de Peaje San Roque)</b>						
<b>Ambos Sentidos</b>						
<b>Año: 2010-2011-2012</b>						
<b>Meses</b>	<b>2010</b>	<b>%</b>	<b>2011</b>	<b>%</b>	<b>2012</b>	<b>%</b>
<i>Enero</i>	334.008	7,5%	428.204	7,6%	506.508	12,3%
<i>Febrero</i>	313.150	7,0%	398.496	7,0%	507.393	12,3%
<i>Marzo</i>	324.597	7,3%	464.006	8,2%	508.255	12,3%
<i>Abril</i>	331.277	7,4%	450.749	8,0%	511.905	12,4%
<i>Mayo</i>	349.277	7,8%	464.208	8,2%	519.202	12,6%
<i>Junio</i>	346.336	7,8%	449.526	8,0%	494.897	12,0%
<i>Julio</i>	391.016	8,8%	492.942	8,7%	522.354	12,7%
<i>Agosto</i>	425.934	9,5%	517.307	9,2%	549.879	13,3%
<i>Septiembre</i>	389.287	8,7%	472.393	8,4%		
<i>Octubre</i>	408.491	9,2%	476.167	8,4%		
<i>Noviembre</i>	391.001	8,8%	497.698	8,8%		
<i>Diciembre</i>	459.014	10,3%	540.888	9,6%		
<b>TOTAL</b>	4.463.388	100,0%	5.652.584	100,0%	4.120.393	100,0%
<b>TPDA</b>	<b>12229</b>		<b>15487</b>		<b>16887</b>	



**Figura 2.23 Variación Mensual del Volumen de Tránsito  
Años 2010 – 2011 – Ene.-Ago. 2012**

Por lo tanto se concluye que el TPDA para el año en el que se realizó el estudio no será mucho mayor al obtenido en las tablas anteriores y se establece su valor igual a:

**Tramo:** Cajas-Ibarra

**TPDA** <sub>2012</sub> = **16.289** → Vehículos por Día

#### IV. Clasificación del TPDA

Para obtener la clasificación por tipo de vehículo, se suma por separado los livianos (autos, jeeps, camionetas y furgonetas), buses y camiones de 2, 3, 5, y 6 ejes contabilizados y se calcula los porcentajes, los cuales aplican al TPDA existente.

En la tabla siguiente consta la clasificación de la manera indicada para el tramo "Cajas-Ibarra" el mismo que comprende a la autovía "Otavalo-Ibarra" en estudio:

**Tabla 2.26 Clasificación según Tipo de Vehículo Año 2012**

Tramo	Livianos	Buses		Camiones			TPDA
		2 Ejes	3 Ejes	2 Ejes	3 Ejes	+ 3 Ejes	
<i>Otavalo-Ibarra</i>	13.225	1.214	5	1.390	141	314	<b>16.289</b>

*Nota:* para el cálculo del TPDA total en el tramo no se consideraron las motocicletas.

Nota: remitirse al Anexo No. 2 donde se presentan las tablas con las respectivas variaciones mensuales del Volumen de Tránsito de los años 2011, 2012 y 2013. De acuerdo al Informe Consolidado TPDA hasta Octubre 2013, provisto por la Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones del Transporte, MTOP.

### **2.3.8.3 Tasas de Crecimiento**

El crecimiento es particularmente elevado cuando se presenta un fuerte desarrollo económico, lo que trae consigo un mayor aumento de la población y del parque automotor. Este es el caso, por ejemplo, de grandes áreas metropolitanas, de zonas de desarrollo industrial o turístico, etc. Por el contrario será menos importante, e incluso puede presentarse una tendencia decreciente, en zonas como las rurales en las que exista una fuerte emigración, o en épocas de crisis económicas.

Para el cálculo de las tasas de crecimiento se tomo el registro estadístico de vehículos que pasan por la estación de peaje de San Roque, indicados anteriormente en la Tabla 2.20. De esta manera podemos determinar las tendencias por cada tipo de vehículo y sus respectivas Tasas de Crecimiento.

La metodología aplicada para calcular la tendencia de crecimiento que mejor se ajuste a las series históricas del tránsito promedio diario anual entre los años 2001 hasta el mes de Agosto de 2012 y por ende obtener los volúmenes de tránsito futuro. Con este criterio se realizaron regresiones lineales tipos de recta y curvilíneas, de tipo exponencial, potencial y logarítmica junto con su índice de correlación ( $R^2$ ). Este índice, debe ser mayor o igual a 0,75 para que se pueda garantizar la confiabilidad de las proyecciones. Para escoger la mejor curva "*Best-Fit*" tomamos como referencia el  $R^2$  más cercano a 1,00 porque de esta manera se confirma correlación entre los datos asegurando su grado de confiabilidad.

→ ***Coefficiente de Correlación de Pearson***: índice que mide el grado de relación entre dos variables siempre y cuando ambas sean cuantitativas.

Interpretación:

- Si  $r = 1$ , correlación positiva perfecta (relación directa).
- Si  $0 < r < 1$ , existe una relación correlación positiva.
- Si  $r = 0$ , no existe relación lineal.

El procedimiento llevado a cabo en la estimación de las tasas de crecimiento del tramo en estudio contempla tres criterios, los cuales debido a las características propias

de los datos requieren ser analizados por separado con la finalidad de obtener resultados más acordes a la realidad y a sus futuras variaciones.

1. ***Regresión y Correlaciones del Volumen Total de Tráfico, sin clasificación vehicular Periodo 2001-2012:*** en este proceso se trata de buscar la ecuación que mejor se ajusta a la serie de datos totalizados y a la curva total, dentro del periodo comprendido entre el año 2001 y el mes de agosto del 2012. Se utilizan las regresiones lineales y curvilíneas, tipos de recta, exponencial, potencial y logarítmica junto con su índice de correlación ( $R^2$ ).
  
2. ***Regresión y Correlaciones del Volumen Total de Tráfico, sin clasificación vehicular Periodo 2009-2012:*** para este análisis se realizó el ajuste únicamente desde el año 2009 al 2012. Esto debido principalmente a las grandes variaciones existentes en la curva total del tráfico, por lo que para efectos de un mejor análisis se necesito realizar un ajuste específico para este periodo. El mayor crecimiento se da a partir del año 2009 en adelante, haciendo necesario determinar la tendencia y comportamiento del tráfico para estos últimos cuatro años por separado y luego complementarla a la tendencia de los años anteriores de manera de obtener la tendencia completa.
  
3. ***Regresión y Correlación por Tipo de Vehículo:*** una vez definido en los anteriores procesos el tipo de curva que mejor se ajusta al comportamiento de los volúmenes de tráfico, se realiza las regresiones y correlaciones de acuerdo a su clasificación vehicular: livianos, camiones de 2 ejes, 3 ejes y + 3 ejes. Para efectos de análisis se realizó tanto una estimación de las tasas de crecimiento utilizando el registro



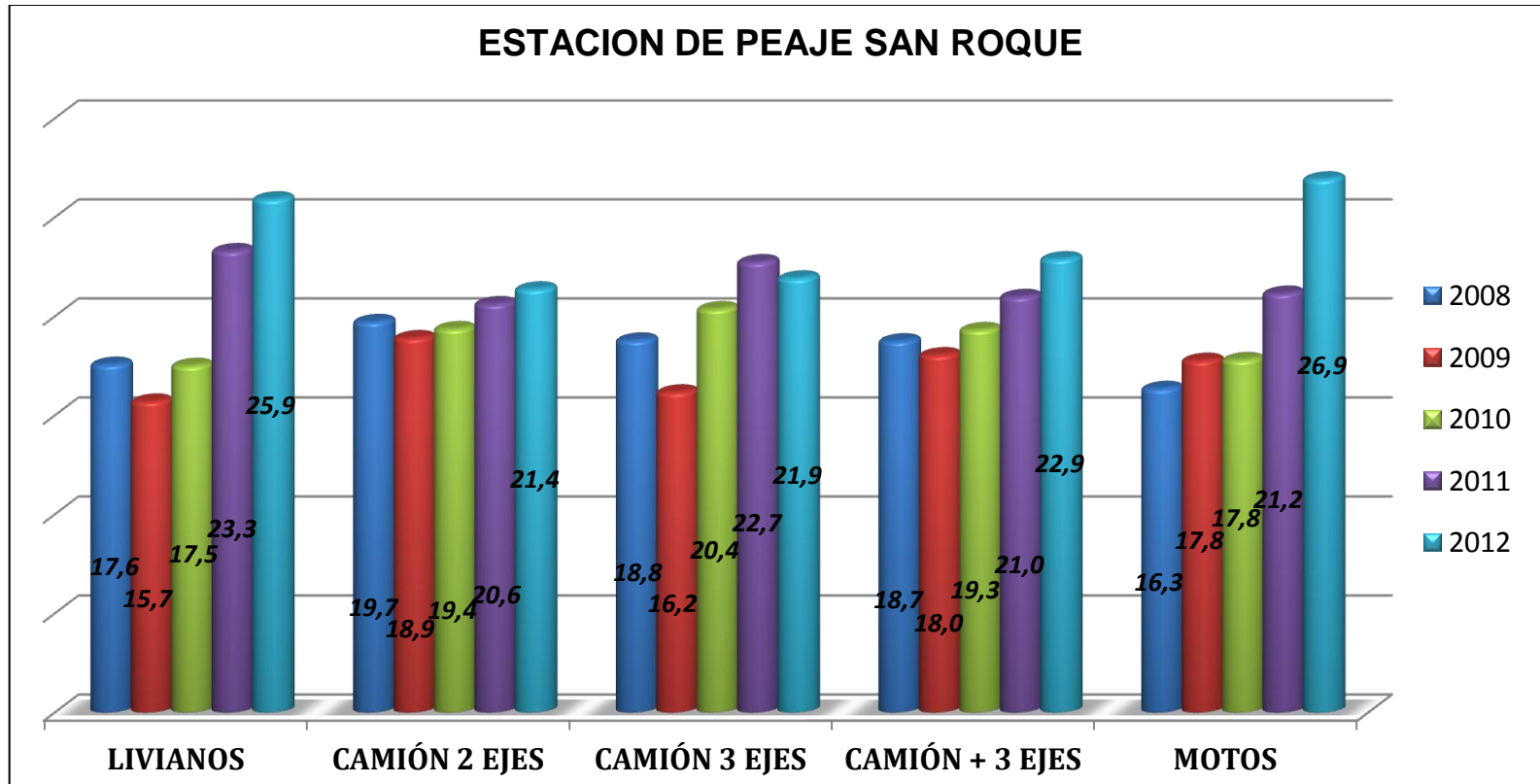
estadístico completo desde el año 2001 al 2012, y un análisis particular de los últimos cuatro años hasta el 2012. De esta manera se establecen las tasas de crecimiento por tipo de vehículo.

**Tabla 2.27 Reporte Anual de Tráfico por Tipo de Vehículo  
Periodo (2008-2012)**

<b>ESTACION DE PEAJE SAN ROQUE</b>												
<b>REPORTE ANUAL DE TRAFICO POR TIPO DE VEHICULO</b>												
<b>CLASIFICACION</b>	<b>2008</b>	<b>%</b>	<b>2009</b>	<b>%</b>	<b>2010</b>	<b>%</b>	<b>2011</b>	<b>%</b>	<b>ENE-AGO 2012</b>	<b>%</b>	<b>TOTAL 2008-2012</b>	<b>%</b>
<i>LIVIANOS</i>	3.341.548	<b>17,57</b>	2.987.747	<b>15,71</b>	3.330.476	<b>17,51</b>	4.433.661	<b>23,31</b>	4.930.152	<b>25,92</b>	19.023.584	<b>100,00</b>
<i>CAMIÓN 2 EJES</i>	938.534	<b>19,73</b>	899.665	<b>18,91</b>	921.442	<b>19,37</b>	981.439	<b>20,63</b>	1.016.951	<b>21,37</b>	4.758.031	<b>100,00</b>
<i>CAMIÓN 3 EJES</i>	49.228	<b>18,79</b>	42.368	<b>16,17</b>	53.375	<b>20,37</b>	59.587	<b>22,74</b>	57.446	<b>21,93</b>	262.004	<b>100,00</b>
<i>CAMIÓN + 3 EJES</i>	95.034	<b>18,75</b>	91.489	<b>18,05</b>	97.931	<b>19,32</b>	106.404	<b>20,99</b>	116.049	<b>22,89</b>	506.907	<b>100,00</b>
<b>SUB-TOTAL</b>	<b>4.424.344</b>		<b>4.021.269</b>		<b>4.403.224</b>		<b>5.581.091</b>		<b>6.120.598</b>		<b>24.550.526</b>	
<i>MOTOS</i>	55.245	<b>16,35</b>	60.038	<b>17,77</b>	60.164	<b>17,80</b>	71.493	<b>21,16</b>	90.998	<b>26,93</b>	337.938	<b>100,00</b>
<b>TOTAL</b>	<b>4.479.589</b>		<b>4.081.307</b>		<b>4.463.388</b>		<b>5.652.584</b>		<b>6.211.596</b>		<b>24.888.464</b>	

**Elaborado por:** Andrés Ramón

**Fuente:** TPDA Peaje "San Roque", Subsecretaría de Concesiones y Delegaciones MTOP.



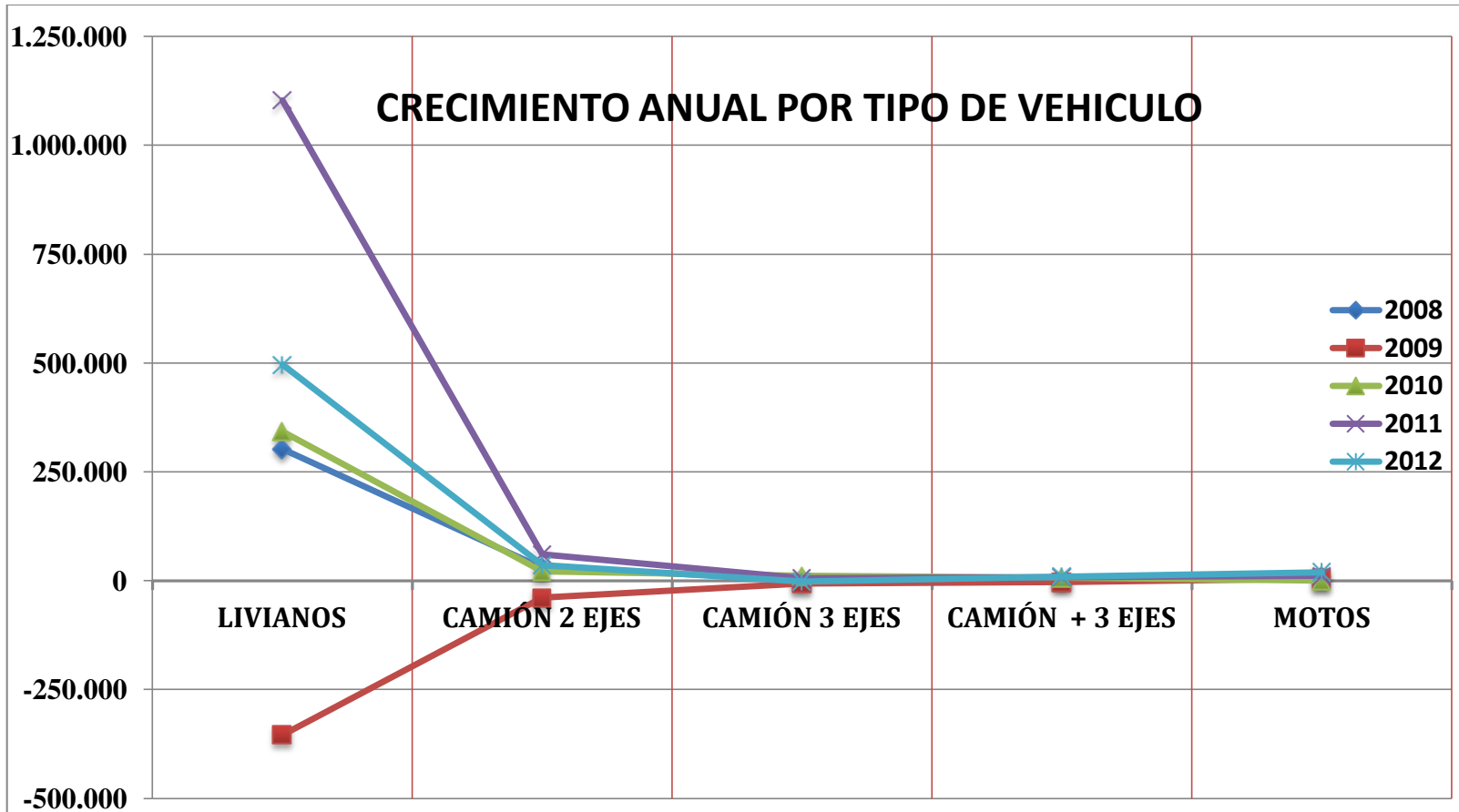
**Figura 2.24 Crecimiento Porcentual por tipo de Vehículo  
Periodo (2008-2012)**

**Elaborado por:** Andrés Ramón

**Fuente:** TPDA Peaje "San Roque", Subsecretaría de Concesiones y Delegaciones MTOP.

**Tabla 2.28 Crecimiento Anual de Tráfico por Tipo de Vehículo  
Periodo (2008-2012)**

<b>ESTACION DE PEAJE SAN ROQUE</b>						
<b>REPORTE ANUAL DE TRAFICO POR TIPO DE VEHICULO</b>						
<b>CLASIFICACION</b>	<b>2008</b>	<b>2009</b>	<b>2010</b>	<b>2011</b>	<b>2012</b>	<b>TOTAL 2008-2012</b>
<i>LIVIANOS</i>	302.221	-353.801	342.729	1.103.185	496.491	1.890.825
<i>CAMIÓN 2 EJES</i>	29.563	-38.869	21.777	59.997	35.512	107.980
<i>CAMIÓN 3 EJES</i>	3.759	-6.860	11.007	6.212	-2.141	11.977
<i>CAMIÓN + 3 EJES</i>	2.043	-3.545	6.442	8.473	9.645	23.058
<b>SUB-TOTAL</b>	337.586	-403.075	381.955	1.177.867	539.507	2.033.840
<i>MOTOS</i>	11.216	4.793	126	11.329	19.505	46.969
<b>TOTAL</b>	<b>348.802</b>	<b>-398.282</b>	<b>382.081</b>	<b>1.189.196</b>	<b>559.012</b>	<b>2.080.809</b>



**Figura 2.25 Crecimiento Anual por tipo de Vehículo  
Periodo (2008-2012)**

Una vez concluido con todo el procedimiento de análisis se llegó a establecer las siguientes consideraciones y conclusiones:

- ✓ Uno de los principales aspectos a tomarse en consideración dentro del cálculo fue identificar las diferentes variaciones y tendencias que cada tipo de regresión mantenía a lo largo del tiempo denotando un comportamiento creciente en la mayoría de los casos.
- ✓ Independientemente del grado de correlación, se puede concluir que los pronósticos mediante la regresión exponencial, con el transcurrir de los años, tienden a ser más elevados que en cualquiera de las demás regresiones. Por el contrario, los pronósticos mediante las regresiones potencial y logarítmica, tienden a ser más bajos. En la práctica, se ha comprobado que los volúmenes de tránsito futuro, no tienden a ser tan altos y tampoco tienden a ser tan bajos, por lo que la regresión lineal es la que más se ajusta a la tendencia de crecimiento en cualquier estudio.
- ✓ Para poder fijar de mejor manera las tasas de crecimiento se analizó el comportamiento de cada una de las relaciones lineales y curvilíneas y se determinó como indispensable, el presentar una tabla resumen donde consten las tasas de crecimiento según el tipo de regresión y el periodo a proyectarse. Es preciso incluir dentro del análisis comparativo a las tasas de crecimiento a nivel provincial fijadas por el MTOP Tabla 2.29.

**Tabla 2.29 Tasas de Crecimiento Anual (%)**  
**Provincia: Imbabura**

<b>PERIODO</b>	<b>Livianos</b>	<b>Buses</b>	<b>Camiones</b>
<b>2005-2010</b>	3,96	2,07	2,50
<b>2011-2015</b>	3,52	1,84	2,23
<b>2016-2020</b>	3,17	1,65	2,00
<b>2021-2030</b>	2,88	1,50	1,82

**Fuente: MTOP**

La tabla presentada por el MTOP se basa en un estudio realizado hace mucho tiempo y requiere una actualización inmediata. Si se compara únicamente las tasas de los periodos 2005-2010 y 2011-2015 con los volúmenes de tráfico reportados en el tramo en estudio, se observa que estas tasas se encuentran por debajo de la realidad, es decir no contemplan el elevado crecimiento vehicular de los últimos años. Esto se puede comprobar al ver la Tabla 2.30, donde se señala el crecimiento anual por tipo de vehículo con relación a los registros estadísticos del tramo Cajas-Ibarra desde el año 2001 hasta el 2012.

**Tabla 2.30 Crecimiento Anual (%) por Tipo de Vehículo Periodo 2001-2012**  
**Tramo: Cajas-Ibarra**

Año	Livianos	Camión		
		2 Ejes	3 Ejes	+3 Ejes
2001	-----	-----	-----	-----
2002	51,3%	49,8%	59,2%	43,9%
2003	0,8%	0,5%	-42,0%	6,7%
2004	2,3%	0,5%	-3,8%	0,0%
2005	4,0%	-2,7%	-8,1%	7,1%
2006	5,0%	0,1%	-8,8%	2,6%
<b>Prom. Parcial (01-06)</b>	<b>12,7%</b>	<b>9,6%</b>	<b>-0,7%</b>	<b>12,0%</b>
2007	9,8%	9,0%	9,6%	9,0%
2008	9,0%	3,2%	7,4%	1,9%
2009	-11,8%	-4,3%	-16,4%	-3,6%
2010	10,3%	2,3%	20,5%	6,3%
2011	24,9%	6,1%	10,4%	8,2%
2012	9,5%	2,7%	-5,2%	5,2%
<b>Prom. Parcial (07-12)</b>	<b>8,6%</b>	<b>3,2%</b>	<b>4,4%</b>	<b>4,5%</b>
<b>PORMEDIO TOTAL</b>	<b>10,5%</b>	<b>6,1%</b>	<b>2,1%</b>	<b>7,9%</b>

Se hicieron tres promedios parciales en función a los periodos establecidos en la Tabla 2.29 del MTOP para la provincia de Imbabura. Los porcentajes obtenidos constatan los incrementos anuales en el tráfico vehicular para el periodo comprendido entre el año 2005 al 2010, notándose claramente como el valor promedio obtenido para los vehículos livianos es 0,44% mayor a la tasa de crecimiento determinada por el MTOP. Adicionalmente se puede apreciar que el año 2011 fue donde se presentó el mayor crecimiento con un 25% comparado con el crecimiento anual registrado en el 2010, pero esta cifra disminuye drásticamente en el año 2012, si analizamos los porcentajes obtenidos en los vehículos livianos y pesados.



- ✓ En la determinación de las tasas de crecimiento, se establecieron ecuaciones matemáticas para pronosticar el valor de una variable en función de otra empleando los datos disponibles. Los periodos seleccionados para la proyección futura del tráfico vehicular son tres: 2012-2020, 2020-2030 y 2030-2040.

Para la obtención de la regresión de tipo lineal se describe el cálculo para encontrar la ecuación de la recta.

La ecuación de la Recta de regresión es:

$$y_i = a + b * x_i$$

Donde:

$x_i$ = variable independiente (años)

$y_i$ = variables dependiente (vehículos)

Para obtención de la ecuación de la recta y el índice de correlación ( $R^2$ ) se utilizó el registro completo de vehículos como se indica en el siguiente cuadro:

**1. Regresión y Correlaciones del Volumen Total de Tráfico, sin clasificación vehicular Periodo 2001-2012:**

**Cuadro 2.20 Regresión y Correlaciones de Total Tráfico (Sin Clasificación Vehicular) → 2001-2012**

TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL: Total de Vehículos						
TPDA= Tránsito Anual (TA)/365						
REGRESION LINEAL SIMPLE						
Año	TPDA	xi	yi	x2 i	xi yi	y2 i
	(Veh./día)					
2.001	4.589	1	4.589	1	4.589	21.058.921
2.002	9.316	2	9.316	4	18.632	86.787.856
2.003	9.397	3	9.397	9	28.191	88.303.609
2.004	9.561	4	9.561	16	38.244	91.412.721
2.005	9.807	5	9.807	25	49.035	96.177.249
2.006	10.213	6	10.213	36	61.278	104.305.369
2.007	11.318	7	11.318	49	79.226	128.097.124
2.008	12.272	8	12.272	64	98.176	150.601.984
2.009	11.182	9	11.182	81	100.638	125.037.124
2.010	12.228	10	12.228	100	122.280	149.523.984
2.011	15.487	11	15.487	121	170.357	239.847.169
2.012	16.887	12	16.887	144	202.644	285.170.769
<b>Sumatorias</b>		<b>78</b>	<b>132.257</b>	<b>650</b>	<b>973.290</b>	<b>1.566.323.879</b>

Aplicando los Valores de la Tabla a las ecuaciones normales se tiene:

$$1 \quad 12 \quad a + 78 \quad b = 132257$$

$$2 \quad 78 \quad a + 650 \quad b = 973290$$

Resolviendo para a y b, se obtiene:

$$1716 * b = 1363434$$

$$b = 794,541958$$

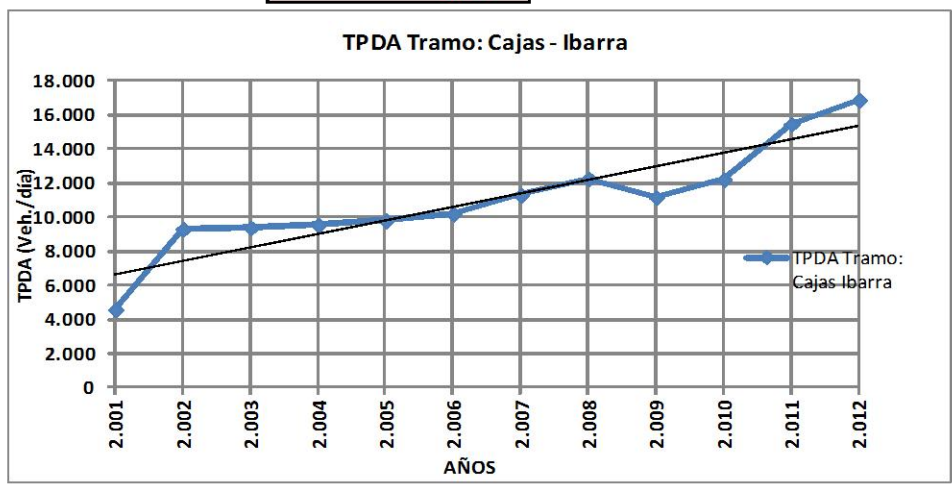
$$a = 5856,89394$$

Por lo tanto, la expresión de la recta de regresión es:

$$y_i = 5856,894 + 794,542 * x_i$$

El coeficiente de correlación es :

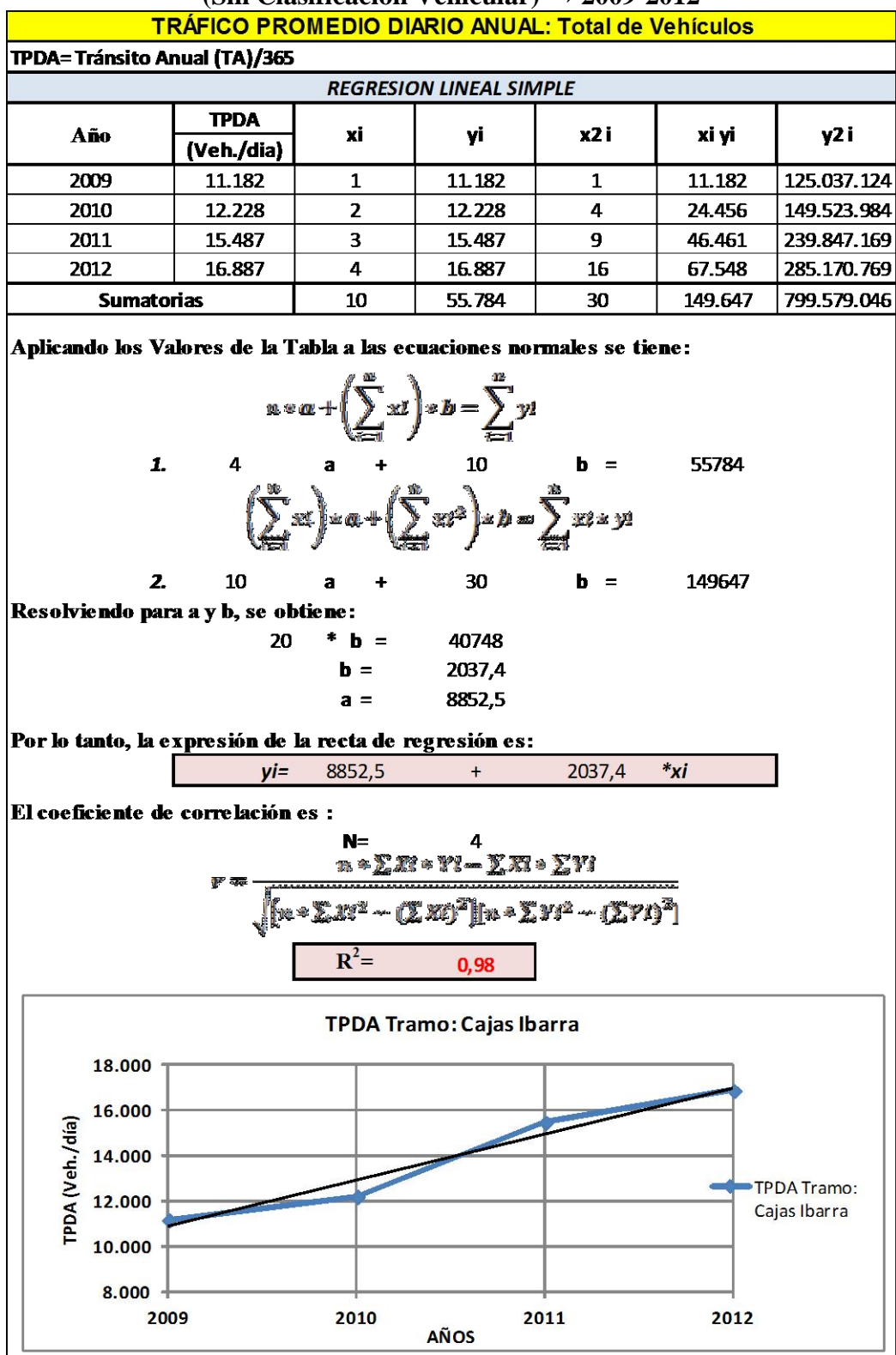
$$R^2 = 0,91$$



***2. Regresión y Correlaciones del Volumen Total de Tráfico, sin clasificación vehicular Periodo 2009-2012:***

La obtención de la ecuación de la recta y el Índice de correlación ( $R^2$ ) utilizando el TPDA calculado de los años 2009, 2010, 2011 y 2012, registrados en la estación de peaje de San Roque se presenta en el siguiente cuadro:

**Cuadro 2.21 Regresión y Correlaciones del Total de Tráfico  
(Sin Clasificación Vehicular) → 2009-2012**



Si realizamos un análisis comparativo entre los índices de correlación ( $R^2$ ) resultantes tanto para el periodo comprendido entre los años 2001 al 2012, como para el periodo considerando entre el año 2009 al 2012, se puede notar que para el último caso se tiene un mayor grado de correlación, ajustándose de mejor manera a un crecimiento tipo lineal.

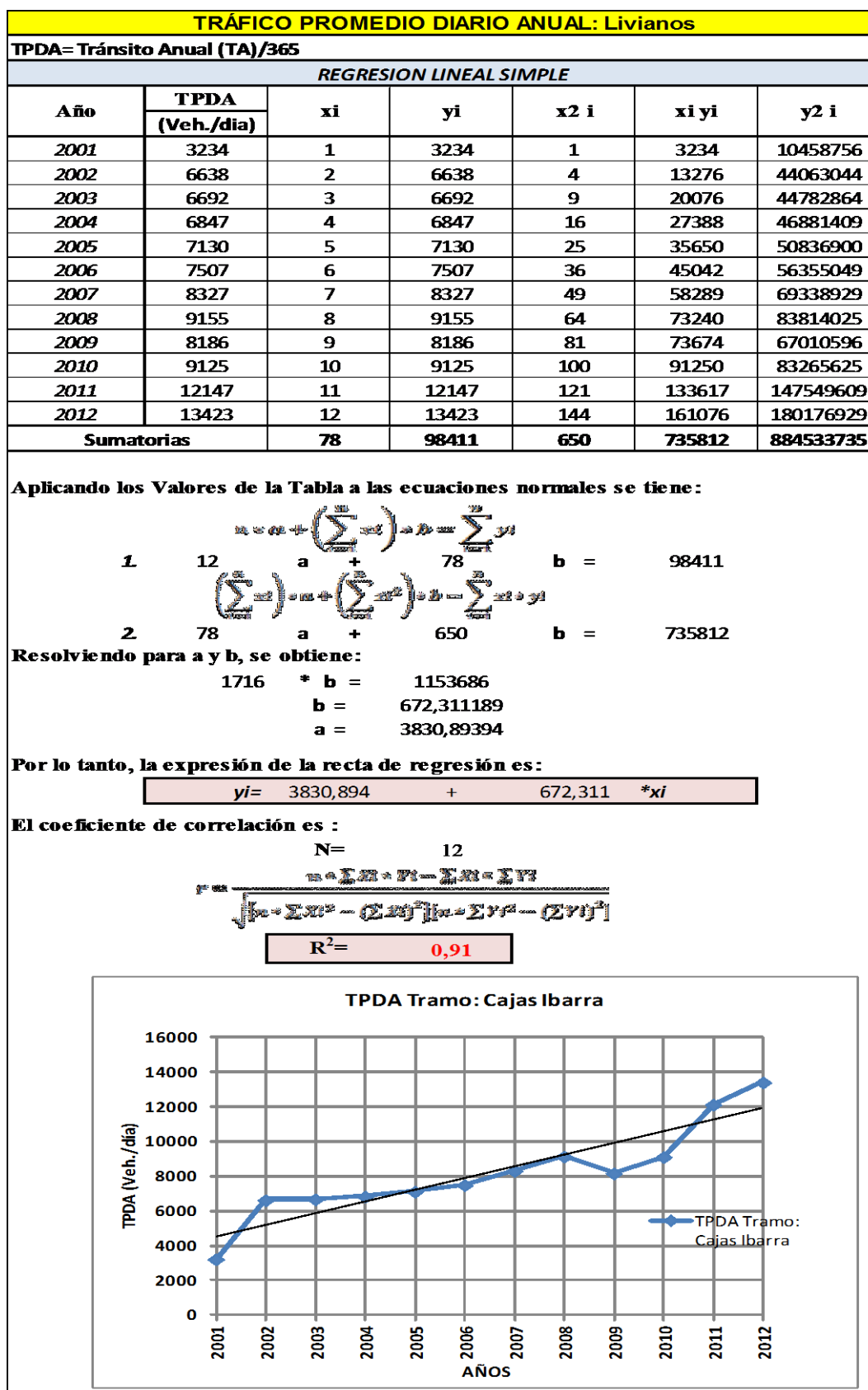
### ***3. Regresión y Correlación por Tipo de Vehículo:***

Se realiza primero el análisis para el periodo comprendido entre los años:

- 2001-2012

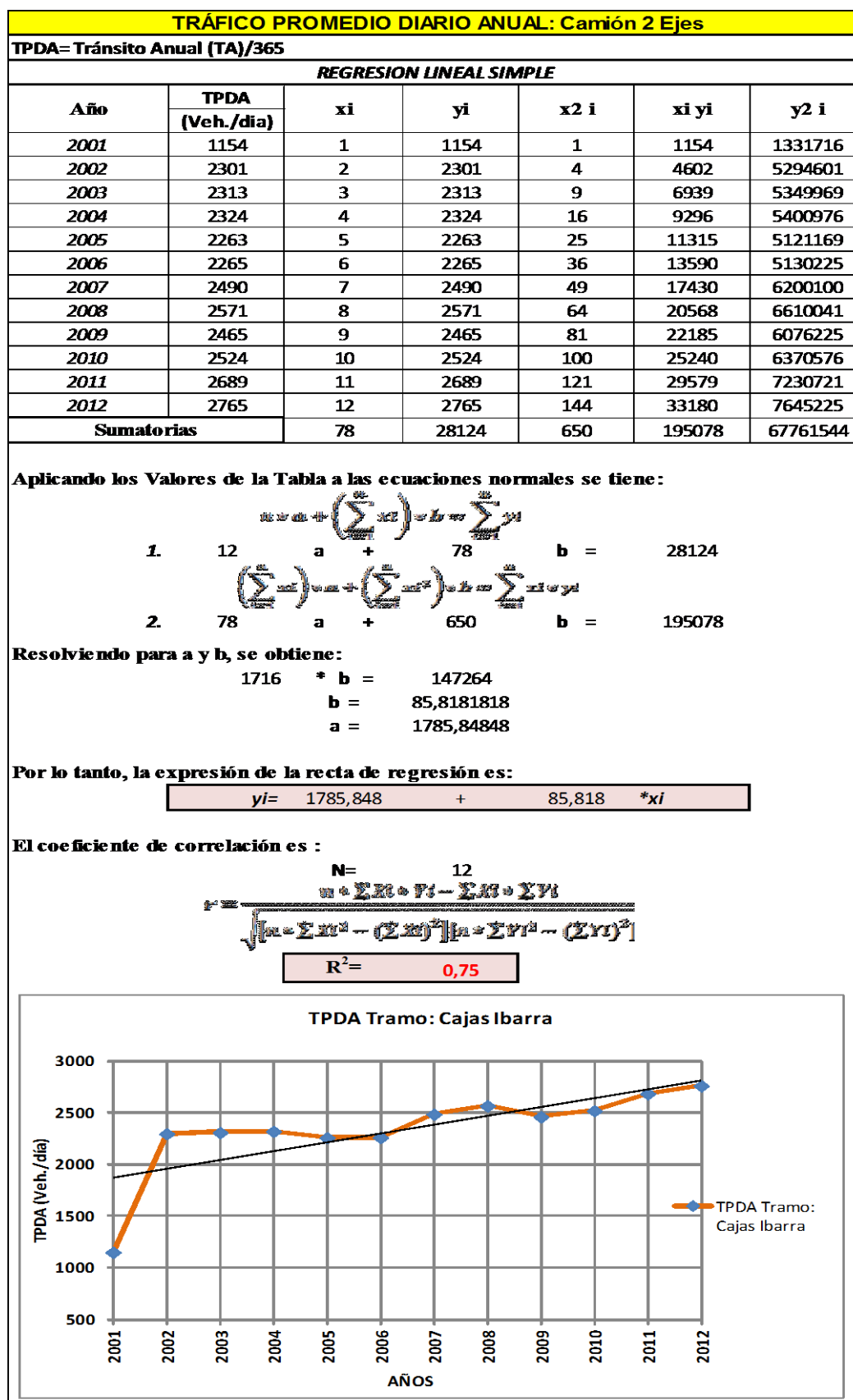
La obtención de la ecuación de la recta y el Índice de correlación ( $R^2$ ) utilizando el TPDA calculado de vehículos LIVIANOS en la estación de peaje de San Roque se presenta en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.22 Regresión y Correlaciones Veh. Livianos (2001-2012)



La obtención de la ecuación de la recta y el Índice de correlación ( $R^2$ ) utilizando el TPDA calculado de vehículos CAMIONES 2 EJES en la estación de peaje de San Roque se presenta en el siguiente cuadro:

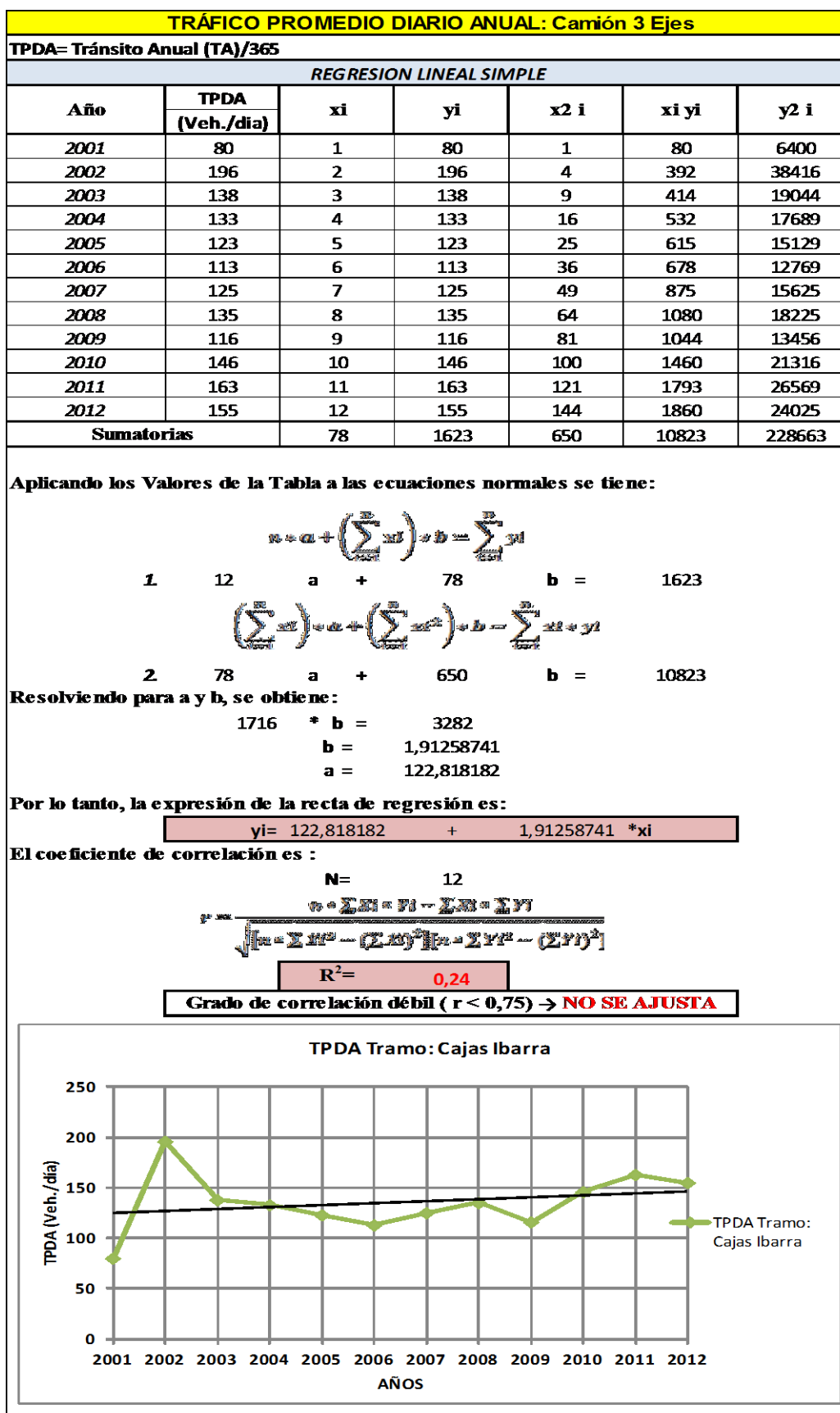
Cuadro 2.23 Regresión y Correlaciones Camión 2 Ejes (2001-2012)





La obtención de la ecuación de la recta y el Índice de correlación ( $R^2$ ) utilizando el TPDA calculado de vehículos CAMIONES 3 EJES en la estación de peaje de San Roque se presenta en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.24 Regresión y Correlaciones Camión 3 Ejes (2001-2012)

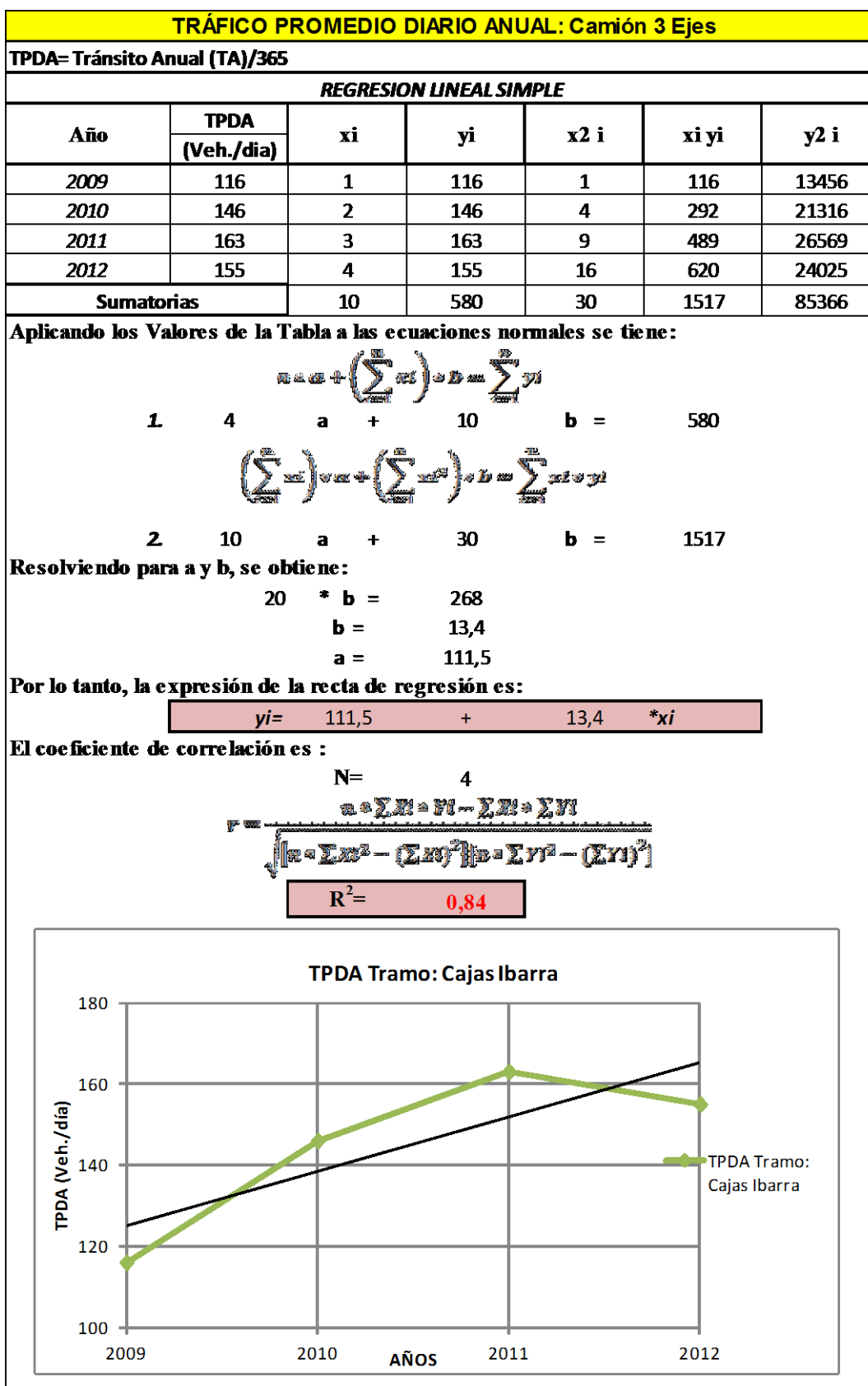


La última regresión lineal, correspondiente a los vehículos tipo Camión de 3 Ejes, no se ajusta a la tendencia, obteniéndose un coeficiente de correlación débil igual a 0,24. Esto se debe a que la variación anual registrada a lo largo de este periodo, es muy alta entre los valores como se ve en la curva total del tráfico, por lo que para efectos de un mejor análisis se necesito realizar un ajuste específico.

Se realiza el ajuste para el periodo:

- 2009-2012

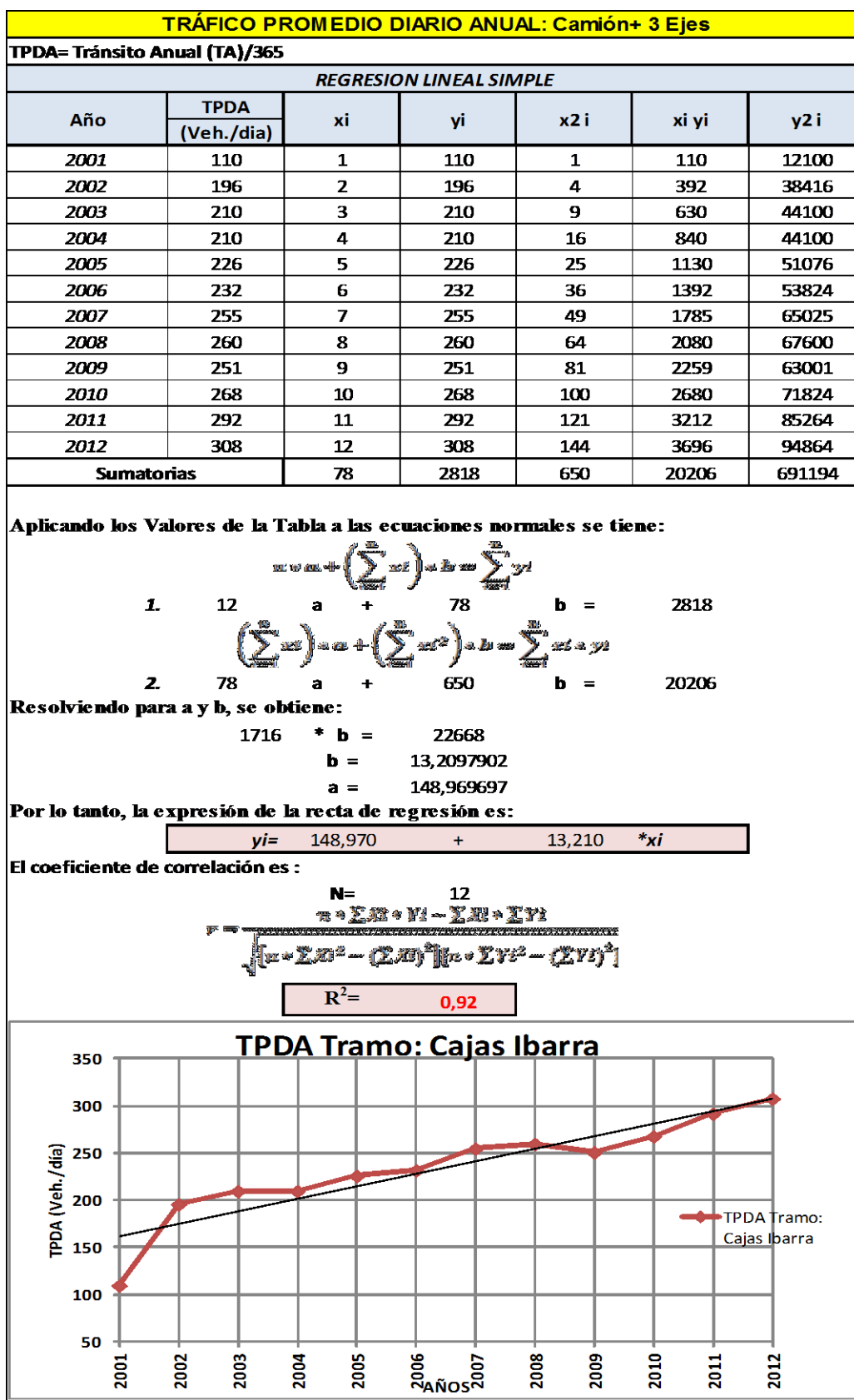
Cuadro 2.25 Regresión y Correlaciones Camión 3 Ejes (2009-2012)



La tendencia obtenida en el Cuadro 2.25 para vehículos tipo Camión 3 Ejes, se ajusta de mejor manera a la curva del registro anual, ya que el índice de correlación ahora se encuentra dentro del rango aceptable.

La obtención de la ecuación de la recta y el Índice de correlación ( $R^2$ ) utilizando el TPDA calculado de vehículos CAMIONES +3 EJES en la estación de peaje de San Roque se presenta en el siguiente cuadro:

Cuadro 2.26 Regresión y Correlaciones Camión +3 Ejes (2001-2012)



El Cuadro 2.27 resume los Índices de Correlación obtenidos para los diferentes tipos de vehículos:

**Cuadro 2.27 Ecuaciones y Coeficientes de Correlación (Regresión Lineal Simple)  
Tipo de Vehículo**

		Ecuaciones				R <sup>2</sup>	
<i>Livianos</i>		<i>yi=</i>	3830,894	+	672,311	<i>*xi</i>	0,91
<i>Camiones</i>	<b>2 EJES</b>	<i>yi=</i>	1785,848	+	85,818	<i>*xi</i>	0,75
	<b>3 EJES</b>	<i>yi=</i>	122,818	+	1,913	<i>*xi</i>	0,84
	<b>+3 EJES</b>	<i>yi=</i>	148,970	+	13,210	<i>*xi</i>	0,92

Extrapolando los valores de las ecuaciones obtenidas de las regresiones lineales simples de la forma indicada anteriormente para el periodo de diseño de la autovía “Otavalo-Ibarra”, se obtienen las siguientes tasas de crecimiento:

**Cuadro 2.28 Análisis Comparativo de Tasas de Crecimiento  
(Regresiones Lineales y Curvilíneas)**

2012-2020										
	Todo Tráfico		Livianos		Camión 2 Ejes		Camión 3 Ejes		Camión + 3 Ejes	
Regresión Tipo	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012
<i>Lineal</i>	4,33%	8,48%	4,68%	9,43%	2,73%	3,36%	N/A	6,29%	3,70%	5,13%
<i>Exponencial</i>	7,50%	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
<i>Potencial</i>	2,58%	4,62%	2,84%	5,52%	1,65%	1,30%	N/A	3,50%	2,20%	2,25%
<i>Logarítmica</i>	1,64%	3,53%	1,77%	4,04%	-----	-----	-----	-----	-----	-----
<b>PROMEDIO (R. Lineal)</b>	<b>6,41%</b>		<b>7,05%</b>		<b>3,04%</b>		<b>4,89%</b>		<b>4,41%</b>	
2020-2030										
	Todo Tráfico		Livianos		Camión 2 Ejes		Camión 3 Ejes		Camión + 3 Ejes	
Regresión Tipo	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012
<i>Lineal</i>	3,07%	4,66%	3,23%	4,92%	2,17%	2,54%	N/A	3,92%	2,74%	3,44%
<i>Exponencial</i>	7,50%	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
<i>Potencial</i>	1,58%	1,85%	1,74%	2,22%	1,01%	0,51%	N/A	1,40%	1,35%	0,89%
<i>Logarítmica</i>	0,89%	1,14%	0,96%	1,27%	-----	-----	-----	-----	-----	-----
<b>PROMEDIO (R. Lineal)</b>	<b>3,86%</b>		<b>4,08%</b>		<b>2,36%</b>		<b>2,66%</b>		<b>3,09%</b>	
2030-2040										
	Todo Tráfico		Livianos		Camión 2 Ejes		Camión 3 Ejes		Camión + 3 Ejes	
Regresión Tipo	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012	2001-2012	2009-2012
<i>Lineal</i>	2,34%	3,17%	2,44%	3,28%	1,78%	2,03%	N/A	2,81%	2,15%	2,56%
<i>Exponencial</i>	7,50%	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
<i>Potencial</i>	1,13%	1,15%	1,24%	1,38%	0,72%	0,32%	N/A	0,87%	0,96%	0,55%
<i>Logarítmica</i>	0,59%	0,65%	0,63%	0,71%	-----	-----	-----	-----	-----	-----
<b>PROMEDIO (R. Lineal)</b>	<b>2,75%</b>		<b>2,86%</b>		<b>1,90%</b>		<b>1,84%</b>		<b>2,35%</b>	
N/A= grado de correlación débil ( $r < 0,75$ )										

Las tasas de crecimiento definitivas obtenidas en el estudio, son las correspondientes a las regresiones lineales, por haber presentado un mayor nivel de correlación ajustándose de mejor manera a la tendencia del TPDA entre los años 2001-2012. La Tabla 2.31 indica las tasas de crecimiento resultantes por tipo de vehículo, las cuales serán utilizadas para las proyecciones a futuro del tráfico en la autovía "Otavalo-Ibarra".



**Tabla 2.31 Tasas de Crecimiento por Tipo de Vehículo  
Tramo: Cajas -Ibarra**

Período	Livianos	Camión		
		2 Ejes	3 Ejes	+3 Ejes
2012-2020	7,05%	3,04%	4,89%	4,41%
2021-2030	4,08%	2,36%	2,66%	3,09%
2031-2040	2,86%	1,90%	1,84%	2,35%

### 2.3.9 PROYECCIONES DEL TRÁFICO

La proyección futura del tráfico para el periodo de diseño del proyecto, se logra aplicando la siguiente expresión matemática:

$$TPDA_f = TPDA_a(1+\alpha)^n$$

Donde:

$TPDA_f$  = Tráfico Promedio Diario Anual Futuro

$TPDA_a$  = Tráfico Promedio Diario Anual Actual

$\alpha$  = Tasa de Crecimiento del Tráfico

$n$  = Número de Años

Utilizando las tasas de crecimiento calculadas y aplicando la expresión matemática antes indicada, se proyecta el tráfico actual (2012), para un periodo de 20 años. Las proyecciones del TPDA por año y para el periodo de vida útil de la autovía “Otavalo-Ibarra”, se muestra a continuación.

**Tabla 2.32 Proyección del Trafico Promedio Diario Anual**  
**Tramo: Cajas-Ibarra**

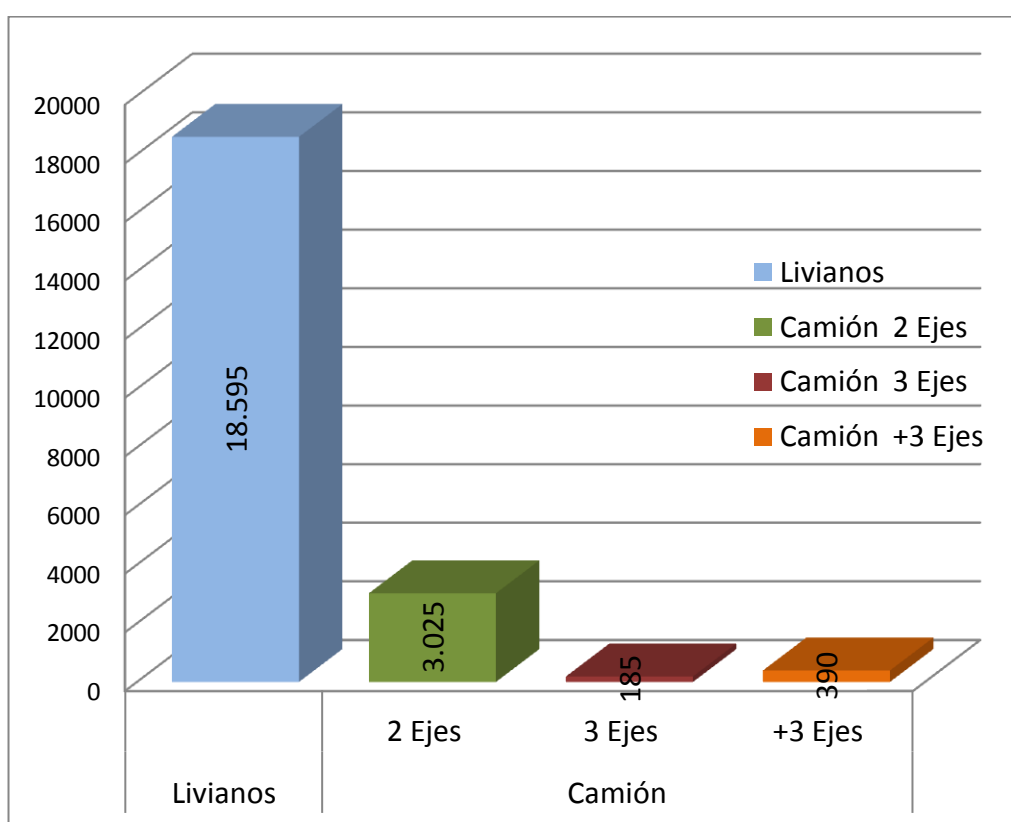
AÑO	Livianos	Camión			TPDA
		2 Ejes	3 Ejes	+3 Ejes	
<b>2012</b>	13225	2604	146	314	<b>16289</b>
<b>2013</b>	14158	2683	153	328	<b>17322</b>
<b>2014</b>	15157	2765	161	342	<b>18425</b>
<b>2015</b>	16226	2849	169	357	<b>19601</b>
<b>2016</b>	17370	2936	177	373	<b>20856</b>
<b>2017</b>	18595	3025	185	390	<b>22195</b>
<b>2018</b>	19907	3117	194	407	<b>23625</b>
<b>2019</b>	21311	3212	204	425	<b>25152</b>
<b>2020</b>	22815	3310	214	444	<b>26783</b>
<b>2021</b>	23745	3388	220	458	<b>27811</b>
<b>2022</b>	24713	3468	226	472	<b>28879</b>
<b>2023</b>	25721	3550	232	486	<b>29989</b>
<b>2024</b>	26770	3633	238	501	<b>31142</b>
<b>2025</b>	27861	3719	244	517	<b>32341</b>
<b>2026</b>	28997	3806	250	533	<b>33586</b>
<b>2027</b>	30179	3896	257	549	<b>34881</b>
<b>2028</b>	31410	3988	264	566	<b>36228</b>
<b>2029</b>	32691	4082	271	584	<b>37628</b>
<b>2030</b>	34024	4178	278	602	<b>39082</b>
<b>2031</b>	34998	4258	283	616	<b>40155</b>
<b>2032</b>	35999	4339	288	631	<b>41257</b>

La Tabla 2.32 nos será de gran ayuda en la evaluación del nivel de servicio proyectado en la vía en estudio.

Se presentan a continuación la composición del trafico proyectado en 5, 10 y 20 años respectivamente:

**Tabla 2.33 Tráfico Proyectado 2017**  
**Tramo: Otavalo-Ibarra**

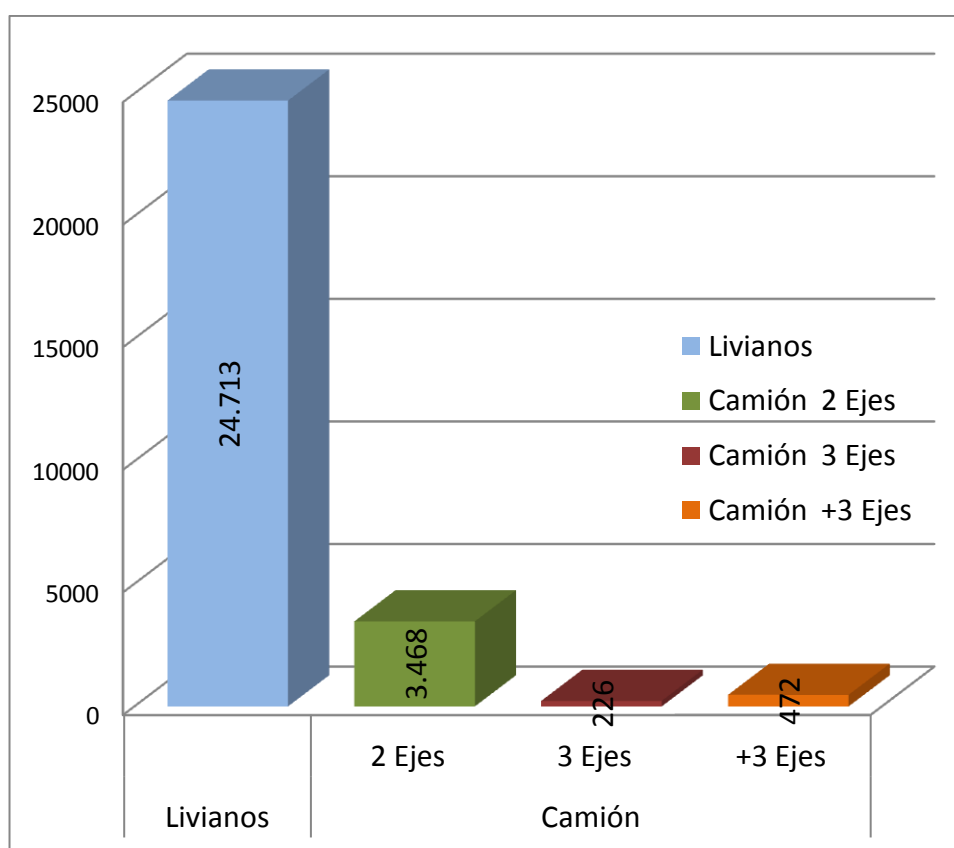
Tramo	Livianos	Camiones			TPDA
		2 Ejes	3 Ejes	+ 3 Ejes	
<i>Otavalo-Ibarra</i>	18.595	3.025	185	390	<b>22.195</b>
%	83,78	13,63	0,83	1,76	100



**Figura 2.26 Otavalo- Ibarra: Composición del TPDA 2017**

**Tabla 2.34 Tráfico Proyectado 2022**  
**Tramo: Otavalo-Ibarra**

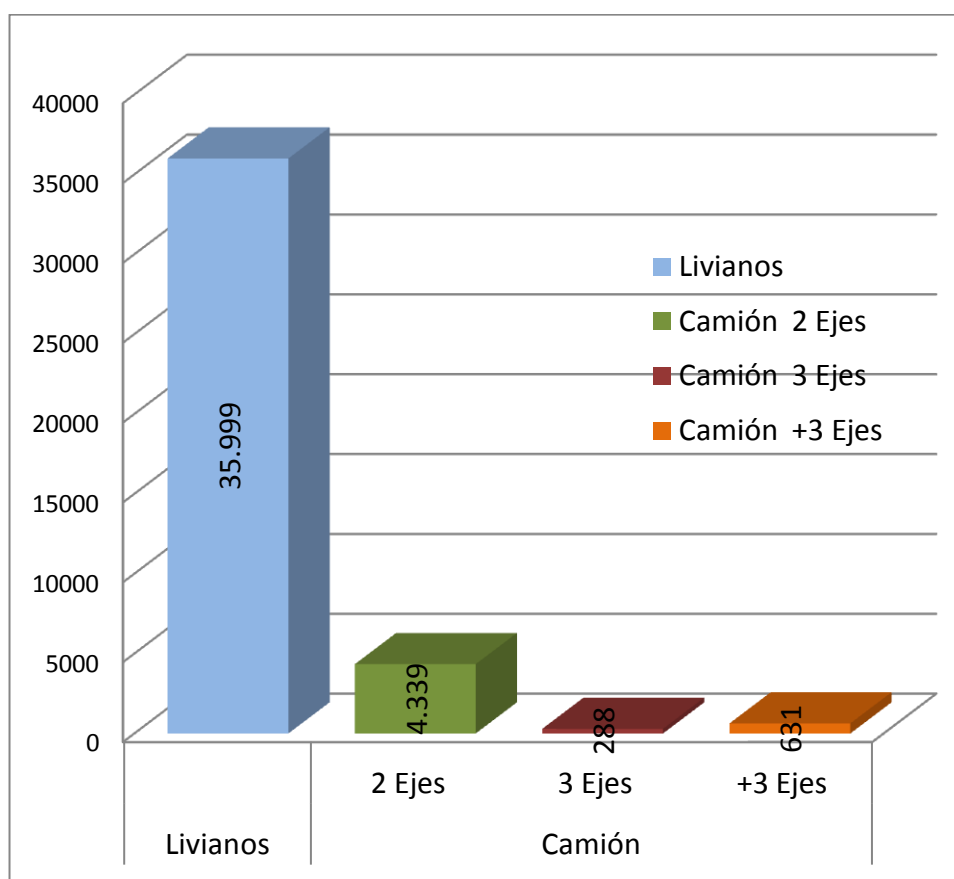
Tramo	Livianos	Camiones			TPDA
		2 Ejes	3 Ejes	+ 3 Ejes	
<i>Otavalo-Ibarra</i>	24.713	3.468	226	472	28.879
%	85,57	12,01	0,78	1,63	100



**Figura 2.27 Otavalo- Ibarra: Composición del TPDA 2022**

**Tabla 2.35 Tráfico Proyectado 2032**  
**Tramo: Otavalo-Ibarra**

Tramo	Livianos	Camiones			TPDA
		2 Ejes	3 Ejes	+ 3 Ejes	
<i>Otavalo-Ibarra</i>	35.999	4.339	288	631	<b>41.257</b>
%	87,26	10,52	0,70	1,53	100



**Figura 2.28 Otavalo- Ibarra: Composición del TPDA 2032**

### **2.3.10 CÁLCULO DEL FACTOR DE MÁXIMA DEMANDA (FHMD):**

Con la finalidad de calcular el FHMD se requirió efectuar conteos manuales para analizar las variaciones de los volúmenes horarios que circulan por la vía y poder conocer la longitud y la magnitud de los periodos de máxima demanda que se registran durante un día.

De acuerdo a las condiciones y tipología de la autovía "Otavalo-Ibarra" se presentan volúmenes con un crecimiento progresivo desde el lunes hasta llegar al viernes, siendo este último, el día laborable con mayor tránsito. Sin embargo se registran los valores máximos durante los fines de semana, según lo registrado por los conteos permanentes del tráfico analizados en la estimación del TPDA. Por esta razón podemos inferir que el día con mayor afluencia vehicular se registra los días sábados, día en el cual se realizó el conteo para establecer las horas pico.

Los conteos de vehículos en el campo para establecer los volúmenes horarios de tráfico contemplan las siguientes características:

- I.** El tiempo de conteo se lo realizó por 12 horas en un día laborable y un día de feriado (fin de semana).
- II.** El equipo utilizado fue una cámara de video para grabar el paso de los vehículos durante el tiempo de duración de los conteos.
- III.** El sitio donde se realizaron los conteos fue en la intersección de "San Roque" en la calle "Modesto Larrea".
- IV.** Finalmente todas la filmaciones del campo son procesadas por sentido y tipo de vehículo, obteniéndose los volúmenes en periodos de 15 minutos. Los siguientes cuadros y figuras son el resultado de los conteos realizados en la autovía "Otavalo-Ibarra".

**Cuadro 2.29    Conteo Vehicular Tramo "Otavalo-Ibarra"  
(Día Laborable)**

CONTEO VEHICULAR											
<b>SENTIDO 1:</b>		Otavalo - Ibarra									
<b>SENTIDO 2:</b>		Ibarra - Otavalo									
<b>ESTADO DEL TIEMPO:</b>		Despejado									
<b>FECHA:</b>		27/11/2012									
<b>DÍA:</b>		Martes									
<b>HORA</b>		8:00 a 20:00									
PERIODO (horas:minutos)	SENTIDO 1					SENTIDO 2					AMBOS SENTIDOS
	VEHÍCULOS			Q <sub>15</sub>	TOTAL	VEHÍCULOS			Q <sub>15</sub>	TOTAL	TOTAL
	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES	(Veh. Mixtos)		LIVIANOS	BUSES	CAMIONES	(Veh. Mixtos)		
8 : 00 - 8 : 15	104	4	31	139	585	83	10	9	102	374	959
8 : 15 - 8 : 30	112	10	27	149		76	8	12	96		
8 : 30 - 8 : 45	113	16	22	151		64	9	11	84		
8 : 45 - 9 : 00	114	10	22	146		74	10	8	92		
9 : 00 - 9 : 15	119	12	23	154	585	87	8	12	107	386	971
9 : 15 - 9 : 30	130	6	14	150		81	10	8	99		
9 : 30 - 9 : 45	101	9	21	131		54	8	13	75		
9 : 45 - 10 : 00	116	6	28	150		88	7	10	105		
10 : 00 - 10 : 15	107	9	13	129	520	86	8	15	109	432	952
10 : 15 - 10 : 30	111	9	18	138		88	7	20	115		
10 : 30 - 10 : 45	96	10	18	124		83	6	11	100		
10 : 45 - 11 : 00	95	12	22	129		77	9	22	108		
11 : 00 - 11 : 15	129	9	22	160	549	66	8	17	91	436	985
11 : 15 - 11 : 30	79	8	18	105		94	8	21	123		
11 : 30 - 11 : 45	106	9	22	137		84	8	14	106		
11 : 45 - 12 : 00	113	10	24	147		94	8	14	116		
12 : 00 - 12 : 15	82	6	21	109	491	74	12	23	109	470	961
12 : 15 - 12 : 30	105	8	13	126		112	5	24	141		
12 : 30 - 12 : 45	100	7	22	129		82	8	11	101		
12 : 45 - 13 : 00	99	9	19	127		88	8	23	119		
13 : 00 - 13 : 15	94	8	22	124	470	105	6	14	125	482	952
13 : 15 - 13 : 30	84	8	17	109		79	9	11	99		
13 : 30 - 13 : 45	91	11	21	123		95	10	15	120		
13 : 45 - 14 : 00	83	7	24	114		110	11	17	138		
14 : 00 - 14 : 15	67	9	19	95	546	98	12	15	125	431	977
14 : 15 - 14 : 30	113	7	31	151		81	6	22	109		
14 : 30 - 14 : 45	111	7	27	145		68	8	14	90		
14 : 45 - 15 : 00	126	10	19	155		80	9	18	107		
15 : 00 - 15 : 15	92	7	19	118	598	105	11	13	129	449	1047
15 : 15 - 15 : 30	124	10	23	157		85	9	23	117		
15 : 30 - 15 : 45	113	11	17	141		78	7	9	94		
15 : 45 - 16 : 00	149	8	25	182		97	5	7	109		
16 : 00 - 16 : 15	127	8	26	161	618	75	10	10	95	461	1079
16 : 15 - 16 : 30	132	13	29	174		101	7	15	123		
16 : 30 - 16 : 45	111	12	17	140		92	7	21	120		
16 : 45 - 17 : 00	109	11	23	143		93	9	21	123		
17 : 00 - 17 : 15	113	13	20	146	628	96	9	15	120	498	1126
17 : 15 - 17 : 30	123	17	21	161		106	10	26	142		
17 : 30 - 17 : 45	139	13	10	162		96	13	20	129		
17 : 45 - 18 : 00	127	12	20	159		89	6	12	107		
18 : 00 - 18 : 15	136	10	23	169	568	131	11	18	160	562	1130
18 : 15 - 18 : 30	108	11	15	134		100	8	20	128		
18 : 30 - 18 : 45	99	11	20	130		105	12	25	142		
18 : 45 - 19 : 00	106	8	21	135		107	7	18	132		
19 : 00 - 19 : 15	105	12	14	131	438	113	10	16	139	503	941
19 : 15 - 19 : 30	85	7	20	112		85	10	18	113		
19 : 30 - 19 : 45	80	4	12	96		89	7	16	112		
19 : 45 - 20 : 00	77	6	16	99		117	13	9	139		
<b>TOTAL</b>	5155	450	991		<b>6596</b>	4311	417	756		<b>5484</b>	<b>12080</b>
<b>PORCIENTO</b>	78,15%	6,82%	15,02%		<b>100,00%</b>	78,61%	7,60%	13,79%		<b>100,00%</b>	

De acuerdo a los datos de campo desarrollados en el cuadro anterior, se realizó la gráfica presentada a continuación, donde se indica el tráfico horario máximo por sentido en la vía:

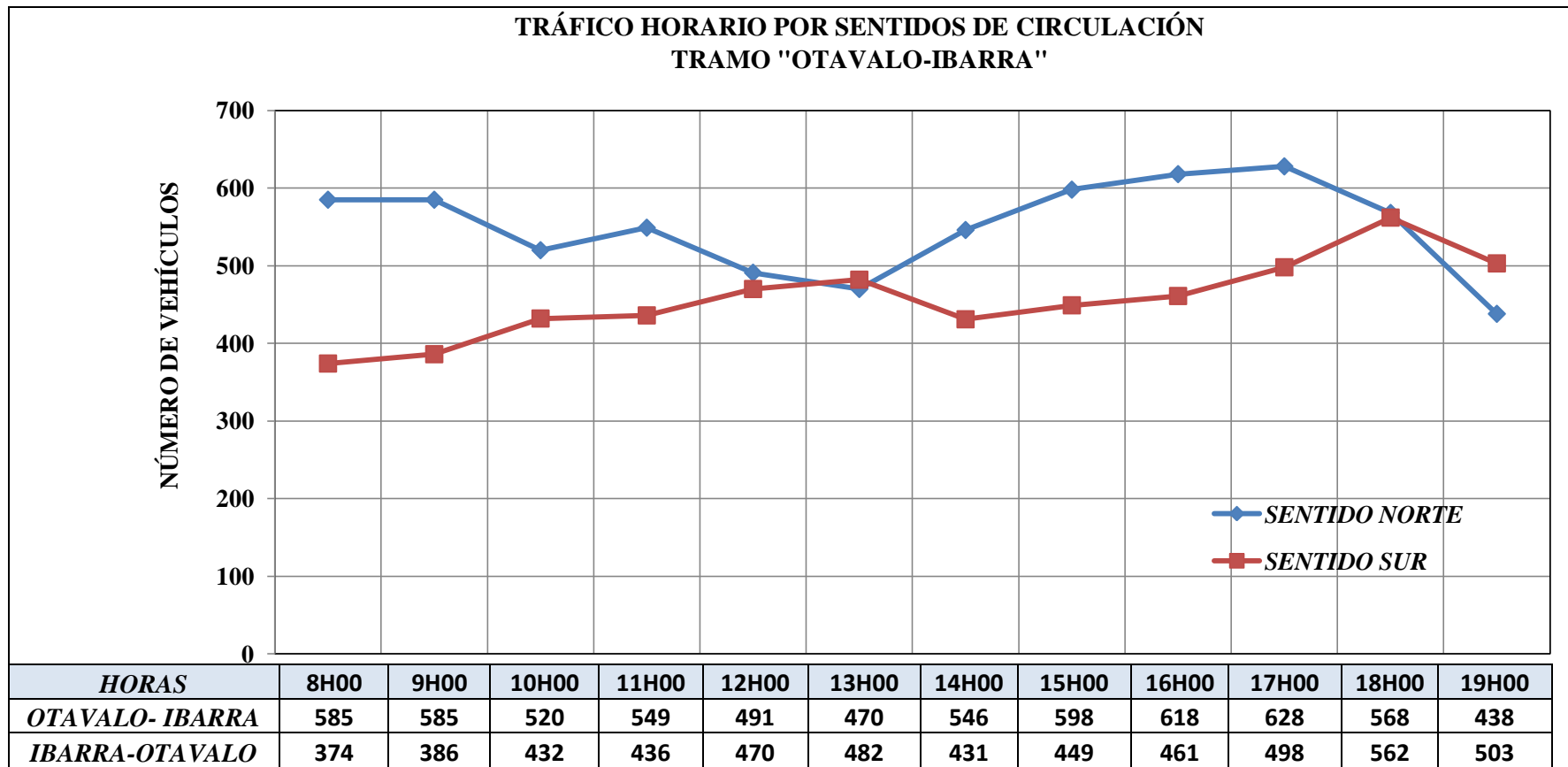


Figura 2.29 Volúmenes de Tráfico Horario (Día Laborable)



**Cuadro 2.30    Conteo Vehicular Tramo "Otavalo-Ibarra"  
(Fin de Semana)**

CONTEO VEHICULAR											
<b>SENTIDO 1:</b>		Otavalo - Ibarra									
<b>SENTIDO 2:</b>		Ibarra - Otavalo									
<b>ESTADO DEL TIEMPO:</b>		Despejado									
<b>FECHA:</b>		19/01/2013									
<b>DÍA:</b>		Sábado									
<b>HORA</b>		8:00 a 20:00									
PERIODO (horas:minutos)	SENTIDO 1					SENTIDO 2					AMBOS SENTIDOS
	VEHÍCULOS			Q <sub>15</sub>	TOTAL	VEHÍCULOS			Q <sub>15</sub>	TOTAL	TOTAL
	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES	(Veh. Mixtos)		LIVIANOS	BUSES	CAMIONES	(Veh. Mixtos)		
8 : 00 - 8 : 15	112	7	14	133	593	80	10	12	102	436	1029
8 : 15 - 8 : 30	134	9	25	168		84	9	10	103		
8 : 30 - 8 : 45	111	12	21	144		103	10	12	125		
8 : 45 - 9 : 00	127	11	10	148		89	5	12	106		
9 : 00 - 9 : 15	151	11	20	182	693	105	8	16	129	496	1189
9 : 15 - 9 : 30	135	7	16	158		78	8	12	98		
9 : 30 - 9 : 45	138	12	11	161		101	15	9	125		
9 : 45 - 10 : 00	164	10	18	192		117	17	10	144		
10 : 00 - 10 : 15	144	7	21	172	651	106	20	8	134	522	1173
10 : 15 - 10 : 30	145	7	21	173		76	16	11	103		
10 : 30 - 10 : 45	131	11	16	158		113	9	18	140		
10 : 45 - 11 : 00	125	9	14	148		119	9	17	145		
11 : 00 - 11 : 15	165	10	19	194	741	98	11	12	121	494	1235
11 : 15 - 11 : 30	147	14	15	176		106	7	14	127		
11 : 30 - 11 : 45	158	14	17	189		101	10	15	126		
11 : 45 - 12 : 00	167	6	9	182		101	9	10	120		
12 : 00 - 12 : 15	173	9	14	196	733	110	11	11	132	551	1284
12 : 15 - 12 : 30	150	10	6	166		111	8	14	133		
12 : 30 - 12 : 45	167	12	20	199		124	10	10	144		
12 : 45 - 13 : 00	146	9	17	172		117	10	15	142		
13 : 00 - 13 : 15	184	13	17	214	765	120	7	8	135	597	1362
13 : 15 - 13 : 30	176	12	17	205		127	12	11	150		
13 : 30 - 13 : 45	160	8	15	183		115	13	21	149		
13 : 45 - 14 : 00	131	12	20	163		143	9	11	163		
14 : 00 - 14 : 15	157	9	11	177	726	126	9	9	144	621	1347
14 : 15 - 14 : 30	148	11	12	171		128	8	9	145		
14 : 30 - 14 : 45	160	11	19	190		130	7	10	147		
14 : 45 - 15 : 00	161	10	17	188		159	12	14	185		
15 : 00 - 15 : 15	165	8	11	184	716	145	10	11	166	636	1352
15 : 15 - 15 : 30	169	7	11	187		137	13	11	161		
15 : 30 - 15 : 45	174	7	26	207		145	11	11	167		
15 : 45 - 16 : 00	116	8	14	138		122	12	8	142		
16 : 00 - 16 : 15	141	9	7	157	667	116	10	7	133	574	1241
16 : 15 - 16 : 30	152	14	25	191		136	7	4	147		
16 : 30 - 16 : 45	121	12	19	152		132	9	8	149		
16 : 45 - 17 : 00	145	8	14	167		129	6	10	145		
17 : 00 - 17 : 15	127	8	9	144	646	140	9	11	160	646	1292
17 : 15 - 17 : 30	142	11	14	167		156	10	6	172		
17 : 30 - 17 : 45	146	11	8	165		149	12	8	169		
17 : 45 - 18 : 00	146	11	13	170		126	7	12	145		
18 : 00 - 18 : 15	156	13	10	179	635	136	9	11	156	595	1230
18 : 15 - 18 : 30	136	12	14	162		129	9	7	145		
18 : 30 - 18 : 45	125	13	7	145		124	8	18	150		
18 : 45 - 19 : 00	133	6	10	149		121	17	6	144		
19 : 00 - 19 : 15	134	13	12	159	550	106	8	10	124	475	1025
19 : 15 - 19 : 30	115	15	9	139		98	6	8	112		
19 : 30 - 19 : 45	107	6	4	117		77	13	9	99		
19 : 45 - 20 : 00	120	4	11	135		117	14	9	140		
<b>TOTAL</b>	6937	479	700		<b>8116</b>	5628	489	526		<b>6643</b>	<b>14759</b>
<b>PORCIENTO</b>	85,47%	5,90%	8,62%		<b>100,00%</b>	84,72%	7,36%	7,92%		<b>100,00%</b>	

De acuerdo a los datos de campo del cuadro anterior, se realizó la gráfica presentada a continuación donde se representan el tráfico horario máximo por sentido en la vía:

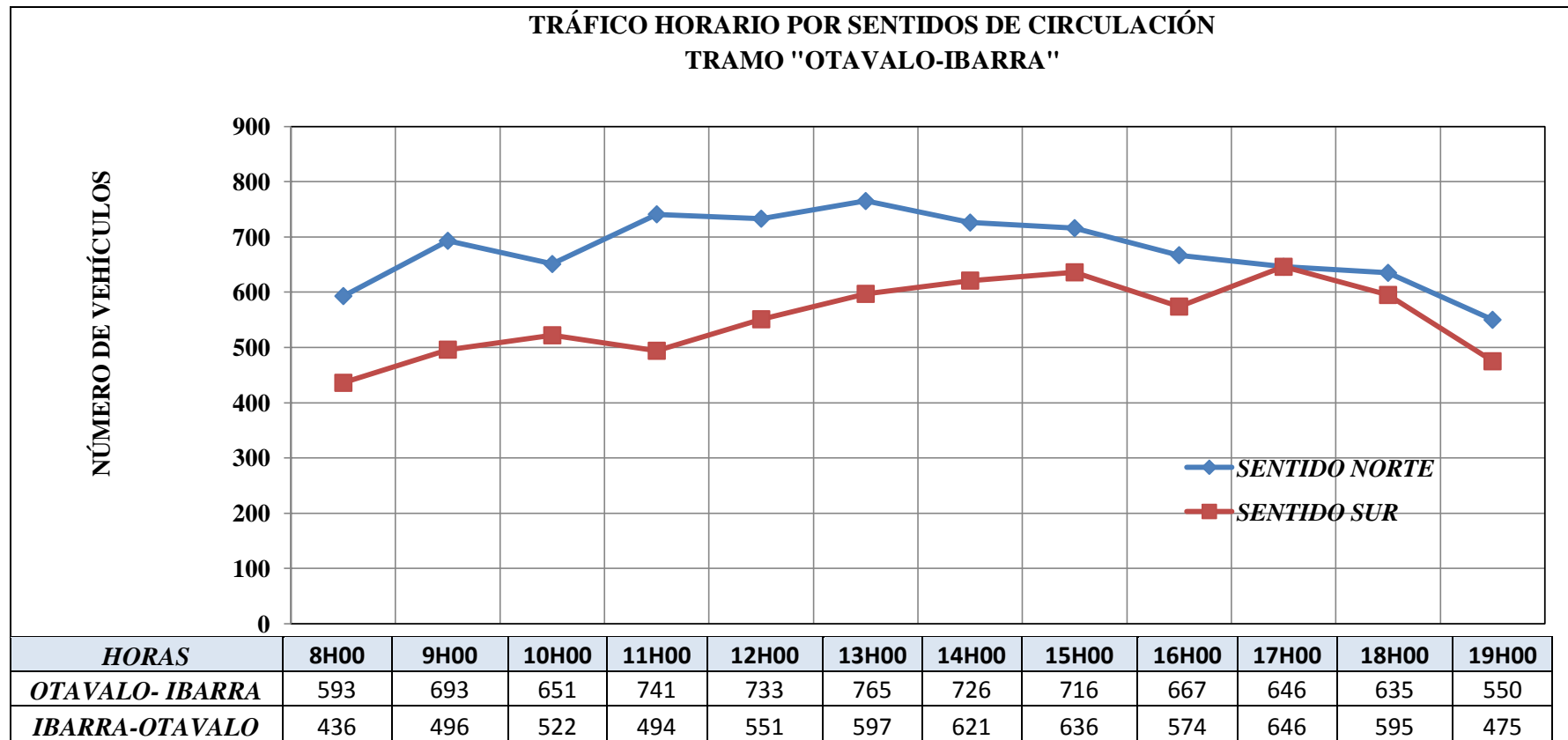


Figura 2.30 Volúmenes de Tráfico Horario (Fin de Semana)

Al considerar las variaciones de los volúmenes de tráfico horario del Figura 2.29 correspondientes al día Martes, notamos que el comportamiento en ambos sentidos describe una tipológica de carácter sub-urbano, ya que los mayores picos se encuentran fijados en los horarios típicos de ingreso y salida de los establecimientos de trabajo, destacándose un mayor flujo vehicular hacia la ciudad de Ibarra en días laborables por ser capital de provincia y presentar un mayor desarrollo poblacional que Otavalo.

En la Figura 2.30 la hora con mayor número de vehículos corresponde a la hora de 13:00 a 14:00 del día Sábado, en el sentido Norte (Otavalo hacia Ibarra), con un valor igual a 765 (vehículos/hora). En este sentido la variación horaria se incrementa a partir de las 11:00 hasta alcanzar un máximo y luego disminuye en el transcurso de la tarde y noche. En cambio para el sentido Sur, Ibarra-Otavalo, el incremento es paulatino y alcanza su máximo en la hora de 17:00 a 18:00 con un valor igual a 646 (vehículos/hora) para luego ir reduciendo hasta finalizar el día.

Lo analizado anteriormente nos lleva a concluir que la carretera tiene una demanda de usuarios de tipo turístico y recreacional durante los fines de semana, tras estudiar las variaciones y el comportamiento de los volúmenes horarios de tráfico a lo largo del día.

Se procede a determinar las principales características de los volúmenes de tráfico:

✓ Tráfico de la Hora Pico:

El máximo número de vehículos que pasan por la autovía "Otavalo-Ibarra", se presentó entre las 13:00 a 14:00 horas del día Sábado en el sentido Norte.

$$T_{pico} = 765 \text{ (Vehículos Mixtos/hora)}$$

✓ Tráfico de la Hora 30 (30 HV):

En concordancia con las referencias de la sección 2.2.3.3 el valor de  $k$  para una carretera suburbana se asume igual a 0,10 considerando la 30ava hora de máximo volumen. Por lo tanto el volumen horario de proyecto (VHP) ó para verificar si es necesaria una ampliación sería igual a:

$$30 \text{ HV} = k * TPDA \rightarrow VHP = 0,10 * 16.289_{(TPDA 2012)} = \mathbf{1.629 \text{ (Veh./hora)}}$$

Al ser el tráfico de la hora 30 mayor al tráfico de la hora pico, la vía en estudio no requiere ser ampliada, satisfaciendo completamente la demanda de tráfico que actualmente circula por la vía.

De los valores obtenidos en el aforo vehicular realizado en la vía, se procede a calcular el Factor Horario de Máxima Demanda en la hora de máxima demanda con la finalidad de hacer un análisis de las variaciones de volumen de tráfico. Como se observa en el Cuadro 2.30 para la hora de máxima demanda correspondiente al periodo entre las 13:00 y las 14:00 horas, tenemos en el sentido Norte un volumen horario de:

$$VHMD = 214 + 205 + 83 + 163 = \mathbf{765 \text{ (vehículos mixtos/hora)}}$$

El volumen máximo para periodos de 15 minutos corresponde al de las 13:00-13:15 horas, con un valor de 214 vehículos mixtos. Siendo el FHMD según la sección 2.2.3.4 igual a:

$$FHMD_{15} = \frac{VHMD}{4 * (Q_{max15})} = \frac{765}{4 * (214)} = \mathbf{0,89}$$

Según el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000), el valor del FHMD o PHF (por sus siglas en inglés, "Peak Hour Factor"), para áreas rurales es de 0,88 y el valor para áreas urbanas es de 0,92. Regularmente para el análisis de carreteras se usa el valor de 0,90, cuando no se dispone de la información de campo para encontrar este factor. Valores del FHMD mayores a 0,95 usualmente indican volúmenes altos de tráfico, restringiendo la capacidad de flujo durante horas pico.

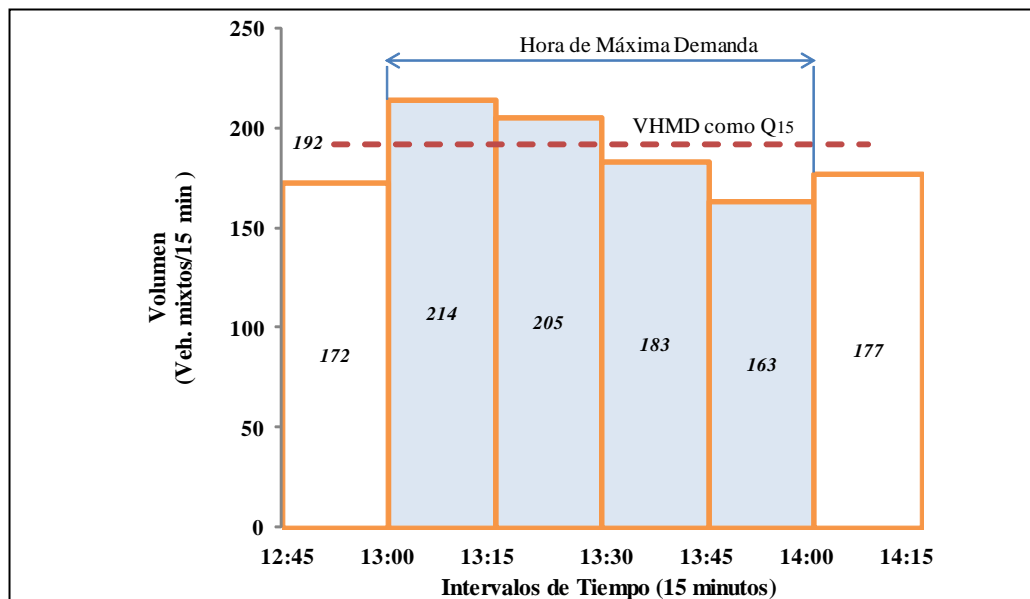
Los flujos máximos, de cada periodo, en términos horarios se los puede expresar de la siguiente forma:

$$4 * (Q_{max15}) = 4 * 214 = \mathbf{856 \text{ (vehículo mixtos/hora)}}$$

El valor anterior no quiere decir que en toda la hora pasen 856 vehículos, ya que el volumen real es de 765 vehículos. Lo que refleja la importancia de considerar periodos inferiores al de una hora en el análisis de flujo vehiculares, pues la frecuencia es mucho mayor al compararlos con los volúmenes horarios propiamente dichos.

Se puede expresar en unidades de volúmenes en periodos inferiores a una hora, de la siguiente manera:

$$VHMD_{Q15} = \frac{VHMD}{4} = \frac{765}{4} = 192 \text{ (Veh. mixtos/15 min)}$$



**Figura 2.31 Variación del Volumen de Tránsito en la hora de Máxima Demanda**

### 2.3.10.1 Variables relacionadas con el flujo

Las variables relacionadas con el flujo son las descritas a continuación:

*a) Tasa de Flujo ó Flujo (q) y Volumen (Q):* la tasa de flujo es el número de vehículos que pasan por un determinado punto o sección transversal, en una dirección durante un intervalo de tiempo específico menor a una hora, expresada en vehículos por minuto (Veh./min) o vehículos por segundo (Veh./seg). La tasa de flujo “q” puede ser expresada también en vehículos por hora (Veh./h), considerando

que esta tasa, no representa el número de vehículos que efectivamente pasan durante una hora completa conocido como volumen horario, “Q”.

**b) Intervalo Simple ( $h_i$ ):** intervalo de tiempo medido entre el paso de dos vehículos consecutivos usando como referencia puntos iguales de los mismos. Se mide en segundos.

**c) Intervalo Promedio ( $\bar{h}$ ):** promedio de todos los intervalos simples de los vehículos que circulan en la vía medido en (s/Veh.). Se lo calcula mediante la siguiente expresión:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} h_i}{N - 1}$$

Donde:

$\bar{h}$  = Intervalo Promedio (s/Veh.)

$N$  = Número de vehículos (Veh.)

$N - 1$  = Número de intervalos (Veh.)

$h_i$  = Intervalo Simple entre el vehículo  $i$  y el vehículo  $i + 1$  (seg)

El inverso del intervalo promedio me determina el flujo “q”. En donde aplicando límites a la expresión siguiente, podemos deducir que el flujo es máximo, cuando el intervalo es mínimo:

$$q (\text{Flujo}) = \frac{1}{\bar{h}}$$

### 2.3.11 CÁLCULO TASAS DE FLUJO E INTERVALOS

En la autovía "Otavalo-Ibarra", sub-tramo perteneciente al corredor Arterial Central Norte, Troncal de la Sierra (E35); se cronometraron los tiempos de paso de

cada uno de los vehículos. En el estudio se seleccionó el Puente Peatonal #4 como punto referencial para la toma de los tiempos, por su proximidad al Peaje de "San Roque". De este modo podremos demostrar el procedimiento de cálculo para determinar las variables relacionadas con el flujo. Las siguientes tablas indican los intervalos de tiempo existentes entre los vehículos tanto para el sentido Norte, como para el sentido Sur de circulación.

**Tabla 2.36 Intervalos (Sentido Norte)**

<i>Nombre de la carretera:</i> Autovía "Otavalo-Ibarra"	<i>Punto de Referencia:</i> Puente #4
<i>Sentido:</i> Norte	<i>Fecha:</i> Martes 6 de Noviembre del 2012
<i>Estado del Tiempo:</i> Despejado	<i>Hora:</i> 13:25 Fuera de Horas Pico

CONTINUA

Vehículo Número	Tiempo de Paso (h:min:s)	Vehículo Número	Tiempo de Paso (h:min:s)
1	13:25:00	21	13:28:18
2	13:25:12	22	13:28:28
3	13:25:15	23	13:28:56
4	13:25:30	24	13:28:57
5	13:25:55	25	13:29:41
6	13:25:59	26	13:30:00
7	13:26:09		
8	13:26:11		
9	13:26:28		
10	13:26:37		
11	13:26:38		
12	13:26:52		
13	13:27:00		
14	13:27:16		
15	13:27:18		
16	13:27:28		
17	13:27:38		
18	13:28:01		
19	13:28:03		
20	13:28:06		



**Tabla 2.37 Intervalos Simples entre pares de Vehículos Consecutivos (Sentido Norte)**

Intervalo $h_i$ en s (veh $i$ y veh $i+1$ )		Intervalo $h_i$ en s (veh $i$ y veh $i+1$ )	
12	( 1 y 2 )	10	( 15 y 16 )
3	( 2 y 3 )	10	( 16 y 17 )
15	( 3 y 4 )	23	( 17 y 18 )
25	( 4 y 5 )	2	( 18 y 19 )
4	( 5 y 6 )	3	( 19 y 20 )
10	( 6 y 7 )	12	( 20 y 21 )
2	( 7 y 8 )	10	( 21 y 22 )
17	( 8 y 9 )	28	( 22 y 23 )
9	( 9 y 10 )	1	( 23 y 24 )
1	( 10 y 11 )	44	( 24 y 25 )
14	( 11 y 12 )	19	( 25 y 26 )
8	( 12 y 13 )		
16	( 13 y 14 )		
2	( 14 y 15 )		

**Tabla 2.38 Tasas de Flujo e Intervalos (Sentido Sur)**

<b>Nombre de la carretera:</b> Autovía "Otavalo-Ibarra"	<b>Punto de Referencia:</b> Puente #4
<b>Sentido:</b> Sur	<b>Fecha:</b> Martes 6 de Noviembre del 2012
<b>Estado del Tiempo:</b> Despejado	<b>Hora:</b> 13:25 Fuera de Horas Pico

Vehículo Número	Tiempo de Paso (h:min:s)	Vehículo Número	Tiempo de Paso (h:min:s)	Vehículo Número	Tiempo de Paso (h:min:s)
1	13:25:00	21	13:27:37	41	13:29:46
2	13:25:33	22	13:27:42	42	13:29:54
3	13:25:36	23	13:27:44	43	13:29:55
4	13:25:37	24	13:27:47	44	13:29:58
5	13:25:38	25	13:27:48	45	13:30:00
6	13:25:40	26	13:27:49		
7	13:25:41	27	13:27:59		
8	13:25:42	28	13:28:00		
9	13:25:44	29	13:28:06		
10	13:25:45	30	13:28:07		
11	13:25:46	31	13:28:40		
12	13:25:47	32	13:29:12		
13	13:25:52	33	13:29:13		
14	13:26:26	34	13:29:16		
15	13:26:31	35	13:29:18		
16	13:26:32	36	13:29:20		
17	13:26:34	37	13:29:24		
18	13:27:27	38	13:29:27		
19	13:27:32	39	13:29:32		
20	13:27:35	40	13:29:43		

**Tabla 2.39 Intervalos Simples entre pares de Vehículos Consecutivos (Sentido Sur)**

Intervalo $h_i$ en s (veh $i$ y veh $i+1$ )	Intervalo $h_i$ en s (veh $i$ y veh $i+1$ )	Intervalo $h_i$ en s (veh $i$ y veh $i+1$ )
33 ( 1 y 2 )	1 ( 15 y 16 )	33 ( 30 y 31 )
3 ( 2 y 3 )	2 ( 16 y 17 )	31 ( 31 y 32 )
1 ( 3 y 4 )	53 ( 17 y 18 )	1 ( 32 y 33 )
1 ( 4 y 5 )	5 ( 18 y 19 )	3 ( 33 y 34 )
2 ( 5 y 6 )	3 ( 19 y 20 )	3 ( 34 y 35 )
1 ( 6 y 7 )	2 ( 20 y 21 )	3 ( 35 y 36 )
2 ( 7 y 8 )	5 ( 21 y 22 )	4 ( 36 y 37 )
1 ( 8 y 9 )	2 ( 22 y 23 )	3 ( 37 y 38 )
1 ( 9 y 10 )	4 ( 23 y 24 )	5 ( 38 y 39 )
1 ( 10 y 11 )	1 ( 24 y 25 )	10 ( 39 y 40 )
1 ( 11 y 12 )	1 ( 25 y 26 )	3 ( 40 y 41 )
5 ( 12 y 13 )	11 ( 26 y 27 )	7 ( 41 y 42 )
33 ( 13 y 14 )	1 ( 27 y 28 )	1 ( 42 y 43 )
6 ( 14 y 15 )	7 ( 28 y 29 )	2 ( 43 y 44 )
	1 ( 29 y 30 )	1 ( 44 y 45 )

*Nota:* todos los intervalos han sido expresados en segundos.

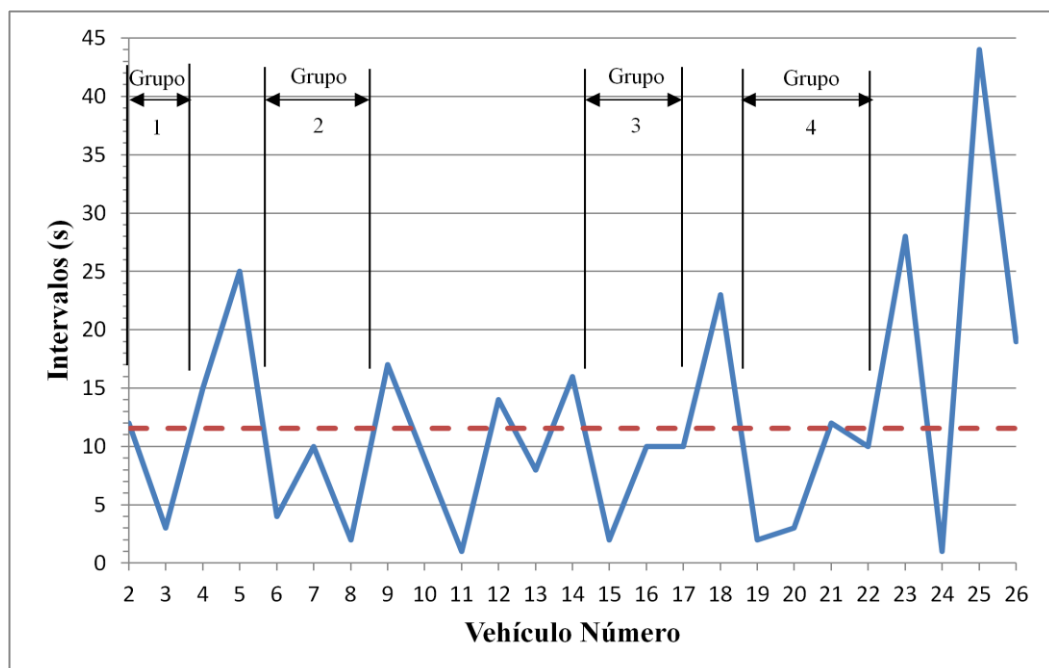
Se procede a calcular la tasa de flujo, el intervalo promedio y el intervalo simple para un periodo de 5 minutos, por lo que de acuerdo a las expresiones revisadas anteriormente se tiene:

**Cuadro 2.31 Tasas de flujo e Intervalos Promedio**

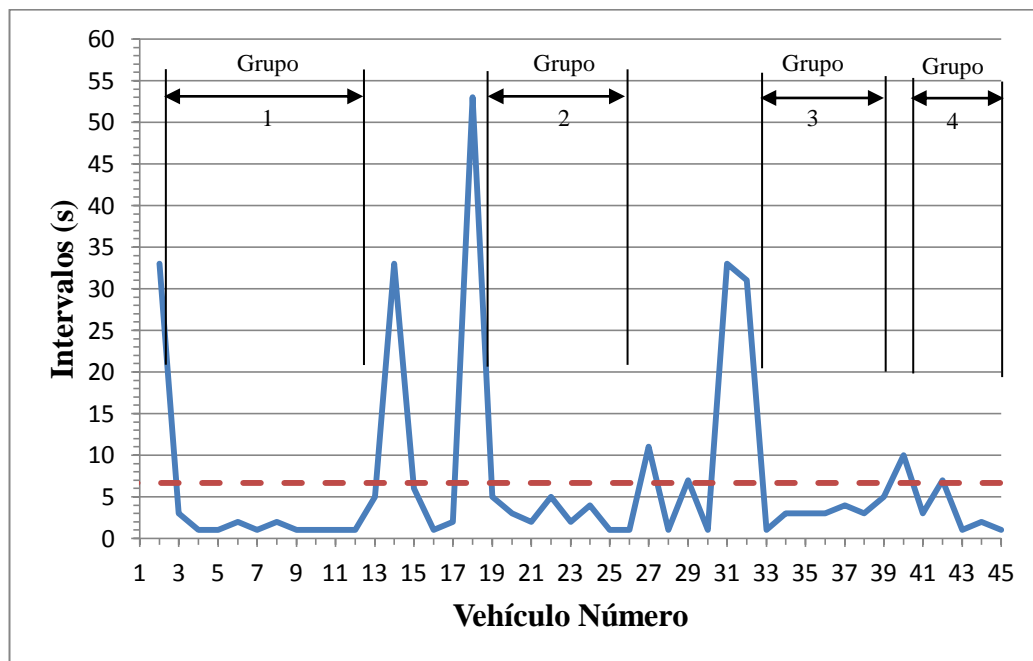
Sentido	NORTE	SUR
<b>1. Tasa de Flujo:</b> $q$	N: 26 Vehículos T: 5 minutos $q = \frac{N}{T} = \frac{26 \text{ veh}}{5 \text{ min}} \left( \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}} \right)$ $q = 312 \text{ Veh./h}$	N: 45 Vehículos T: 5 minutos $q = \frac{N}{T} = \frac{45 \text{ veh}}{5 \text{ min}} \left( \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}} \right)$ $q = 540 \text{ Veh./h}$
<b>2. Intervalo Promedio:</b> $\bar{h}$	a) $\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} h_i}{N-1} = \frac{\sum_{i=1}^{45-1} h_i}{45-1}$ $= \frac{12 + 3 + 15 + 25 + \dots + 44 + 19}{44}$ $= \frac{300 \text{ s}}{25 \text{ Veh.}}$ $\bar{h} = 12,00 \left( \frac{\text{s}}{\text{Veh.}} \right)$ b)	a) $\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^{N-1} h_i}{N-1} = \frac{\sum_{i=1}^{45-1} h_i}{45-1}$ $= \frac{33 + 3 + 1 + 1 + \dots + 2 +}{44}$ $= \frac{300 \text{ s}}{44 \text{ Veh.}}$ $\bar{h} = 6,82 \left( \frac{\text{s}}{\text{Veh.}} \right)$ CONTINUA

	$\bar{h} = \frac{1}{q}$ $= \frac{1}{312 \left(\frac{veh.}{h}\right)} * \left(\frac{3600 s}{1 h}\right)$ $\bar{h} = 11,54 \left(\frac{s}{Veh.}\right)$	<b>b)</b> $\bar{h} = \frac{1}{q}$ $= \frac{1}{540 \left(\frac{veh.}{h}\right)} * \left(\frac{3600 s}{1 h}\right)$ $\bar{h} = 6,67 \left(\frac{s}{Veh.}\right)$
--	---	--

Al interpretar los valores encontrados podemos notar la diferencia entre cada uno de los sentidos de circulación, donde el intervalo promedio es de 6,67 (s/Veh.) para todos los vehículos que se encontraban circulando por dicho punto en sentido Sur a esa hora y lugar establecidos. Se construyó una gráfica donde se indican los diversos intervalos simples para cada par de vehículos consecutivos y el intervalo promedio calculado.



**Figura 2.32 Intervalos simples entre pares de Vehículos Consecutivos e Intervalo Promedio - Sentido: Norte**



**Figura 2.33 Intervalos simples entre pares de Vehículos Consecutivos e Intervalo Promedio - Sentido: Sur**

En las dos graficas presentadas anteriormente se pueden apreciar los grupos que indican la circulación de varios vehículos a intervalos pequeños (debajo de la línea del intervalo promedio) y reflejan concentraciones vehiculares que se mueven a lo largo del tiempo en forma de ondas.

Los resultados obtenidos son específicos del sitio, a hora y el día en que se realizó la medición. Los intervalos promedio encontrados reflejan las condiciones del flujo vehicular en ese punto y no pueden ser adoptados como valores representativos del tramo en estudio.



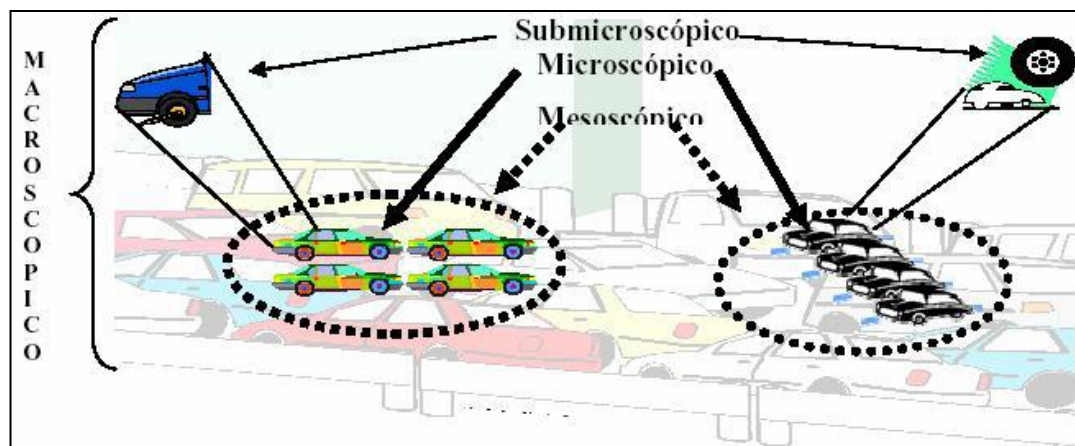
**Fotografía 2.4 Medición de Intervalos Puente Peatonal #4  
Autovía "Otavalo-Ibarra"**

### **2.3.12 RELACIÓN ENTRE EL FLUJO, LA VELOCIDAD, LA DENSIDAD, EL INTERVALO Y EL ESPACIAMIENTO**

El desarrollo de modelos microscópicos y macroscópicos que relacionan sus diferentes variables como el volumen, la velocidad, la densidad, el intervalo y el espaciamiento. Estos modelos han sido la base del desarrollo del concepto de capacidad y niveles de servicio aplicado a diferentes tipos de elementos viales. Las relaciones matemáticas que describen el flujo del tránsito pueden clasificarse en dos tipos:

- **Macroscópico:** se considera el tráfico de manera agregada, es decir es un análisis más general de las relaciones de la densidad de flujo y del cual están basadas la mayoría de teorías de flujo de tráfico. Pueden emplearse para determinar características específicas tales como, velocidad y densidad, para las cuales se presenta el flujo máximo, así como para la densidad de embotellamiento de una instalación.

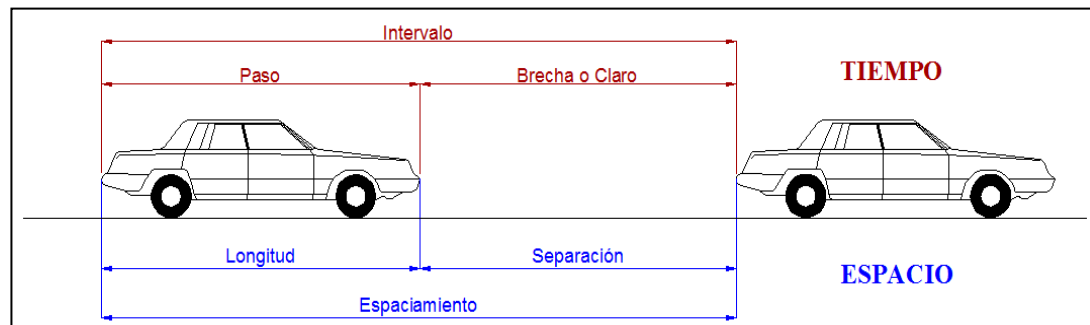
- **Microscópico:** este considera el movimiento de los vehículos individualmente. También es denominado como, teoría de seguir a un automóvil o teoría de seguir al líder, considera los espaciamientos entre los vehículos individuales, así como sus velocidades.



**Figura 2.34** Tipos de Modelos para el Estudio de Tránsito

**Fuente:** Método para Obtener Planes de Tiempo Semafóricas Óptimos En Intersecciones Congestionadas, Pre-Tesis, Ricardo Zarate

Mediante el establecimiento de correlaciones entre las tres variables básicas se puede diagnosticar las características de la corriente de tránsito, ya que estas reflejan la calidad o el nivel de servicio experimentado por los usuarios de una carretera. En el esquema siguiente se han representado dos vehículos consecutivos a los que se le ha asociado atributos tanto en el tiempo como en el espacio.



**Figura 2.35 Relación entre espacio y tiempo entre vehículos**

**Fuente:** Ingeniería de Tránsito, Fundamentos y Aplicaciones, Rafael Cal y Mayor Reyes Espíndola †, James Cárdenas Grisales.

#### **Relacionadas al Tiempo:**

- **Paso:** tiempo necesario para el que el vehículo recorra su propia longitud.
- **Brecha o Claro:** intervalo de tiempo libre disponible entre los dos vehículos, esta separación es tomada desde la defensa trasera del primer vehículo hasta la defensa delantera del segundo vehículo, a esta medida se la divide para la velocidad del segundo vehículo o del grupo de vehículos de viaje.

#### **Relacionadas al Espacio:**

- **Longitud:** distancia entre la defensa delantera y trasera de un vehículo en particular.
- **Separación:** espacio entre la defensa trasera del primer vehículo hasta la defensa delantera del segundo vehículo.

En base a la Figura 2.35 se considera un grupo vehicular que se mueve a velocidad ( $\bar{V}_e$ ) aproximadamente constante, su intervalo promedio ( $\bar{h}$ ) y espaciamiento promedio ( $\bar{s}$ ), la velocidad media espacial se puede relacionar así:

$$\bar{S} (\text{Espaciamiento Promedio}) = \bar{V}_e * \bar{h}$$

El Manual de Capacidad de Carreteras en su versión 2000, indica que el volumen o flujo de tráfico es un parámetro común para ambos tipos de flujo, ya sea para un flujo interrumpido o ininterrumpido, sin embargo la velocidad y la densidad se aplican principalmente a flujos de carácter ininterrumpidos. Los parámetros relacionados a la tasa de flujo, tales como el intervalo y la brecha o claro son específicos para el análisis de flujos interrumpidos.

#### **2.3.12.1 Relación entre los tres parámetros básicos**

Si se observa el tráfico vehicular desde una gran altura, podríamos notar su semejanza con el flujo continuo de un líquido. Se conoce que los líquidos adquieren la forma del recipiente que lo contiene, entonces podemos analogía y tomar la carretera como dicho recipiente y el tráfico vehicular como el líquido contenido; de esta manera lo podemos ver como un fluido. Con esta similitud el flujo de tráfico es descrito comúnmente en términos de sus tres variables principales: la tasa de flujo ( $q$ ), la velocidad ( $V_e$ ) y la densidad ( $k$ ). A la descripción en términos de estas variables se le denomina "descripción macroscópica del flujo vehicular" (Kuhne & Michalpoulos, 1975).

#### ***Deducción de la Relación Fundamental del Flujo Vehicular:***

Si se considera la relación la velocidad media espacial ( $\bar{V}_e$ ) con respecto al intervalo promedio ( $\bar{h}$ ) y espaciamento promedio:



$$\bar{s} (\text{Espaciamiento Promedio}) = \bar{V}_e * \bar{h}$$

Donde:

$\bar{s}$  = Espaciamiento promedio (distancia)

$\bar{V}_e$  = Velocidad media espacial.

$\bar{h}$  = Intervalo promedio (tiempo)

Además sabemos por lo visto en la sección 2.2.2 y 2.2.3 que:

- $q$  (**Flujo**) =  $\frac{1}{\bar{h}}$  → Despejando  $\bar{h}$  nos queda:  $\bar{h} = \frac{1}{q}$
- $k$  (**Densidad**) =  $\frac{1}{\bar{s}}$  → Despejando  $\bar{s}$  nos queda:  $\bar{s} = \frac{1}{k}$

Si reemplazamos estos valores en la ecuación del espaciamento promedio se tiene:

$$\left(\frac{1}{k}\right) = \bar{V}_e * \left(\frac{1}{q}\right)$$

Despejando de esta última ecuación el valor de  $q$ , se obtiene:

$$q = \bar{V}_e * k$$

A los tres parámetros básicos se los correlaciona de la siguiente manera:

**Ecuación Fundamental del Flujo Vehicular** →  $q = V * k$

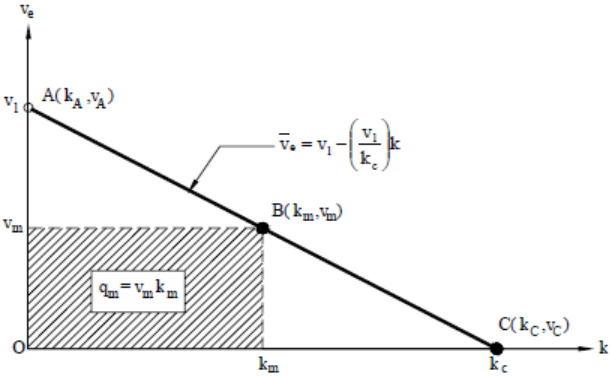
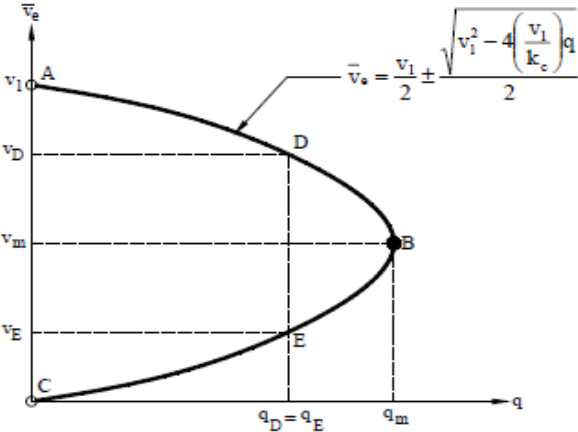
La variable más fácil de medir es el flujo ( $q$ ), consecutiva a esta tenemos la velocidad ( $S$ ) y la densidad ( $k$ ), siendo la última considerada como dependiente. El objetivo de relacionar las variables busca crear medidas de efectividad para optimizar

la operación de los sistemas de tránsito de acuerdo a sus recursos, las restricciones del usuario y del medio ambiente.

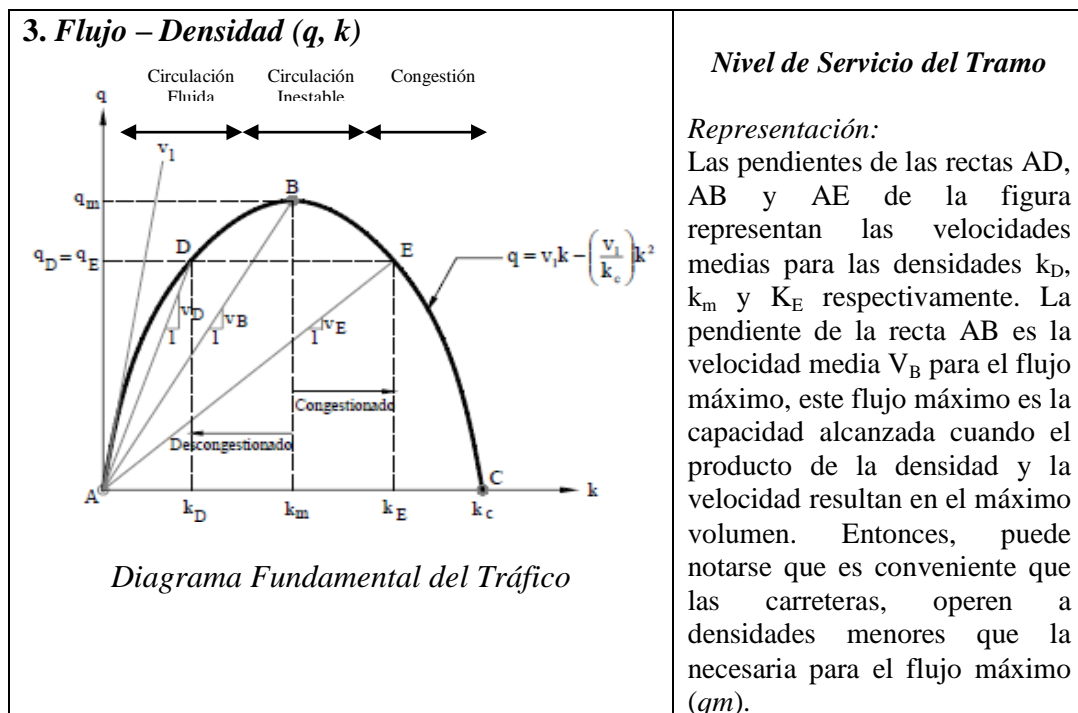
B. D. Greenshields (Greenshields, 2002) propuso el modelo lineal donde supone una relación lineal entre la velocidad y la densidad a partir de la cual construye tres gráficos que relacionan los principales parámetros que dependen del tránsito prevaeciente en el tramo bajo análisis. Así por ejemplo su interrelación nos permite conocer:

1. *Velocidad-Densidad*: gráfica con un enfoque teórico hacia modelos de flujo vehicular. La velocidad disminuye a medida que aumenta la densidad.
2. *Flujo-Densidad*: nos permite tener un mejor control del tránsito y de la densidad u ocupación en determinados tramos de la vía en estudio. Si la densidad es menor que la crítica, el tráfico se mantiene fluido y estable, por el contario por el contrario, cuando la densidad es superior a la crítica corresponde a una circulación inestable, produciendo constantemente paradas y avances, y velocidades que oscilan entre cero y valores siempre reducidos. En resumen cuando la es máxima el flujo es cero.
3. *Velocidad-Flujo*: se utiliza para identificar los niveles de servicio (velocidades) y los niveles de productividad (flujos). A medida que aumenta el flujo la velocidad disminuye.

**Cuadro 2.32 Relación entre los Parámetros Básicos**

<u>Gráfico</u>	<u>Uso</u>
<p><b>1. Velocidad – Densidad (<math>V_e, k</math>)</b></p>  <p style="text-align: center;"> <math display="block">V_m = \frac{V_l}{2} \quad \text{y} \quad k_m = \frac{k_c}{2} \Rightarrow \text{Flujo M}á\text{x. (}q_m\text{)}</math> <math display="block">= \frac{V_l * k_c}{4}</math> </p>	<p style="text-align: center;"><b>Trabajos Teóricos</b></p> <p><i>Representación:</i>                  Se aprecia que cuando no hay vehículos en la vía, la densidad (flujo) es cero y el volumen es cero. La velocidad media espacial a flujo libre es teórica para esta condición (<math>V_l</math>). La densidad llega a ser tan alta que los vehículos deben parar (<math>q_m</math>). La densidad a la cual todo movimiento se detiene se llama (<math>k_c</math>) ó densidad de embotellamiento.</p>
<p><b>2. Velocidad – Flujo (<math>V, q</math>)</b></p> 	<p style="text-align: center;"><b>Nivel de Servicio del Tramo</b></p> <p><i>Representación:</i>                  Como el volumen incrementa de cero, la densidad también incrementa mientras más vehículos hay en la vía, la velocidad declina por la interacción de los vehículos. Si la demanda <math>q</math> se aproxima a la capacidad máxima de oferta o servicio <math>q_m</math>, esto puede causar que éste se reduzca con velocidades dentro de la porción inferior de la curva desde el punto E hasta el punto B, indicando niveles de congestión.</p>

CONTINUA



**Fuente:** Ingeniería de Tránsito de Rafael Cal y Mayor R. & James Cárdenas G

En la Gráfica Flujo-Densidad del Cuadro 2.32 se tienen tres regiones las cuales describen lo siguiente:

1. *Circulación Fluida:* el flujo aumenta a medida que aumenta la densidad, hasta alcanzar su valor máximo o capacidad de la sección.
2. *Circulación Inestable:* el flujo se mantiene casi constante al aumentar la densidad. La probabilidad de un colapso del flujo es alta.
3. *Congestión:* el flujo disminuye y llega a ser nula para un valor crítico de la densidad.

Entonces, se puede concluir de las relaciones básicas, que las regiones correspondientes a flujos de tránsito *no congestionados* están limitadas por:

$$\begin{aligned} \rightarrow 0 \leq q \text{ (demanda)} &\leq qm \text{ (m\u00e1xima oferta o servicio)} \\ \rightarrow V_m \text{ (velocidad espacial m\u00e1xima)} &\leq \overline{Ve} \text{ (velocidad media espacial)} \leq V_{libre} \text{ (velocidad} \\ &\text{media espacial a flujo libre)} \\ \rightarrow 0 \leq k \text{ (densidad)} &\leq km \text{ (densidad m\u00e1xima)} \end{aligned}$$

La formaci\u00f3n de congestionamientos viales trae consigo un sin n\u00famero de problemas, entre los cuales podemos mencionar: la generaci\u00f3n de contaminaci\u00f3n auditiva y de sustancias vertidas a la atm\u00f3sfera las cuales producen un deterioro en la salud, tambi\u00e9n p\u00e9rdidas econ\u00f3micas por efecto de la p\u00e9rdida de tiempo, as\u00ed como la frustraci\u00f3n que provoca estar atascad en un embotellamiento vial. Por eso es de enorme importancia estudiar el flujo vehicular para entender el fen\u00f3meno del tr\u00e1fico y de ser posible dise\u00f1ar estrategias para disminuir los congestionamientos.

## 2.4 CONGESTI\u00d3N DEL TR\u00c1NSITO

Una congesti\u00f3n se produce cuando el volumen de demanda de tr\u00e1nsito en uno o m\u00e1s puntos de una v\u00eda excede el volumen m\u00e1ximo que puede pasar por ellos. Esto se genera debido a la intensa interacci\u00f3n vehicular que impide a los usuarios de la v\u00eda puedan circular de forma c\u00f3moda y sin tener demoras excesivas. Este aumento o disminuci\u00f3n del volumen pueden darse a lo largo de la v\u00eda origin\u00e1ndose dos posibles situaciones:

- *1er Caso:* el volumen m\u00e1ximo posible en el punto de la v\u00eda considerado es menor que el que existe corriente arriba de este punto, a esto se lo denomina embotellamiento. Esto frecuentemente ocurre al comienzo de una pendiente

fuerte o curva cerrada, o por la confluencia de dos o más corrientes vehiculares en el punto considerado.

- *2do Caso:* ocurre cuando la demanda de viajes aumenta de improviso o no, o por circunstancias climáticas que reducen la velocidad generando puntos de embotellamiento por los cambios en demanda u oferta de tránsito.

#### **2.4.1 Efectos de la Congestión**

Existen una serie de circunstancias específicas que causan o agravan la congestión, la mayoría de ellas reducen la capacidad de una carretera en un punto determinado o durante un determinado periodo. Los eventos que usualmente se atribuyen como causantes suelen ser incidentes de tránsito, obras viales, inadecuada semaforización, ausencia de canales o carriles exclusivos para el transporte público y eventos climáticos.

La velocidad y el flujo también pueden afectar la capacidad de la red. Es difícil predecir en qué condiciones un "atasco" sucede, pues puede ocurrir de repente. Se ha constatado que incidentes tales como accidentes o incluso un solo carro detenido puede causar repercusiones en cascada, que luego se difunde y crea un congestionamiento de tránsito sostenido: Este tipo de sucesos no recurrentes producen demoras las cuales crecen de forma geométrica según el tiempo empleado para despejar este incidente.

La congestión vehicular recurrente produce grandes pérdidas sociales, ambientales y económicas en las grandes urbes. A su vez, la posibilidad de continuar

con la construcción de nueva infraestructura es cada día más reducida por la falta de espacio y los impactos que tienen estas construcciones. Para algunos investigadores, el principal responsable de este fenómeno es el automóvil, puesto que uno de sus ocupantes genera unas once veces la congestión que crea un vecino que se desplaza en transporte colectivo. Desde luego, no es la propiedad de un automóvil la que causa congestión, sino el uso indebido que se le da a éste en el tiempo y lugar que no corresponde.

Todo lo anterior significa que no son suficientes autobuses, puentes, nuevas vías, semáforos y control vial adecuados para reducir la congestión si no existe educación y cultura del tránsito por parte de conductores y peatones.

La velocidad con que se incrementa el parque automotor no es proporcional a la del crecimiento de la infraestructura vial. Por eso la densidad o concentración de vehículos, medida en vehículos por kilómetro de vía, es considerada técnicamente responsable de los embotellamientos ó trancones.

El volumen de tránsito tiene un efecto directo en la congestión de arterias principales, sobre las vías secundarias y en rutas alternativas, que pueden afectar ciudades y comunidades. Las consideraciones técnicas más representativas que generan una serie de efectos negativos son las presentadas a continuación:

- Pérdida del tiempo de los automovilistas y pasajeros, considerado desde el punto de vista económico como el costo de oportunidad por no estar puntualmente en el lugar de destino.

- Mayor desgaste de los vehículos como consecuencia del lento desplazamiento en el tránsito y la frecuencia de aceleración y frenado, lo que induce a más frecuentes reparaciones y reemplazos de partes.
- Desperdicio de combustible, aumenta la contaminación del aire y las emisiones de dióxido de carbono (que puede contribuir al calentamiento global), debido a la disminución de la velocidad de viaje, aceleración y frenado frecuentes.
- Incapacidad para predecir con exactitud el tiempo de viaje, lo que lleva a los conductores a asignación de más tiempo para viajar "por si acaso", y menos tiempo en actividades productivas.
- Retrasos en la movilidad, lo cual puede resultar en hora atrasada de llegada al lugar de trabajo, a las reuniones y a recibir o impartir clases, lo que al final resulta en pérdida de negocios, medidas disciplinarias u otras pérdidas personales.

La influencia de todas estas demoras puede medirse como una relación de demora, que consiste en la diferencia entre la relación de movimiento observado y la relación de movimiento considerada como normal para diferentes tipos de vías. Los valores mínimos para la relación normal en término de velocidad de recorrido son: para autopistas de 56 (Km/h), para arterias principales 40 (Km/h) y para calles secundarias 32 (Km/h), según normas internacionales.



## ***CAPÍTULO III. CAPACIDAD VIAL***

### **3.1 DEFINICIÓN DE CAPACIDAD**

Teóricamente se define como “la máxima tasa de flujo que puede soportar una carretera o calle”. La capacidad de una infraestructura vial es “el máximo número de vehículos (o peatones) que pasan por un punto o sección uniforme de un carril o calzada durante un periodo de tiempo dado, bajo condiciones prevaecientes de la infraestructura vial, del tránsito y de los dispositivos de control” (Spíndola & Grisales, 2007). Este análisis estima el aumento de tránsito que una carretera puede acomodar mientras se mantiene su nivel de operatividad establecido. La capacidad es medida normalmente en vehículos por hora (Veh./h).



**Fotografía 3.1 Autopista Interestatal (I-80), Berkeley, California**

**Fuente:** [http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/3/3e/I-80\\_Eastshore\\_Fwy.jpg](http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/3/3e/I-80_Eastshore_Fwy.jpg)

### 3.2 ANÁLISIS DE CAPACIDAD

La capacidad de una infraestructura de transporte refleja su facultad para acomodar un flujo móvil de personas o vehículos. Es una medida, desde el punto de vista de la oferta de una infraestructura de transporte. A su vez, mediante los análisis de capacidad, también se estima la cantidad máxima de vehículos que el sistema vial puede soportar mientras se mantiene una determinada calidad de servicio, introduciéndose aquí el concepto de nivel de servicio.

Las estimaciones de capacidad y niveles de servicio son necesarios para la mayoría de las decisiones y acciones de ingeniería de tránsito y planeación de transporte. Existen cuatro actividades fundamentales a considerarse dentro de un estudio de capacidad y nivel de servicio:

- Cuando se planifican nuevas infraestructuras o se amplían las existentes. Para determinar las dimensiones en términos de ancho de calzada o número de carriles a proyectar para que se circule en un determinado nivel de servicio.
- Al considerar instalaciones para la ejecución de una rehabilitación, ya sea, mediante la ampliación o mediante cambios de operaciones del tráfico, se deben evaluar las condiciones operativas o sea la evaluación del flujo vehicular, y sus niveles de servicio.
- En la planificación de nuevos desarrollos territoriales, se necesitan estudios de capacidad y nivel de servicio, para identificar los cambios necesarios de circulación y de la carretera.

- Proporcionar valores base a los usuarios por cambios en la vía en lo referente a costos de operación vehicular y de las concentraciones de agentes de contaminación ambiental.

El análisis de capacidad es, por tanto, un conjunto de procedimientos de estimación de la posibilidad de las instalaciones para transportar en un ámbito definido de condiciones de operación. Proporciona herramientas para el análisis de las instalaciones existentes y para el planeamiento y dimensionamiento de las instalaciones futuras. Se resuelven cuatro tipos de problemas mediante el análisis de capacidad:

*Tipo I:* Al contar con el volumen de la carretera, el número de carriles y la velocidad de flujo libre, determinamos el nivel de servicio.

*Tipo II:* Al contar con el volumen de la carretera, el nivel de servicio y la velocidad de flujo libre, podemos obtener la velocidad promedio.

*Tipo III:* Dados el nivel de servicio y la velocidad de flujo libre se encuentra la tasa horaria de flujo.

*Tipo IV:* Dados el volumen de la carretera, la velocidad de flujo libre y el nivel deseado de servicio, se estima el número de carriles requeridos.

### **3.2.1 Relación entre Demanda Vehicular y Oferta Vial**

En las fases de planeación, estudio y operación de carreteras y calles, la demanda de tránsito, presente o futura, se considera como una cantidad conocida. Una medida

de la eficiencia con la que un sistema vial presta servicio a esta demanda, es su capacidad.

La demanda vehicular es la cantidad de vehículos que requieren desplazarse por un determinado sistema vial u oferta vial. Dentro de la demanda vehicular se tiene aquellos vehículos que se encuentran en cola esperando circular (al existir problemas de congestión) y los que deciden tomar rutas alternas (para evitar la congestión, si esta existiese).

*La demanda es una medida del número de vehículos (o personas) que esperan ser servidos, distinto de los que son servidos (volumen) y de los que pueden ser servidos (capacidad).*

*James Cárdenas G., Ingeniería de Tránsito*

Para observar si la operación vehicular se da en condiciones de flujo estable o saturado, es necesario comparar estos dos elementos. Para tal efecto, ellos se expresan en las mismas unidades, por lo que la oferta vial que representa el espacio físico es decir calles y carreteras, se puede indicar en términos de sección transversal o capacidad. De esta manera, la oferta vial o capacidad representa la cantidad máxima de vehículos que finalmente pueden desplazarse o circular en dicho espacio físico. La oferta vial es caracterizada por su capacidad en base al número de carriles y las velocidades de desplazamiento.

El siguiente esquema identifica claramente la demanda vehicular (los vehículos) y la oferta vial (las carreteras) en sistemas viales de tipo rural:

## a) Carretera de Dos Carriles

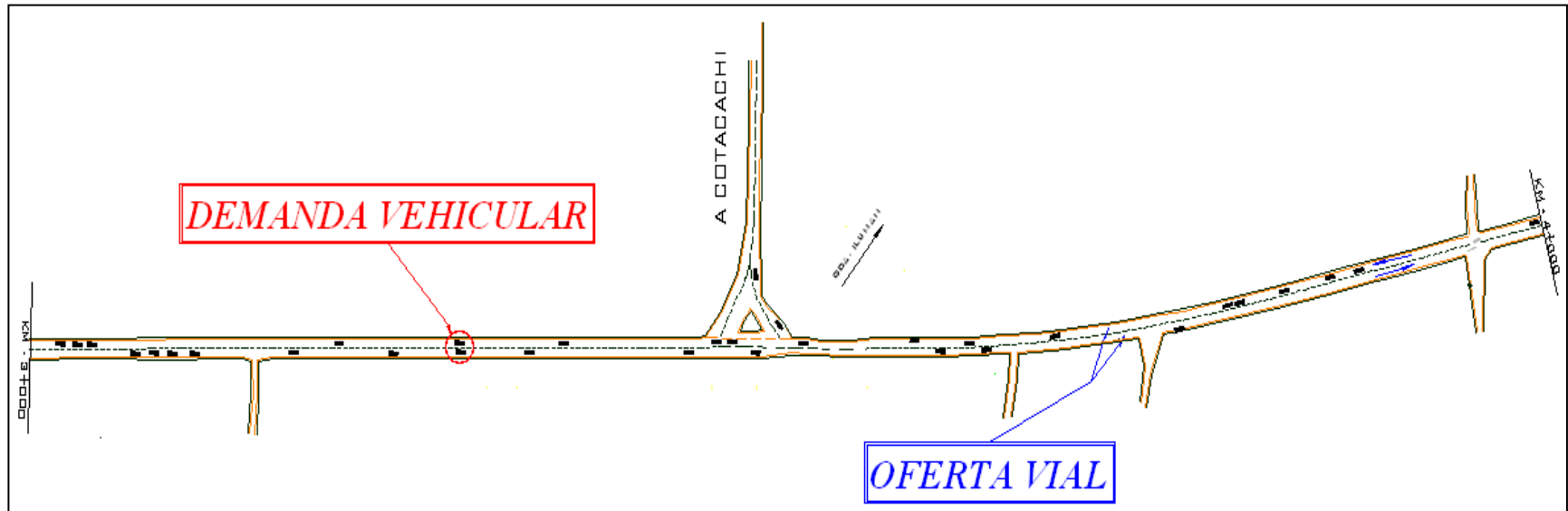
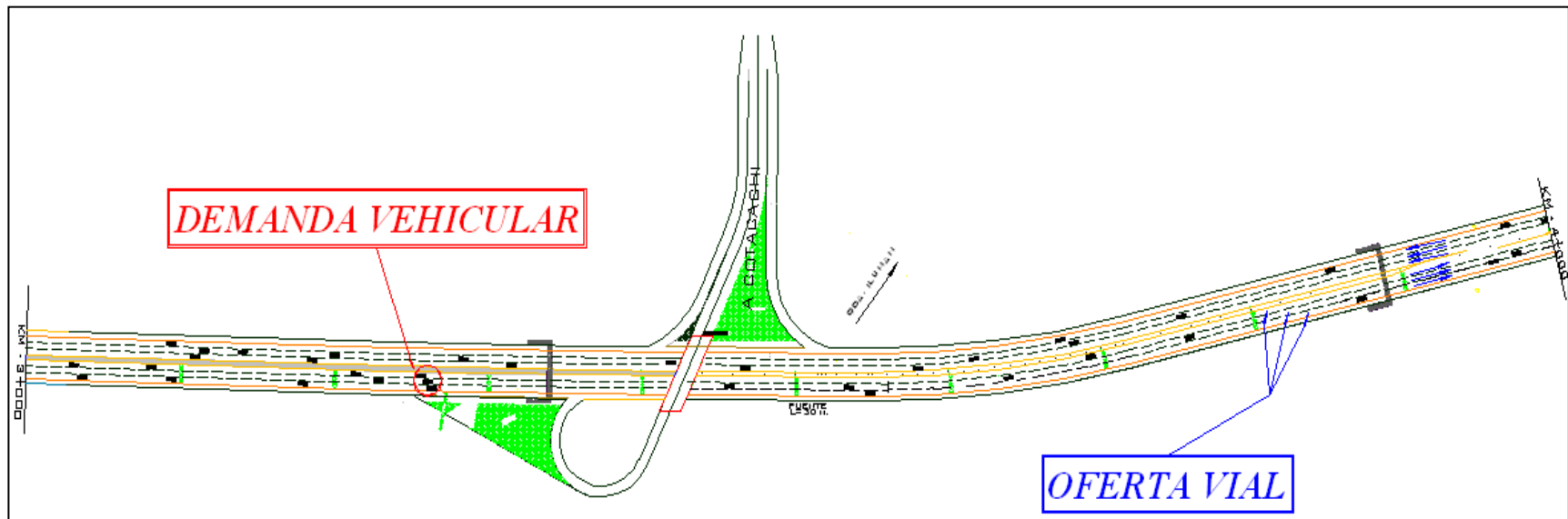


Figura 3.1 Antigua Vía Existente “Entrada Cotacachi”

**b) Carretera de Carriles Múltiples**

**Figura 3.2 Autovía “Otavalo-Ibarra” Tramo Intercambiador “Cotacachi”**

*Nota:* Cuando la demanda es menor que la capacidad, el volumen es igual a la demanda, por lo que los conteos o aforos que se realicen, son mediciones de la demanda existente.

### 3.2.2 Comparación entre demanda vehicular y la oferta vial

Las principales relaciones que podemos identificar dentro de un determinado sistema vial son las siguientes:

- *Demanda Vehicular* < *Oferta Vehicular* →

Flujo no saturado y los niveles de operación variarán de óptimo a aceptable. Condición DESEABLE.

- *Demanda Vehicular* > *Oferta Vial* →

Flujo será forzado presentándose detenciones frecuentes y grandes demoras. Condición NO DESEABLE.

- *Demanda Vehicular* = *Oferta Vial* →

Se llega a la capacidad del sistema. El tránsito se torna inestable y se puede llegar a la congestión.

En conclusión si la demanda vehicular es menor o igual a la oferta vial, no existirá mayor problema en el manejo del tránsito. Por el contrario, si la demanda vehicular es mayor a la oferta vial, se presentarán los problemas de tránsito, que habrá que analizar y resolver.

### 3.3 CONDICIONES PREVALECIENTES:

La capacidad al tener un carácter probabilístico contiene factores que la hacen variar según las condiciones prevalecientes las cuales se agrupan en:

**1. Condiciones de la Infraestructura Vial:** son características físicas de la carretera que comprenden condicionantes geométricas, la composición, distribución del tránsito y elementos propios de un proyecto. Estos factores son los siguientes:

- Tipo de vía según el terreno.
- El ancho de carril.
- El ancho de las bermas y los despejes laterales.
- La velocidad de proyecto.
- El alineamiento horizontal y el alineamiento vertical.
- La disponibilidad de espacio para esperar en cola en las intersecciones.

Las dimensiones de la sección transversal, es el principal parámetro que determina la densidad y capacidad de la vía. Por eso para que se alcance la capacidad de una sección de carretera es necesario que no exista una sección anterior o posterior de menor capacidad, que impidan que el flujo se mantenga a la entrada o impedir la salida de vehículos por la formación de colas al congestionarse la sección considerada.

En resumen la capacidad y el nivel de servicio de una vía son directamente proporcionales al número de carriles existentes por sentido de circulación.

**2. Condiciones del Tránsito:** según el tipo de vehículo y las distribuciones de los vehículos entre carriles influyen en la capacidad y los niveles de servicio. Los vehículos pesados tiene mayores dimensiones que los automóviles, y generalmente se mueven a menor velocidad, dada su baja relación potencia/peso. En el caso de un



análisis en carreteras con varios carriles (autopistas, autovías, etc.) se realiza en forma independiente para cada sentido de circulación, los vehículos más rápidos tienden a utilizar los carriles de la izquierda cercanos a la faja separadora para evitar a los más lentos, así se mantiene un buen nivel de servicio. Sin embargo, no se requiere considerar con detalle estas variaciones entre carriles, ya que los métodos de cálculo estiman en conjunto la intensidad total de todos los carriles.

Otro factor a considerarse influyente sobre la capacidad vial es la distribución entre un sentido de circulación y otro, este puede ser heterogéneo en muchos casos, pero podría darse el caso de que uno de los sentidos se saturara, mientras que en el otro sentido se presentase una baja densidad de vehículos, lo que se traduciría a una mala estimación de la demanda, en cuanto a la elección del factor de distribución direccional.

- *Variación de los Volúmenes de Tránsito por Carriles:* en carreteras de 3 o más carriles de operación por sentido, la mayor velocidad y capacidad se desarrolla en el carril del medio, las paradas de autobuses y los giros a derecha e izquierda hacen que la circulación en los carriles laterales sea más lento.

**3. Condiciones de Control:** en carreteras con circulación continua el control y normas se establece los condicionantes para el rebase, la prohibición de giros, los sentidos de circulación permitidos, restricciones para estacionar, límites de velocidad, etc. En condiciones de flujo interrumpido se considera los elementos de control de tráfico como medida prevaleciente.

**4. Condiciones Ambientales:** son de tipo meteorológicas, aunque normalmente la influencia de estos factores es pequeña, en eventos extremos puede ser de importancia.

### **3.4 CRITERIOS DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO**

La capacidad de una infraestructura de transporte mide su potencial máximo para permitir el desplazamiento de vehículos. Por eso, no se requiere realizar estudios de capacidad para determinar la cantidad máxima de vehículos que puede alojar cierta parte de una carretera; lo que se hace es determinar el nivel de servicio al que funciona cierto tramo, o bien la tasa de flujo admisible dentro de cierto nivel de servicio. De acuerdo al nivel de servicio tenemos el número de vehículos por unidad de tiempo que puede admitir el sistema vial, al mismo que se le conoce con el nombre de *flujo de servicio*. Es decir, si la intensidad o flujo que circula por la carretera es mayor al flujo de servicio, las condiciones de circulación no corresponderían al nivel de servicio considerado, sino a otro peor.

Anteriormente el principal indicador para la identificación del nivel de servicio era la velocidad, sin embargo la metodología actualmente utilizada introduce además de la velocidad, indicadores como por ejemplo:

***Densidad*** → circulación continua

***Demora*** → circulación discontinua

Cualquiera sea el caso de análisis, un parámetro importante para valorar el grado de utilización de la capacidad de un sistema vial y a su vez el nivel de servicio es la relación entre el flujo y la capacidad (v/c).

### 3.4.1 Condiciones Bases o Ideales que definen la Capacidad

Muchos de los procedimientos utilizados proporcionan unas formulaciones sencillas para un conjunto de condiciones definidas como estándar (ideales), que deben corregirse para tener en cuenta las condiciones prevalecientes que no coincidan con ella. En principio una condición es ideal cuando su mejora no produce un incremento en la capacidad. En estas condiciones se presume un buen clima, pavimento en buen estado, usuarios “racionales” y la inexistencia de incidentes que obstruyan el flujo. Por lo anterior, se puede plantear de manera general, una condición prevaleciente en función de una condición base, mediante cualquiera de las dos relaciones:

$$\text{Condición prevaleciente} = [\text{Condición Base}] - [\text{Ajuste}]$$

$$\text{Condición prevaleciente} = [\text{Condición Base}] \times [\text{Factor de Ajuste}]$$

Las condiciones ideales, óptimas estándar, para vías de circulación continua o ininterrumpida y en aproximaciones a intersecciones donde la capacidad es discontinua o intermitente son:

- Circulación continua sin restricciones laterales de vehículos o peatones.

- Circulación compuesta solamente por vehículos livianos, con ausencia total de camiones, autobuses, motos, o vehículos especiales.
- Carriles de 3,60 (m) de ancho y arcenes libres de obstáculos laterales a una distancia mínima de 1,80 (m).
- Velocidad a flujo libre de 100 (Km/m) por hora para carreteras de varios carriles.
- Terrenos con un desnivel no mayor del 2%.
- En proximidades a intersecciones no deben existir estacionamientos laterales, buses obstaculizando los carriles de paso al parar y actividad mínima de peatones.

En la mayoría de los análisis las condiciones existentes difieren de las condiciones ideales, por lo que se deben incluir correcciones que reflejen la inexistencia de las condiciones ideales.

### 3.4.2 Capacidad por Carril:

Para estimar la capacidad de un carril el HCM 2000 define la siguiente relación:

$$C_{\text{carril}} = \frac{V}{\bar{s}} \times 1000 \text{ (Veh./hora)}$$

Donde:

$V$ = Velocidad uniforme (Km/h).

$\bar{s}$ = Espaciamiento promedio de las partes frontales de dos vehículos sucesivos (m/Veh.).

### 3.4.3 Capacidad en Carreteras de Dos Carriles:

El manual de capacidad de carreteras americano considera una capacidad base o ideal de 3.200 (Veh./h) para una vía de dos carriles (un carril por sentido de circulación), y de 1700 (Veh./h) para un solo carril. Sin embargo, esta capacidad o “Tasa de Flujo” se ve afectada principalmente por tres factores, como son la composición del tráfico, referida a la presencia de vehículos pesados, el tipo de terreno (referido al porcentaje de la pendiente), y un factor de hora pico que considera los mayores volúmenes que se pueden presentar dentro de la hora de mayor tránsito.

Por otro lado, en el “Manual de Capacidad y Niveles de Servicio para carreteras de dos carriles” del Instituto Nacional de Vías de Colombia (INVIAS), para determinar la capacidad de una vía se encontró que la capacidad ideal es de 3.200 automóviles/hora/ambos sentidos, la cual se ve reducida al ser multiplicada por varios factores de corrección que representan la medida aproximada en que la vía real se aleja de las condiciones ideales. Para realizar el cálculo de la capacidad y densidad vial, se multiplica la capacidad ideal ( $C_i$ ) de la vía por los diferentes factores de corrección.

$$C_{60} = C_i * F_{pe} * F_d * F_{cb} * F_p$$

Donde:

$C_{60}$  = Capacidad en vehículos mixtos por hora sin considerar variaciones aleatorias.

$C_i$  = 3200 automóviles/hora/ambos sentidos.

$F_{pe}$  = Factor de corrección a la capacidad por pendiente.

$F_d$  = Factor de corrección a la capacidad por distribución por sentidos.

$F_{cb}$  = Factor de corrección a la capacidad por efecto combinado del ancho de carril y espaldón.

$F_p$  = Factor de corrección a la capacidad por la presencia de vehículos pesados en pendientes ascendentes.

Puesto que las condiciones de demanda no son uniformes por las constantes variaciones aleatorias generadas por situaciones indeseables en el flujo vehicular, el Manual del INVIAS ha optado por reducir la capacidad mediante un factor de hora pico (FHP), como se indica en la siguiente expresión:

$$C_5 = C_{60} * FHP$$

Donde:

$C_5$  = Capacidad en vehículos mixtos por hora considerando variaciones aleatorias.

$FHP$  = factor de hora pico en periodos de 5 minutos.

#### **3.4.4 Capacidad en Carreteras de Carriles Múltiples:**

El HCM 2000 define a la capacidad en carreteras multicarril como el máximo flujo horario sostenido, en el cual los vehículos puedan estar razonablemente seguros de atravesar un segmento uniforme de camino bajo condiciones prevalecientes de vialidad y tráfico. Bajo condiciones ideales del tránsito y de la vía, las carreteras multicarril tienen una capacidad de 2.000 automóviles o vehículos livianos por carril por hora.

Las carreteras multicarril o de varios carriles, sub-urbanas y rurales, tienen un diferente comportamiento operacional que las autopistas, calles urbanas y carreteras

de dos carriles. Mayormente, este tipo de carreteras no presentan un control total de accesos, además pueden presentar intersecciones a nivel y ocasionalmente, señales de tránsito. También se conoce que los límites de velocidad para este tipo de carreteras son de 15 a 30 (Km/h) mayores que los límites establecidos para calles urbanas. Entonces podemos describir a este tipo de vías como un rango intermedio entre las autopistas con flujo ininterrumpido y las condiciones de flujo interrumpido por las señales de tránsito de las calles urbanas. Las carreteras multicarril difieren substancialmente de las carreteras de dos carriles, principalmente porque el conductor en este tipo de carreteras tiene la posibilidad de pasar a los vehículos lentos, sin la necesidad de invadir el carril contrario a la circulación del tráfico. Además este tipo de vías normalmente suelen estar ubicadas cerca a zonas urbanas y usualmente sirven como rutas de enlace entre ciudades; y por lo general tienden a tener mejores tipologías de diseño horizontal y vertical que las carreteras de dos carriles.

En el caso de las carreteras con dos o más carriles para un mismo sentido de circulación, la *Capacidad* y la *Velocidad* están correlacionadas de tal forma que se constituyen en variables independientes, es decir, no están establecidas de manera permanente y por lo tanto, entre ambas definen el Nivel de Servicio del sector a ser analizado.

En España se denominan autovías a las carreteras con: calzadas separadas para cada sentido de circulación, limitación de accesos, no existan cruces a nivel con otros caminos, vías, líneas de ferrocarril o de tranvía, ni por el paso de cualquier otra vía

de comunicación. Para las vías con calzadas separadas que no reúnen las condiciones de autovías, porque tienen intersecciones a nivel o no tienen limitación de accesos se denominan carreteras convencionales con calzadas separadas. Siendo esta última, la que mejor se ajusta a las características regionales de nuestra vía en estudio, a pesar de ser clasificada como autovía a nivel local. Por lo tanto se emplearán para efectos del análisis, las expresiones correspondientes a *Otras Vías*.

En este apartado se indica el cálculo de la capacidad y flujo de servicio para la autovía "Otavalo-Ibarra" aplicando la metodología de cálculo presentada en el libro "Ingeniería de Carreteras", de origen español para carreteras con circulación continua. De esta forma para poder obtener la capacidad por carril de una calzada, está dada por las siguientes expresiones:

**Cuadro 3.1 Formulaciones para Cálculo de la Capacidad e Intensidades de Servicio**

Tipo de Vialidad	Capacidad (C)	Densidad en Capacidad (Dc)
Autovías y Autopistas	$C = 1.800 + 5VL$	$Dc = 28$
Otras vías	$C = 1.200 + 10VL$	$Dc = 35 - VL/10$
<i>C= Capacidad, (Veh. Livianos/hora/carril)</i> <i>Dc= Densidad (Veh. Livianos/Km/carril)</i> <i>VL= Velocidad a Flujo Libre (Km/h)</i>		

**Fuente:** Varios Autores, Ingeniería de Carreteras, Cap.8 Capacidad y Niveles de Servicio, Volumen I, McGraw-Hill, España, 2004

La velocidad de los automóviles en capacidad ( $V_c$ ) se la obtiene aplicando la ecuación que sigue:

$$V_c = \frac{c}{D_c}$$



Mientras la intensidad ( $I_L$ ) o el flujo máximo no sobrepase los valores límites, la velocidad es constante e igual a la velocidad a flujo libre ( $V_L$ ). Las expresiones siguientes nos permiten obtener la intensidad o volumen, representado en este caso con la letra " $I$ "; según el tipo de vía medidos en vehículos livianos equivalentes por hora y por carril para vías de 2 ó más carriles:

**Cuadro 3.2 Valores Límites de Intensidad para  $V=V_L$**

Tipo de Vialidad	Intensidad ( $I$ )
Autovías y Autopistas	$I_L = 3100 - 15V_L$
Otras vías	$I_L = 1400$

**Fuente:** Varios Autores, Ingeniería de Carreteras, Cap.8 Capacidad y Niveles de Servicio, Volumen I, McGraw-Hill, España, 2004

Es de suma importancia entender que para intensidades o volúmenes mayores a los anotados en el cuadro anterior, la velocidad se va reduciendo hasta llegar a ser igual a la velocidad en capacidad, esto puede ser comprendido de mejor manera si revisamos las curvas de *Velocidad-Flujo* y *Niveles de Servicio* de la Figura 4.6, ampliamente detallado más adelante en el capítulo correspondiente a Nivel de Servicio.

Las ecuaciones que permiten determinar la velocidad en función de la intensidad ( $I$ ) son:

**Caso I:**  $I \leq I_L$

$$V = V_L$$

**Caso II:**  $I > I_L$

$$V = V_L - (V_L - V_c) \left( \frac{I - I_L}{C - I_L} \right)^a$$

Donde:

**I:** Intensidad (Veh. equivalentes/hora/carril).

**V:** Velocidad de automóviles (Km/h)

**a:** Coeficiente cuyo valor es:

Autopistas y autovías 2,6

Otras vías 1,31

### **Procedimiento de Cálculo:**

**1.** Una variable muy importante para encontrar la capacidad es la velocidad a flujo libre para la vía. En la sección 2.2.1.6.1 del estudio efectuado de velocidades se estableció que el valor de la velocidad media de los vehículos a flujo libre (*FFS ó VL*) es de: 85 (Km/h). Esta velocidad refleja los efectos de todas las condiciones en el sitio, incluyendo el ancho de carril, espacio lateral, tipo de separación y puntos de acceso, así como otros tales como el límite de velocidad y la alineación vertical y horizontal.

**2.** Aplicando las expresión de capacidad y densidad para *Otras Vías* del Cuadro 3.1 tenemos:

*Capacidad (C):*

$$C = 1200 + 10VL = 1200 + 10 * 85 = \mathbf{2050 (Veh. Livianos/hora/carril)}$$

*Densidad (Dc):*

$$Dc = 35 - \frac{Vl}{10} = 35 - \frac{85}{10} = 26,5 \cong 27 \text{ (automóviles/Km/carril)}$$

3. La velocidad de los automóviles en capacidad ( $Vc$ ) se la obtiene mediante la siguiente expresión:

$$Vc = \frac{C}{Dc} = \frac{2050 \text{ (automóviles/hora/carril)}}{27 \text{ (automóviles/Km/carril)}}$$

$$Vc = 76 \text{ (Km/h)}$$

4. Se conoce que la velocidad del tráfico en una carretera multicarril es insensible al volumen de tráfico hasta un flujo de 1.400 (Veh./h/carril). Además indica que la capacidad de una carretera multicarril bajo condiciones ideales es de 2.200 (Veh./h/carril) para una velocidad a flujo libre de 100 (Km/h).

Para el caso particular de la vía en estudio, el volumen máximo establecido en la sección 2.2.3.7 es inferior a la condición límite de 1.400 (Veh./h/carril), por ende si aplicamos las relaciones en función de la intensidad anotadas anteriormente, podemos notar que estamos dentro del primer caso donde se establece a la velocidad de 85 (Km/h) como la velocidad a flujo libre de los automóviles en la vía.

**Cuadro 3.3 Sumario Estudio de Capacidad y Flujo de Servicio  
Autovía "Otavalo - Ibarra"**

Capacidad ( $C$ )	2050 (Veh. Livianos/hora/carril)
Densidad ( $Dc$ )	27 (automóviles/Km/carril)
Velocidad ( $Vc$ )	76 (Km/h)

El procedimiento llevado a cabo está basado en experiencias y técnicas ampliamente desarrolladas en España, donde prima la metodología empleada por el Manual de Capacidad Americano, con ciertas modificaciones para adaptarse de mejor manera a las circunstancias propias del medio. La aplicación de estas ecuaciones permite determinar el nivel de servicio conociendo el flujo en vehículos equivalentes.

En el capítulo correspondiente a Nivel de Servicio, se detalla el método de cálculo para servicio empleado por el HCM 2000, el mismo que será la base para la evaluación de los niveles y la capacidad en la autovía "Otavalo-Ibarra".

#### **3.4.5 Capacidad en Autopistas:**

Una autopista puede ser definida como una infraestructura viaria diseñada para la circulación exclusiva de automóviles, provista de calzadas separadas con control total de accesos y dos o más vías para el uso exclusivo del tráfico en cada dirección. Las autopistas operan bajo la forma más pura de flujo sin interrupciones, es decir, no existe señalización o paros controlados en las intersecciones, las entradas y salidas de las autopistas se realizan únicamente a través de intersecciones a desnivel o intercambiadores, las direcciones opuestas de fluidez están continuamente separadas por una barrera levantada.

El tráfico promedio diario anual para este tipo de instalaciones exceden los 200.000 (Veh./día), en zonas metropolitanas. Los procedimientos para el análisis de capacidad empleados por el HCM 2000 utilizan una tasa de flujo de 2.400 (Veh./h/carril) para una velocidad a flujo libre de 120 (Km/h) y 2.300 (Veh./h/carril)

para autopistas con velocidades a flujo libre de 110 (Km/h) como la capacidad en condiciones ideales.

En este tipo de vías la capacidad se calcula individualmente para cada uno de los carriles, siendo su capacidad total la suma de las obtenidas en cada carril:

$$C = \sum_{i=1}^n c_i$$

Para el cálculo de la capacidad en vía que no cumplan las condiciones ideales, se emplea la siguiente expresión:

$$C = c_i * N * f_{C,A} * f_P * f_F$$

Donde:

$c$  = capacidad ideal de la vía según el caso.

$f_{C,A}$  = factor de corrección por ancho de carril y obstáculos laterales.

$f_P$  = factor de corrección por vehículos pesados.

$f_F$  = factor de corrección por tipo de tráfico.

### 3.5 RADIO DE PROPORCIÓN DE FLUJO (V/C) Y SU USO

Generalmente, la relación entre oferta y demanda, que en términos de tráfico se expresa como capacidad ( $c$ ) y volumen de tráfico ( $v$ ), respectivamente, se define como un cociente “ $v/c$ ”. En un análisis de capacidad, el valor de la proporción de la

capacidad de la carretera siendo utilizada como proyección del tránsito se la conoce como el índice de proporción de flujo.

*Índice de proporción de flujo para la capacidad de la carretera:*

$$\frac{v}{c} = \frac{\text{Razón de Flujo}}{\text{Capacidad}}$$

Este índice nos permite conocer la suficiencia de capacidad existente o propuesta:

Si  $v/c > 1,00$  { Carretera falló → Incapacidad de descargar la demanda en la sección  
 Congestionamiento  
 Nunca Puede ser mayor a 1

### **3.6 DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE UN PROYECTO**

En la determinación de las características funcionales de las características funcionales de un proyecto, se especifica que este cociente no sobrepase el valor de 0,80. Si esto se cumple, se garantiza un adecuado nivel de servicio durante toda la vida útil de la facilidad viaria.

En ocasiones, por limitaciones presupuestarias, las instituciones que hacen vialidad, deciden desarrollar proyectos por etapas; esto es, manteniendo el principio del cociente “v/c” inferior a 0,80, garantizan niveles de servicio adecuados para los diferentes niveles de demanda conforme van transcurriendo los años. Por ejemplo, se reconstruye una vía para la demanda del año 2022, que sería insuficiente para la demanda del año 2032, por lo que para el año 2030 se planificará una nueva

intervención, y así para el 2040. Se debe reconocer que este proceder es aplicado en muchos países cuyas estabilidades políticas y técnicas son mantenidas. En el Ecuador, la situación es diferente, de todas maneras, la aplicación de este principio implicaría que más de una intervención geométrica importante se deba llevar a cabo durante la vida útil del proyecto. Lo que conllevaría durante la implementación de la segunda y tercera intervención a severas molestias a los usuarios, congestionamientos, accidentes de tránsito, contaminación, y en nuevos gastos en estudios de actualización, expropiaciones de suelos que tuvieran ahora una mayor plusvalía, nuevos procesos de contratación, nuevas fiscalizaciones y concursos de construcción.

### **3.6.1 Criterios de Operación del Tránsito**

En el caso del Ecuador las normas interinas CORPECUADOR (COA, 1999) incorporan una cláusula en la Tabla 2.15 titulada “Características Geométricas Mínimas para el Diseño de Carreteras”, donde se estipula que ninguna vía podrá tener o podrá ser diseñada con un nivel de servicio final inferior de “D”.

La Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12 MTOP) emplea los criterios establecidos por el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM), el cual señala las siguientes condiciones de operación del tránsito como aconsejables:

**Cuadro 3.4 Niveles de Servicio Aconsejables para el Año Horizonte]**

<b>Tipo de Carretera</b>	<b>Nivel de Servicio</b>	<b>Descripción</b>
<i>Autopistas, Autovías, Vías Rápidas Urbanas (Multicarril)</i>	<b>C</b>	<i>Operación:</i> estable, pero crecientemente más crítica. <i>Velocidad Promedio de Viaje:</i> 110 (Km/h) <i>Flujo de Servicio:</i> 75% de la Capacidad, o no más de 1.640 automóviles o vehículos livianos por hora carril.
<i>Vías Arteriales o Rurales (Cuatro o más carriles)</i>	<b>D</b>	<i>Operación:</i> se aproxima la situación de flujo inestable. <i>Velocidad Promedio de Viaje:</i> 92 (Km/h) <i>Flujo de Servicio:</i> 89% de la Capacidad, o 1.940 automóviles o vehículos livianos por hora carril.

**Fuente:** HCM 2000

Nota: Se detalla con mayor profundidad en el capítulo IV lo concerniente a las características de los diferentes Niveles de Servicio (NDS).



**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS - ESPE**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN DEL NIVEL DE SERVICIO EN LA  
AUTOVÍA “OTAVALO-IBARRA” CORRESPONDIENTE  
AL CORREDOR NORTE CONCESIONADO  
“RUMICHACA-CALDERÓN”, ESTATAL E-35  
(LONGITUD: 18,90 KM)**

**TOMO II**

**Previa a la obtención de Grado Académico o Título de:**

**INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

**SR. ANDRÉS EDUARDO RAMÓN VELÁSTEGUI**

**SANGOLQUÍ, ABRIL DE 2014**

## ***CAPÍTULO IV. NIVEL DE SERVICIO***

### **4.1 DEFINICIÓN**

Las estimaciones de Capacidad y Niveles de servicio son necesarias para la mayoría de las decisiones de la Ingeniería de Tráfico y del planeamiento del transporte. Este análisis determina cual es la calidad de servicio proporcionada por una infraestructura existente durante la hora de máxima demanda, y cuál será la cantidad de tráfico que puede soportar. La definición según el “Transportation Research Board of The National Academies (TRB)” de los Estados Unidos de América (Dowling, 2009), lo define así:

*“Un nivel de servicio es una designación que describe un rango operativo sobre un tipo particular de una carretera y en sus siglas en inglés se lo conoce como “LOS” (Level of Service). El Nivel de Servicio (NDS) es usado para traducir un rendimiento numérico resultante complejo, con letras que representan un sistema de calificación simple de acuerdo a la percepción del usuario sobre la calidad del servicio prestado por la instalación”.*

El nivel de servicio se utiliza para evaluar la calidad del flujo. Al ser una “medida cualitativa describe las condiciones de operación de un flujo de vehículo y/o personas, y de su percepción por los conductores o pasajeros” (Fonseca, 2002). En este sentido la calidad del flujo vehicular se vincula con una apreciación subjetiva de

los usuarios de la vía, en función de su valorización relativa de aspectos tales como velocidad de recorrido, libertad de maniobra, interrupciones de la circulación, comodidad y seguridad vial; según sean las características propias del flujo vehicular. Pero cualquier variable que restrinja la velocidad de circulación respecto a la de diseño, o genere incomodidad o inseguridad en el manejo, atenta directamente contra la calidad del viaje y, por lo tanto, en la medida del nivel de servicio que define el *estado de tráfico de la vía*.

En la práctica, el HCM 2000 define los niveles de servicio (NDS) para cada tipo de infraestructura en 6 niveles: A, B, C, D, E y F; de acuerdo a las condiciones en que se desarrolla la circulación. Siendo el nivel de servicio “A” el que representa las mejores condiciones operativas, y el nivel de servicio “F”, las peores. Así, en el nivel “A” se prevé que existan pocos vehículos y altas velocidades. Esta condición se le conoce como *Flujo libre*, pues el conductor puede escoger en que carril desea circular y a qué velocidad desea ir. En el lado opuesto, en el nivel “F” existirá el máximo número de vehículos que pueden mantenerse todavía en movimiento a muy bajas velocidades, con la presencia del fenómeno de “arranque y pare” sucesivo. A esta otra condición se le denomina flujo de saturación o “congestionamiento”, pues el conductor queda confinado a mantener el carril de circulación, no puede hacer maniobras de adelantamiento y su velocidad es cercana a cero. En otras palabras, puede decirse que en este nivel de la vía ha alcanzado su capacidad.

Las guías de diseño más conocidas y referenciadas son, por un lado, la guía estadounidense AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials): “*A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*”,

cuya quinta versión, publicada en el año 2004. En esta guía se indican los Niveles de Servicio apropiados para el diseño de vías. De acuerdo a las condiciones de funcionalidad del sistema vial y al tipo de terreno, se recomiendan los siguientes niveles de servicio:

**Tabla 4.1 Niveles de Servicio apropiados para combinaciones específicas de área y Tipo de Terreno**

Clase	Rural			Urbana y Sub-urbano
	Llano	Ondulado	Montañoso	
Autopista	B	B	C	C
Arterial	B	B	C	C
Colectora	C	C	D	D
Local	D	D	D	D

**Fuente:** Recomendaciones para la selección del Nivel de Servicio AASHTO, GDHS 2004.

## 4.2 MANUALES DE CAPACIDAD VIAL DE LOS ESTADOS UNIDOS

### 4.2.1 Versiones de los Años 1950, 1985, 1994, 2000 y 2010

En los años treinta y cuarenta existió la necesidad de incorporar a la ingeniería de tránsito, procedimientos para cuantificar el tránsito con respecto al diseño de las vías que iban a servir, y mediante esto convertir el arte de la ingeniería de tránsito en una verdadera técnica. La demanda de tránsito, expresada en volumen, debía satisfacerse con la oferta de tránsito expresada también volumen, debía satisfacerse con una oferta de tránsito expresada también en volumen, que se llamaría capacidad vial. Entonces sería posible diseñar los elementos geométricos y de regulación de la circulación a fin de proporcionar una capacidad, en vehículos por hora, superior a los vehículos por hora que se estimarían pasarían por la vía en el año de diseño y evitar que ocurriera congestión vehicular.

Varias metodologías que estimaban la capacidad vial estaban basadas en su mayoría en lo relacionado a las reacciones humanas, lo cual representaba muchas variables desconocidas. Por lo tanto se elaboró un procedimiento fundamentado en datos tomados en el terreno que establecieran relaciones empíricas entre las características del tránsito y las vías, y la capacidad de éstas. En los Estados Unidos, la tarea de crear dicha metodología fue ejecutada por el “Bureau of Public Roads” (que hoy se llama “Federal Highway Administration”), esta labor origino en 1950 el primer *Manual de Capacidad Vial* norteamericado (“Highway Capacity Manual” o HCM). Debido al éxito y difusión que tuvo se tradujo a los principales idiomas del mundo, dando lugar a una segunda edición del manual provista por el “Highway Research Board” (hoy conocido como “National Academy’s Transportation Research Board” o TRB), con el apoyo del “Bureau of Public Road”, se publicaron en orden cronológico los siguientes manuales:

- 1965→ Manual de Capacidad Vial (HCM 1965), 2da Edición: Introducción al concepto de Nivel de Servicio.
- 1985→ Manual de Capacidad Vial (HCM 1985), 3era Edición
- 1994→ Actualización del Manual de Capacidad Vial: 8 Capítulos
- 2000→ Manual de Capacidad de Carreteras, 4ta Edición (HCM 2000):  
Elaboración de programas informáticos “Highway Capacity Software” (HCS).
- 2010→ Manual de Capacidad de Carreteras, 5ta Edición (HCM 2010)  
(TRB, 2011):

Incluye varios nuevos capítulos y se reorganiza en cuatro volúmenes principales, incluyendo un volumen en formato electrónico. Los cambios más significativos de esta última versión son: la incorporación de nuevas investigaciones realizadas, se incluye herramientas para el análisis multimodal siendo esta la primera edición del HCM, que toma en cuenta los efectos de los automotores, los ciclistas y peatones; también se presenta un nuevo capítulo en sobre gestión activa del tráfico.

*Nota:* en lo referente a la metodología de análisis de capacidad de segmentos de vías de carriles múltiples o multicarril no existe variación alguna con respecto a la metodología presentada en la versión 2000.

#### 4.2.2 Presentación del Manual

##### **Manual a Emplear en el Estudio:**

- ✓ *Manual de Capacidad de Carreteras, HCM 2000 (Highway Capacity Manual)*



**Figura 4.1 Portada del Manual de Capacidad de Carreteras, HCM 2000**

**Fuente:** [www.trb.org](http://www.trb.org)

El Manual de Capacidad de Carreteras 2000 (Highway Capacity Manual HCM 2000), en su cuarta edición, es una de las herramientas más usadas a nivel mundial en el diseño y gestión de operación de instalaciones viales tales como, autopistas, carreteras de dos y múltiples carriles, y en general en todos los tipos de sistemas viales.

De origen estadounidense, su uso en la última década se ha extendido en forma importante hacia otros países que lo han incorporado en sus políticas de elaboración y gestión de proyectos de infraestructura de transporte. Sin embargo los parámetros de los modelos propuestos en el manual, provienen de Estados Unidos, y por lo tanto estos reflejan principalmente características de dicho país. Por esta razón su uso en otros países, deben venir respaldados por estudios de las condiciones locales y de calibraciones de los modelo propuestos, de manera de ajustar los diseños a la idiosincrasia de cada región. Una de estas condiciones para el correcto uso del manual americano es la referida a las mínimas velocidades para las cuales los valores de algunas tablas del Manual HCM 2000 se alejan de la realidad regional ecuatoriana. Esto se debe a las altas velocidades conseguidas en los Estados Unidos, muy probablemente por la favorabilidad de los alineamientos tanto verticales como horizontales en este caso se han debido extrapolar los valores de las tablas pertinentes.

#### **4.2.3 Metodología para el cálculo de la capacidad y determinación del nivel de servicio en vías Rurales y Urbanas**

El HCM 2000, constituye el más extenso trabajo realizado hasta la fecha sobre la capacidad de cualquier componente de un sistema vial rural y urbano, y aunque muchos de los factores pueden corresponder a condiciones específicas de la vialidad en los Estados Unidos, se ha utilizado en otros países con resultados muy positivos y en donde los procedimientos lo han permitido, se ha incorporado información de estudios locales, adaptando y calibrando el Manual a las condiciones propias de cada país.

Los objetivos que persigue este manual es proporcionar un juego lógico de métodos para evaluar las instalaciones del transporte al comienzo del nuevo milenio. El manual contiene conceptos, directrices y procedimientos computacionales para el cálculo de la capacidad y calidad de servicio de las instalaciones de la carretera diferentes, incluyendo autopistas, autovías, carreteras arteriales, rotondas, intersecciones señalizadas y no señalizadas, carreteras rurales, y los efectos del transporte público, peatones y bicicletas en el rendimiento de estos sistemas.

El HCM 2000, **no** establece una normativa legal para el diseño o construcción de carreteras, es decir este provee únicamente las técnicas más avanzadas para efectos de estudios de capacidad en determinadas facilidades del transporte. Determinar si un Nivel de Servicio es aceptable o no, depende de las agencias reguladoras locales o regionales del transporte. En los análisis de capacidad, se aplican los principios que constan en el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM, 2000), y a las Normas Interinas de Corpecuador (COA,1999) las mismas que fueron acogidas por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) como complementarias a las



vigentes, según Acuerdo Ministerial de Mayo del 2000. Los principios consisten en definir, por un lado, la demanda máxima futura y por otro lado la capacidad de oferta vial que estaría disponible para soportar tal demanda. En la medida en que la capacidad de oferta esté cercana, pero superior a la demanda máxima esperada para el año de diseño, entonces se garantizará un adecuado nivel de servicio durante toda la vida útil del proyecto. Esto es corroborado por la actual Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12) y su implementación está basada en los principios establecidos tanto por el HCM, como por las Normas Interinas COA, en lo que a capacidad y nivel de servicio se refiere.

Para cada tipo de infraestructura se definen los niveles de servicio sobre la base de uno o más factores que puedan medirse y que son los más representativos del estado de la circulación para el tipo de elemento de carretera que se estudie. Se denominan medidas o indicadores de eficacia a los parámetros seleccionados para definir los niveles de servicio de cada tipo de instalación. El Cuadro 4.1 describe las medidas de eficacia primarias utilizadas para cada tipo de infraestructura.

**Cuadro 4.1 Medidas de Eficacia Principales para la Definición de Nivel de Servicio**

<b>TIPO DE ESTRUCTURA</b>	<b>MEDIDA DE EFICIENCIA</b>
<p><u>Autopistas</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Segmentos Básicos</li> <li>• Áreas de Trazado ó Entrecruzamiento</li> <li>• Rampas de Enlace</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Densidad (Veh. Liv./Km/carril), velocidad (Km/h), relación volumen a capacidad (v/c), tiempo de viaje (seg)</li> <li>- Densidad (Veh. Liv./Km/carril), velocidad de no entrecruzamiento (Km/h), velocidad de entrecruzamiento (Km/h)</li> </ul>

CONTINUA

	- Densidad (Veh. Liv./Km/carril)
<u>Carreteras</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Múltiples Carriles</li> <li>• Dos Carriles (*)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Densidad (Veh. Liv./Km/carril), velocidad media de recorrido (Km/h), relación volumen a capacidad (v/c)</li> <li>- Porcentaje de tiempo de seguimiento, velocidad media de recorrido (Km/h)</li> </ul>
<u>Intersecciones</u> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Con semáforos</li> <li>• De prioridad (**)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Demora por controles (seg/v), relación (v/c)</li> <li>- Demora por controles (seg/v), longitud de cola (No v), relación (v/c)</li> </ul>
<u>Arterias Urbanas</u>	- Velocidad de viaje (Km/h), tiempos de recorrido (seg), demora por control en intersecciones (seg)
<u>Transporte Colectivo</u>	- Factor de carga (personas/asiento, v/h, personas/h)
<u>Ciclo Rutas</u>	- Eventos, demoras (seg), velocidad (Km/h)
<u>Peatones</u>	- Espaciamiento (m <sup>2</sup> /peatón), demora peatón (seg/peatón), velocidad media (Km), relación (v/c)

(\*)Existe también el Método Colombiano para análisis de la capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles.

(\*\*)Señales de circulación para establecer las prioridades de paso en las carreteras.

**Fuente:** Manual Colombiano (INVIAS) y TRB, Highway Capacity Manual (HCM 2000)

Cabe recalcar que en el Ecuador no existe una metodología propuesta para realizar análisis de Capacidad y Niveles de Servicio en carreteras, ya sea estas de una o de doble calzada, por lo cual se emplea el Manual HCM 2000 para tal efecto. Sin embargo las condiciones de la autovía “Otavalo-Ibarra” se ajustan bastante bien a dicho modelo metodológico. De esta manera el HCM 2000 será la guía para indicarnos el nivel de servicio que actualmente ofrece la vía y cuál sería su nivel de servicio a futuro, haciendo una proyección del TPDA a varios años.

#### 4.2.4 Contenidos del HCM 2000

##### PARTE I: Descripción General

- Capítulo 1- Introducción
- Capítulo 2- Conceptos Capacidad y Nivel de Servicio
- Capítulo 3- Aplicaciones
- Capítulo 4 - Toma de Decisiones
- Capítulo 5- Glosario
- Capítulo 6- Símbolos

##### PARTE 2: Conceptos

- Capítulo 7 - Parámetros de Flujo de Tráfico
- Capítulo 8 - Características del Tráfico
- Capítulo 9 - Procedimientos Analíticos
- Capítulo 10 - Calles Urbanas
- Capítulo 11 - Peatones y Bicicletas
- Capítulo 12 - Carreteras
- Capítulo 13- Autopistas
- Capítulo 14 - Conceptos de Tránsito

##### PARTE 3: Metodologías

- Capítulo 15 - Calles Urbanas
- Capítulo 16 - Intersecciones Señalizadas
- Capítulo 17 - Intersecciones No Señalizadas
- Capítulo 18 - Peatones
- Capítulo 19 - Bicicletas
- Capítulo 20 - Carreteras de 2 Carriles
- Capítulo 21 - Carreteras Multicarril
- Capítulo 22 - Autopistas
- Capítulo 23 - Segmentos Básicos de Autopistas
- Capítulo 24 - Tramos de Entrecruzamientos
- Capítulo 25 - Rampas de Enlaces
- Capítulo 26 - Rampas de Intercambiadores
- Capítulo 27 - Tránsito

##### PARTE 4: Corredores y Análisis de Áreas

- Capítulo 28 - Evaluación de Múltiples Instalaciones
- Capítulo 29 - Análisis de Corredores
- Capítulo 30 - Análisis de Áreas

##### PARTE 5: Simulación y Otros Modelos

- Capítulo 31 - Simulación y Otros Modelos

### **4.3 CARACTERÍSTICAS GENERALES:**

En este capítulo se analizará los procedimientos y aplicaciones presentados por el Manual de Capacidad de Carreteras para sistemas viales rurales, siendo su principal característica la circulación continua o ininterrumpida salvo en los puntos donde se cruzan con otras vías. Los principios y conceptos de capacidad y nivel de servicio definidos a continuación, nos permitirán evaluar la suficiencia y la calidad del servicio ofrecido por la autovía "Otavalo-Ibarra" a sus usuarios.

Dentro de los distintos tipos de vías que conforman la red viaria nos concentraremos principalmente en las carreteras multicarril por las características de la autovía "Otavalo-Ibarra", pero es necesario hacer una distinción desde el punto de vista de su capacidad, como se pudo apreciar en el capítulo anterior y detallar en forma resumida cual es el tratamiento en carreteras de dos carriles, ya que este tipo de carreteras componen el 85% aproximadamente de la Red Vial Nacional.

Por otra parte, se analiza la metodología para evaluar la capacidad y nivel de servicio en intersecciones donde la circulación se encuentra sometida a elementos de regulación (semáforos) serán objeto de estudio en este capítulo.

*Nota: "1.286 kilómetros de vías serán convertidas en súper autopistas hasta el 2014, pretendiendo tener una infraestructura de gran estándar técnico y funcional", (MTOP, 82 años, 2012)*

### **4.4 CARRETERAS DE DOS CARRILES**

Una carretera de dos carriles se define como una calzada que tiene un carril disponible para cada sentido de circulación. Los rebases a los vehículos lentos se efectúan en el carril de sentido opuesto, siempre y cuando las condiciones

geométricas o físicas de la carretera lo permitan como contar con una suficiente distancia de visibilidad y adecuadas magnitudes de intervalos entre los vehículos que transitan en el sentido opuesto.

Según el HCM 2000, las carreteras de dos carriles se clasifican en dos tipos:

- **Carretera Clase I:** Es aquella en la que los motoristas esperan viajar a relativas altas velocidades, por ello, el tiempo perdido por espera en un pelotón es importante para determinar el Nivel de Servicio de esta clase de carreteras. Por ejemplo arterias principales, rutas interurbanas (conectan ciudades) y rutas de accesos a ciudades desde los suburbios.
- **Carretera Clase II:** Es aquella en la cual los motoristas no necesariamente esperan viajar a altas velocidades, por ejemplo, en rutas recreacionales con gran belleza paisajística. En este tipo de carreteras, no importa mucho el tiempo utilizado para el recorrido, por lo que no es un criterio que se tenga en cuenta para determinar su Nivel de Servicio.

Por otra parte para determinar el Nivel de Servicio de una vía de dos carriles con dos sentidos de circulación, se ha seleccionado como indicador de efectividad la velocidad media de recorrido (movilidad) de los vehículos que integran la corriente vehicular, comprendiendo tanto vehículos livianos como pesados y la demora porcentual en seguimiento (libertad para maniobrar y confort). Este análisis debe efectuarse para ambos sentidos.

Para calcular el Nivel de Servicio por el *Método Colombiano* se parte de una velocidad para condiciones casi ideales (excepto por pendiente), la cual se va multiplicando sucesivamente por factores de corrección hasta llegar a una velocidad representativa de la condiciones estudiadas. Esta velocidad representa el valor de la velocidad media del tránsito mixto a flujo restringido en todo el sector de análisis. Una vez conocido el valor de la velocidad media ( $V_c$ ) medida en (Km/h), se determina el Nivel de Servicio.

**Tabla 4.2 Velocidades en (Km/h) que determinan los Niveles de Servicio por Tipo de Terreno ( $V_c$ )\***

Tipo de terreno (pendiente longitud)	NIVELES DE SERVICIO					
	A	B	C	D	E	F
Plano (<3%)	≥83	72-83	62-72	52-62	42-52	42
Ondulado(≥3-<6%)	≥68	59-68	51-59	43-51	34-43	34
Montañoso(≥6-<8)	≥52	45-52	39-45	33-39	26-33	26
Escarpado(≥8%)	≥36	31-36	27-31	23-27	18-23	18

\*Valores basados en datos de campo tomados en carreteras colombianas

**Fuente:** Manual de Capacidad y Niveles de Servicio, INVIA 1996

Los Niveles de Servicio definidos en el manual HCM 2000, consideran situaciones muy similares al manual e investigación realizada en Colombia, ya que éste último deriva en gran parte de su contenido del primero. A continuación se presenta la gráfica correspondiente que relaciona la Capacidad y Nivel de Servicio para carreteras de dos carriles del Manual HCM 2000:

**Tabla 4.3 Criterio gráfico para Niveles de Servicio para Carreteras de 1 Calzada (2 Carriles)**

Nivel de Servicio	Clase 1		Clase 2
	% Tiempo Siguiendo	Velocidad Media (km/h)	% Tiempo Siguiendo
C	$> 50 \leq 65$	$> 50 \leq 65$	$> 50 \leq 65$
D	$> 65 \leq 80$	$> 60 \leq 70$	$> 70 \leq 85$
E	$> 80$	$> 60$	$> 85$

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual (HCM 2000)

#### 4.5 CARRETERAS MULTICARRIL

La temática de este capítulo es presentar la metodología de análisis para la determinación del nivel de servicio para una carretera de más de dos carriles o multicarril, ya que la vía en estudio está constituida de tres carriles por sentido. En el Ecuador este tipo de carreteras usualmente están situadas en un entorno suburbano, a la salida de las principales ciudades, o como anillos perimetrales para conectar áreas urbanas. El procedimiento no es aplicable en puntos a lo largo de la carretera en el cual se tiene señales de tráfico, pero puede ser usado para analizar secciones de la carretera entre señalizaciones ampliamente espaciadas, donde la formación de grupos por las señales no afecta las condiciones del flujo.

Las carreteras de carriles múltiples o de calzada doble, generalmente tienen impuestos límites de velocidad entre 70 y 100 (Km/h), usualmente tienen cuatro o seis carriles, pudiendo o no tener separador central. Las carreteras multicarril regionales deben construirse cuando los volúmenes de tránsito para diseño resultan mayores de 15.000 hasta 40.000 vehículos por día (Veh/d). En las carreteras multicarril no se tienen accesos completamente controlados, las intersecciones a

desnivel y ocasionalmente señales de tráfico son encontrados a lo largo de estas carreteras, sin embargo deben estar espaciadas a 3 (Km) o más.

Como se pudo apreciar en el Capítulo 3 se indicaron algunas de las principales características que diferencian a este tipo de carreteras de las autopistas, arterias urbanas y carreteras de dos carriles. Para llevar esta distinción a cabo, el HCM 2000 ha definido ciertos aspectos en función del nivel de interferencias y según el desarrollo urbanístico de la zona. Por consiguiente las cuatro clasificaciones básicas de las carreteras multicarril son:

<b><i>Rural</i></b>	{	Con separación de sentidos
	}	Sin separación de sentidos
<b><i>Sub-urbana</i></b>	{	Con separación de sentidos
	}	Sin separación de sentidos

Las alternativas de contar o no con un parterre central determinan el nivel de fricción existente en las carreteras con separación de sentidos o sin ella. El manejo a darse en los giros a la izquierda, dependerá de la alternativa a implementarse en relación al dimensionamiento del parterre central.

Nota: El HCM 2000 destaca de manera muy aproximada que las carreteras con más de 6 puntos de acceso no controlado por kilómetro serán consideradas como suburbanas.

Los principales factores que distinguen a las carreteras multicarril suburbanas y rurales de las autopistas son:



- Los vehículos pueden entrar y salir de la carretera en intersecciones y entradas de vehículos, y a través de las separaciones en puntos seleccionados.
- Una carretera multicarril ideal se aproxima mucho a las condiciones presentes en una autopista como en los puntos de acceso y los volúmenes de giros son casi nulos o muy controlados.
- Las condiciones visuales y el terreno desarrollado a lo largo de las carreteras multicarril tienen más impacto en los conductores que los desarrollados generalmente al circular por autopistas.

#### **4.5.1 Condiciones Ideales:**

Estudios de las características de flujo en carreteras multicarril han definido un conjunto de condiciones ideales como la base para el desarrollo de relaciones y ajustes de flujo. Las carreteras multicarril o de varios carriles pueden presentar algunas de las siguientes características:

- ✓ Ancho de carril de 3.60 (m).
- ✓ Un mínimo de 3.60 (m) de espacio lateral total en la dirección del viaje. Este total representa el espacio lateral desde el borde del carril de viaje (hombros incluidos) a la obstrucción a lo largo del borde del camino y en la separación. Espacio laterales mayores a 1.8 (m) son considerados para los cálculos iguales a 1.8 (m).
- ✓ Se localizan en áreas suburbanas o en corredores rurales de alto volumen.
- ✓ Puede incluir carriles exclusivos para giros a la izquierda.
- ✓ Existe la posibilidad de tener semáforos en los principales puntos de cruce, con un espaciamiento mayor a 3 (Km).

- ✓ Existe un control parcial y discreto de los accesos.
- ✓ Todos los vehículos de la corriente de tránsito son vehículos livianos (automóviles).
- ✓ Las paradas de transporte público no se permiten en este tipo de carreteras, por lo que se requiere bahías de embarque de pasajeros.
- ✓ Los cruces peatonales deben localizarse en aquellos puntos de mayor movimiento de peatones y construidos a desnivel, ya sea sobre o subterráneos a la carretera.
- ✓ Velocidad a flujo libre superior a 100 (Km/h).
- ✓ Faja separadora central.
- ✓ Niveles de terreno con pendientes no mayores al 2%, terreno llano.

Estas condiciones base representan el nivel más alto de operación en carreteras multicarril rurales y suburbanas. Al tener características menores a las condiciones ideales se producen reducciones en la velocidad de viaje. Se debe notar que estas condiciones son ideales sólo desde el punto de vista de la capacidad y del nivel de servicio y no está relacionado con la seguridad u otros factores.

#### **4.5.2 Velocidad a Flujo Libre**

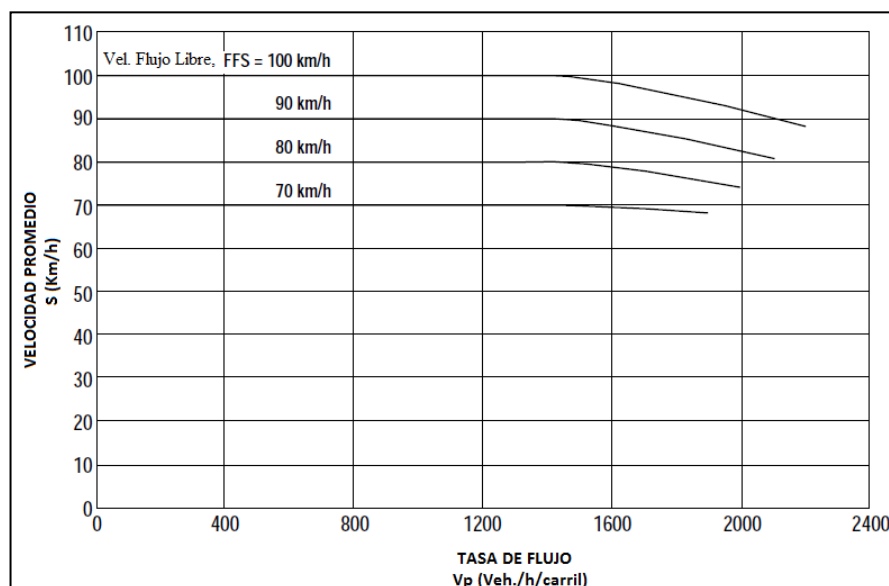
Una importante característica de las carreteras multicarril es la velocidad a flujo libre de los vehículos. Se define como la velocidad teórica de los vehículos cuando la densidad se aproxima a cero, es decir, la velocidad en la cual el conductor se siente confortable viajando bajo condiciones físicas, ambientales y de control del tránsito existentes en una sección no congestionada de la carretera. Esta puede hallarse

mediante aforos en condiciones de flujo bajo a moderado, es decir hasta 1.400 (Veh./h/carril) donde la velocidad permanece constante.

La importancia de la velocidad a flujo libre radica en que es el punto de inicio para el análisis de la capacidad y del nivel de servicio bajo condiciones de flujo no interrumpido.

#### 4.5.2.1 Determinación de la Velocidad a Flujo Libre (FFS)

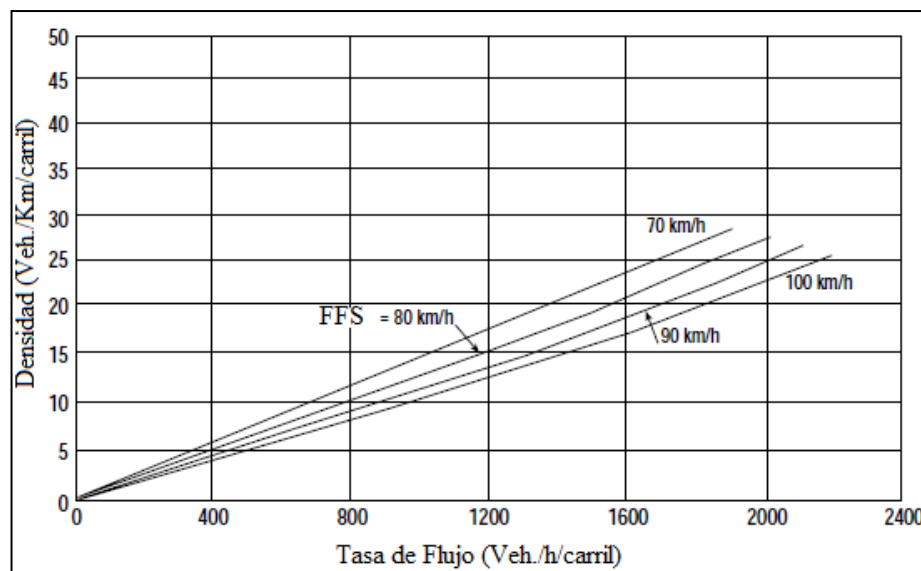
La velocidad de flujo libre en una vía se define como la velocidad media de los vehículos livianos, medida durante flujos bajos a moderados. La velocidad en una carretera multicarril no se ve afectada por volúmenes de tráfico menores a 1.400 (Veh./h/carril). Aquí se puede notar de mejor manera como cuando la velocidad de flujo libre decrece, la capacidad de la vía también lo hace. Por ejemplo: para una velocidad a flujo libre de 70 (Km/h) su capacidad máxima es de 1900 (Veh./h/carril).



**Figura 4.2 Relación Velocidad-Flujo en Carreteras Multicarril**

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual, HCM 2000

El valor de capacidad de 2.200 (Veh./h/carril) es representativo del máximo flujo ( $V_p$ ) de 15 minutos que puede ser acomodado bajo condiciones ideales de una carretera con una velocidad a flujo libre de 100 (Km/h). Cuando la tasa de flujo se encuentra entre 1.400 y 2.200 (Veh./h/carril), la velocidad en una carretera multicarril para una FFS de 100 (Km/h) decrece 12 (Km/h). En el Figura 4.3 se muestra como la densidad varia continuamente a lo largo de los distintos rangos de tasa de flujo.



**Figura 4.3 Relación Densidad-Flujo en Carreteras Multicarril**

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual, HCM 2000

Es importante aclarar que la capacidad en carreteras multicarril específicas pueden estar sujetas a variaciones a los valores máximos.

La velocidad a flujo libre (FFS) se puede determinar por:

- **Medición Directa en Campo:** si se lo va a medir directamente en campo, esta se realizará de al menos 100 vehículos livianos, tomados indistintamente en todos los carriles y el flujo debe ser menor a 1.400 (vehículos livianos/hora/carril). Horas fuera de las horas pico son generalmente buenos momentos para observar bajos índices de flujo. El promedio de todas las velocidades obtenidas, será la velocidad a flujo libre (FFS) del segmento seleccionado de la vía en análisis. De esta manera no se requiere ejecutar ajustes, ya que su valor refleja el efecto neto de todas las condiciones prevalecientes del sitio de estudio que influyen en ella.

Nota: Los estudios de velocidad fueron descritos en el Capítulo 2 del presente estudio.

- **Medición por Estimación Indirecta:** la velocidad es determinada indirectamente si los datos del campo no están disponibles. Para su estimación, el análisis debe caracterizar las condiciones de operación de la instalación, en términos de una base de velocidad a flujo libre en condiciones ideales (BFFS), que refleje las características del tráfico y la geometría de la vía en condiciones ideales. Los estimados de la BFFS pueden ser desarrollados basados en datos de velocidad y los conocimientos locales de operación sobre facilidades similares. La velocidad de diseño y la velocidad límite permitida de la facilidad puede ser consideradas en la determinación de la BFFS empleando las siguientes reglas empíricas:

- *A partir de la Velocidad de Diseño ( $S_D$ ):* la velocidad a flujo libre base viene dada por la siguiente expresión:

$$BFFS = 0,96 * (S_D - 1)$$

- *A partir del Límite de Velocidad ( $S_L$ ):* el límite de velocidad es un factor que afecta la velocidad de flujo libre. Recientes investigaciones sugieren que la velocidad de flujo libre bajo condiciones ideales es aproximadamente 11.2 (Km/h) más alta que el límite de velocidad para límites de velocidad de 65 y 70 (Km/h), 9,5 más alta para límites entre 71 y 80 (Km/h), y 8,0 (Km/h) más alta para límites de velocidad de 80 y 90 (Km/h). Los análisis basados en estas reglas deberían ser usados con precaución.

Sin embargo, la velocidad de diseño y los límites de velocidad en muchas vías no fueron establecidas en conformidad a las condiciones de operación que actualmente brindan dichas facilidades.

Una vez que la velocidad a flujo libre base (BFFS) ha sido determinada, ésta deberá ser ajustada de acuerdo a las siguientes características físicas que afectan a la circulación según la tipología de la vía. La fórmula básica para estimar la velocidad de flujo libre (FFS) proporcionada por el HCM 2000 para el análisis de carreteras multicarril es:

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_M - f_A$$

Donde:

$BFFS$  = velocidad a flujo libre base estimada en condiciones ideales, generalmente se adopta, 100 (Km/h) → Urbana y Rural.

$f_{LW}$  = factor de corrección por el ancho de carriles.

$f_{LC}$  = factor de corrección por distancia libre lateral.

$f_M$  = factor de corrección por el tipo de faja separadora central (parterre).

$f_A$  = factor de corrección por densidad de puntos de acceso al tramo.

Todos estos factores se obtienen mediante la aplicación directa de las tablas que se presentan a continuación:

**Cuadro 4.2 Factores de Ajuste en Condiciones Base**

<p><b>Ancho de Carriles</b></p>	<p><math>f_L</math> w</p>	<p>Si el ancho del carril es menor a 3,60 (m), los conductores tienden a guardar una distancia lateral entre ellos inferior a la deseada, reflejándose en una reducción de la velocidad a flujo libre base.</p> <p><i>Tabla 21-4, HCM 2000:</i></p> <table border="1" data-bbox="767 1003 1190 1485"> <thead> <tr> <th colspan="2">Ajuste por Ancho de Carril (<math>f_{LW}</math>)</th> </tr> <tr> <th>Ancho de Carril</th> <th>Reducción en FFS</th> </tr> <tr> <th>(metros)</th> <th>(Km/h)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3,6</td> <td>0,0</td> </tr> <tr> <td>3,5</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>3,4</td> <td>2,1</td> </tr> <tr> <td>3,3</td> <td>3,1</td> </tr> <tr> <td>3,2</td> <td>5,6</td> </tr> <tr> <td>3,1</td> <td>8,1</td> </tr> <tr> <td>3,0</td> <td>10,6</td> </tr> </tbody> </table> <p><i>Nota:</i> para anchos de carril mayores a 3.6 (m) se considera 3.6 (m).</p>	Ajuste por Ancho de Carril ( $f_{LW}$ )		Ancho de Carril	Reducción en FFS	(metros)	(Km/h)	3,6	0,0	3,5	1,0	3,4	2,1	3,3	3,1	3,2	5,6	3,1	8,1	3,0	10,6
Ajuste por Ancho de Carril ( $f_{LW}$ )																						
Ancho de Carril	Reducción en FFS																					
(metros)	(Km/h)																					
3,6	0,0																					
3,5	1,0																					
3,4	2,1																					
3,3	3,1																					
3,2	5,6																					
3,1	8,1																					
3,0	10,6																					
<p><b>Distancia Libre Lateral</b></p>	<p><math>f_{LC}</math></p>	<p>Las distancias libres laterales base (espaldón) son 1,80 (m) o más al lado derecho y 0,60 (m) o más al lado izquierdo en la faja separadora central, de la misma forma inciden en la disminución de la velocidad ya que obligan a los conductores más cerca el uno del otro en sentido lateral. Las obstrucciones fijas típicas son: señales, árboles, estribos de puentes, guardavías, soportes de semáforos y muros de contención continuos, no se incluyen los bordillos.</p> <p>La siguiente tabla muestra la apropiada reducción en la FFS basada en el espacio lateral total, la cual es definida como:</p> <p style="text-align: right;">CONTINUA</p>																				

		<p style="text-align: center;"><math>TLC = LC_R + LC_L</math></p> <p>Donde:  TLC= espacio lateral total (m)  <math>LC_R</math>=espacio lateral (m) desde el borde derecho de los carriles de viaje a la obstrucción del camino.  <math>LC_L</math> = Espacio lateral (m) desde el borde izquierdo de los carriles de viaje hasta las obstrucciones en la separación del camino. Para caminos sin división, no hay ajuste para espacio lateral de la izquierda.</p> <p><b>Tabla 21-5, HCM 2000:</b></p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="text-align: center;">Ajuste (<math>f_{LC}</math>) para la holgura lateral</th> </tr> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Carreteras de cuatro carriles</th> <th colspan="2" style="text-align: center;">Carreteras de seis carriles</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Distancia Libre Lateral</th> <th style="text-align: center;">Reducción de la VFL</th> <th style="text-align: center;">Distancia Libre Lateral</th> <th style="text-align: center;">Reducción de la VFL</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">(metros)</th> <th style="text-align: center;">(Km/h)</th> <th style="text-align: center;">(metros)</th> <th style="text-align: center;">(Km/h)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">3,6</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> <td style="text-align: center;">3,6</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3,0</td> <td style="text-align: center;">0,6</td> <td style="text-align: center;">3,0</td> <td style="text-align: center;">0,6</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2,4</td> <td style="text-align: center;">1,5</td> <td style="text-align: center;">2,4</td> <td style="text-align: center;">1,5</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">1,8</td> <td style="text-align: center;">2,1</td> <td style="text-align: center;">1,8</td> <td style="text-align: center;">2,1</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">1,2</td> <td style="text-align: center;">3,0</td> <td style="text-align: center;">1,2</td> <td style="text-align: center;">2,7</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">0,6</td> <td style="text-align: center;">5,8</td> <td style="text-align: center;">0,6</td> <td style="text-align: center;">4,5</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">0,0</td> <td style="text-align: center;">8,7</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> <td style="text-align: center;">6,3</td> </tr> </tbody> </table> <p>Nota: a) la distancia libre lateral total es la suma de la distancia lateral del separador central (si es mayor a 1,80 m, usar 1,80 m) y espaldón (si es mayor a 1,80 m, usar 1,80 m). Por lo tanto, para propósitos de análisis, la distancia libre lateral total no puede exceder 3,6 (m).</p>	Ajuste ( $f_{LC}$ ) para la holgura lateral				Carreteras de cuatro carriles		Carreteras de seis carriles		Distancia Libre Lateral	Reducción de la VFL	Distancia Libre Lateral	Reducción de la VFL	(metros)	(Km/h)	(metros)	(Km/h)	3,6	0,0	3,6	0,0	3,0	0,6	3,0	0,6	2,4	1,5	2,4	1,5	1,8	2,1	1,8	2,1	1,2	3,0	1,2	2,7	0,6	5,8	0,6	4,5	0,0	8,7	0,0	6,3
Ajuste ( $f_{LC}$ ) para la holgura lateral																																														
Carreteras de cuatro carriles		Carreteras de seis carriles																																												
Distancia Libre Lateral	Reducción de la VFL	Distancia Libre Lateral	Reducción de la VFL																																											
(metros)	(Km/h)	(metros)	(Km/h)																																											
3,6	0,0	3,6	0,0																																											
3,0	0,6	3,0	0,6																																											
2,4	1,5	2,4	1,5																																											
1,8	2,1	1,8	2,1																																											
1,2	3,0	1,2	2,7																																											
0,6	5,8	0,6	4,5																																											
0,0	8,7	0,0	6,3																																											
<b>Tipo de Faja Separadora Central</b>	$f_M$	<p>Para carreteras no divididas, este ajuste considera la fricción causada por la corriente de tránsito en el carril adyacente. Para carreteras sin división la FFS es 3 (Km/h) más lento que una con parterre o división central.</p> <p><b>Tabla 21-6, HCM 2000:</b></p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Ajuste (<math>f_M</math>) por Tipo de Separación</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Tipo de Separación</th> <th style="text-align: center;">Reducción FFS (Km/h)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">Carreteras No Divididas</td> <td style="text-align: center;">2,6</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Carreteras Divididas (Incluido carril de Separación Giros)</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: right;">CONTINUA</p>	Ajuste ( $f_M$ ) por Tipo de Separación		Tipo de Separación	Reducción FFS (Km/h)	Carreteras No Divididas	2,6	Carreteras Divididas (Incluido carril de Separación Giros)	0,0																																				
Ajuste ( $f_M$ ) por Tipo de Separación																																														
Tipo de Separación	Reducción FFS (Km/h)																																													
Carreteras No Divididas	2,6																																													
Carreteras Divididas (Incluido carril de Separación Giros)	0,0																																													



<b>Densidad de Puntos de Acceso</b>	$f_A$	<p>La densidad base de los puntos de acceso se encuentra dividiendo el número de accesos en el lado derecho, entre la longitud total del segmento en kilómetros. Por cada punto de acceso por kilómetro en una dirección, la velocidad de viaje en una carretera multicarril se reduce 0,4 (Km/h), sin importar el tipo de separación.</p> <p>La densidad de los puntos de acceso sobre un camino se lo calcula dividiendo el número total de puntos de acceso (intersecciones y entradas de autos) en el lado derecho del camino en la dirección de los viajes que está siendo estudiado entre la longitud de la sección en Km. Una intersección o entrada de autos solamente es incluida por el analista si se considera que tiene una influencia significativa en la fluidez del tráfico como son las entradas de autos privadas a residencias individuales, servicio de entrada de autos a sitios comerciales, etc.</p> <p><b>Tabla 21-7, HCM 2000:</b></p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Ajuste (<math>f_A</math>) por Puntos de Acceso</th> </tr> <tr> <th rowspan="2" style="text-align: center;">Puntos de Acceso/Kilómetro</th> <th style="text-align: center;">Reducción FFS</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">(Km/h)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">0</td> <td style="text-align: center;">0,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">6</td> <td style="text-align: center;">4,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">12</td> <td style="text-align: center;">8,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">18</td> <td style="text-align: center;">12,0</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><math>\geq 24</math></td> <td style="text-align: center;">16,0</td> </tr> </tbody> </table> <p>Si no se dispone de datos empíricos de la carretera, puede emplearse la Tabla de la parte inferior para hallar el número de accesos por Km en función del tipo de desarrollo territorial.</p> <p><b>Tabla 12-4, HCM 2000:</b></p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Tipo de Desarrollo Vial</th> <th style="text-align: center;">Valor Predeterminado</th> <th style="text-align: center;">Puntos de Acceso/Km (un solo lado)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rural</i></td> <td style="text-align: center;">5</td> <td style="text-align: center;">0-6</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Suburbano Densidad-Baja</i></td> <td style="text-align: center;">10</td> <td style="text-align: center;">7-12</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Suburbano Densidad-Alta</i></td> <td style="text-align: center;">15</td> <td style="text-align: center;"><math>\geq 13</math></td> </tr> </tbody> </table>	Ajuste ( $f_A$ ) por Puntos de Acceso		Puntos de Acceso/Kilómetro	Reducción FFS	(Km/h)	0	0,0	6	4,0	12	8,0	18	12,0	$\geq 24$	16,0	Tipo de Desarrollo Vial	Valor Predeterminado	Puntos de Acceso/Km (un solo lado)	<i>Rural</i>	5	0-6	<i>Suburbano Densidad-Baja</i>	10	7-12	<i>Suburbano Densidad-Alta</i>	15	$\geq 13$
		Ajuste ( $f_A$ ) por Puntos de Acceso																											
Puntos de Acceso/Kilómetro	Reducción FFS																												
	(Km/h)																												
0	0,0																												
6	4,0																												
12	8,0																												
18	12,0																												
$\geq 24$	16,0																												
Tipo de Desarrollo Vial	Valor Predeterminado	Puntos de Acceso/Km (un solo lado)																											
<i>Rural</i>	5	0-6																											
<i>Suburbano Densidad-Baja</i>	10	7-12																											
<i>Suburbano Densidad-Alta</i>	15	$\geq 13$																											

Nota: La determinación de los ajustes por BFFS, dados en (Km/h), se determinan según los cuadros del Capítulo 21 del Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000).

**Fuente:** Highway Capacity Manual, HCM 2000.

Es usual que los conductores manejen sus vehículos por encima de los límites de velocidad impuestos en carreteras multicarril. Los límites de velocidad deben estar directamente correlacionados con la velocidad a las que los vehículos pueden circular libremente por una carretera. Es por esta razón que el HCM 2000 permite cuando no existe los parámetros suficientes de estimación, usar el límite de velocidad como la velocidad a flujo libre (FFS) para efectos de cálculo en determinada vialidad.

La velocidad de los vehículos y la proporción de vehículos que exceden el límite de velocidad, son afectados por los controles de velocidad. Sin embargo, varios estudios realizados en vías de los Estados Unidos señalan que estos efectos son mínimos tanto temporalmente como espacialmente. En términos generales, los controles de velocidad específicos producen en los conductores, mantener la velocidad bajo el límite de velocidad por no más de 13 a 15 (Km) de recorrido, posterior a esto el efecto decae de forma exponencial. Pero si la vía está localizada dentro de una zona en donde se realicen control de velocidad constantemente, mediciones propias del sitio pueden ser utilizadas para la calibración de la relación entre el percentil 85 ( $P_{85}$ ) y la velocidad a flujo libre (FFS).

#### **4.5.3 Nivel de Servicio en Carreteras Multicarril (NDS)**

Al ser el nivel de servicio una medida cualitativa de las condiciones de operación dentro de un sistema de tránsito, está relacionado con las características físicas y de operación de acuerdo a su estrecha relación con la velocidad, el flujo y la densidad, siendo todos estos los principales factores que afectan al nivel de servicio en un tramo de carretera en condiciones ideales. Estas relaciones varían con el tipo y las

características de la carretera, y en consecuencia la capacidad y las intensidades de servicio dependen de una serie de otros de los factores a considerarse, como son: el ancho de carril, obstáculos laterales, composición del tránsito, pendiente, velocidad y la población de conductores, también afectan al flujo máximo en un tramo dado de la carretera. Para comprender mejor estos aspectos se detallan las características básicas para poder estimar las condiciones idóneas de circulación en carreteras de carriles múltiples.

La capacidad de una carretera multicarril es el máximo flujo horario sostenido en el cual los vehículos pueden estar razonablemente seguros de atravesar un segmento uniforme de camino bajo condiciones prevalecientes de vialidad y tráfico. Una buena operación en una carretera, no sólo es el resultado de estar proyectada con el número de carriles necesarios, sino para que ésta funcione adecuadamente es necesario que todos los elementos que la componen estén proyectados para permitir la operación vehicular al nivel de servicio al que fue proyectada, o a un nivel próximo inferior.

#### **4.5.3.1 Condiciones Prevalecientes**

En la mayoría de los estudios de capacidad, las condiciones prevalecientes difieren de las condiciones base, y los cálculos de la capacidad, tasas de flujo y nivel de servicio deben incluir ajustes. Las condiciones prevalecientes son generalmente categorizadas según estos tres aspectos: infraestructura vial, del tránsito y de los dispositivos de control.



**Fotografía 4.1 Carretera Multicarril con Altos Estándares de Diseño**

**Fuente:** <http://commons.wikimedia.org/wiki/Image:I40i85NC.jpg>

Los factores que influyen en la circulación del tránsito son:

#### **4.5.3.1.1 Condiciones de la Infraestructura Vial**

- **Alineamiento Vertical y Horizontal:** limitan la velocidad segura a la que se puede recorrer. El HCM 2000 utiliza la velocidad de flujo libre como una medida sustitutiva para el alineamiento. La velocidad no solo refleja el alineamiento vertical y horizontal, sino también los elementos que cuantifican la dificultad en el tránsito. Puesto que la capacidad tiende a declinar cuando decrece la velocidad de flujo libre, es entonces que las velocidades de flujo libre podrían ser bajas en secciones de carretera con alineaciones horizontales y verticales restringidas.
- **Ancho de Carril:** la capacidad y las intensidades de servicio son directamente proporcionales al número existente de carriles para cada sentido. En la medida

que el número de vías incrementa, se incrementa de igual forma la oportunidad de los conductores de posicionarse los mismo evitando el tráfico de movimiento lento. Por lo general, el tráfico en los carriles del medio se mueven a mayor velocidad que en las vías del lado derecho. El flujo vehicular tiende a restringirse cuando el ancho de los carriles es menor a 3,60 (m) debido a que los vehículos tienden a viajar más juntos en sentido lateral, y los conductores tienden a compensar esto con una reducción de su velocidad de cruce. En autopistas y otras carreras con calzadas separadas en las que hay más de un carril para cada sentido se puede hablar de capacidad por carril, y la capacidad total será igual al producto del número de carriles por la capacidad de cada carril. Es así que la capacidad aumenta si el ancho se acrecienta, pero se ha comprobado que a partir de los 3,60 (m) no representa un aumento significativo en la capacidad.

- **Holgura Lateral:** cualquier obstáculo que se encuentre muy cercano a la orilla del pavimento tiende a ser evitado por los conductores, esto conduce a distancias laterales estrechas entre vehículos reduciendo la velocidad. Este efecto de holgura lateral se produce más frecuentemente para el acotamiento derecho que para el parterre central. La distancia libre lateral debe ser considerada mayor a 1,80 (m) para que este efecto sea inapreciable y de existir vehículos averiados no se produzcan bloqueos de carriles que puedan producir perturbaciones en el flujo con efectos sobre la reducción de la capacidad.
- **Pendiente:** la combinación de vehículos pesados con el porcentaje de pendiente de la carretera crea un gran impacto. La velocidad de los vehículos al subir una cuesta tiende a estabilizarse en una velocidad que depende de la inclinación y la

relación peso/potencia del automotor. Esto es particularmente imperativo en las carreteras que atraviesan la cordillera de "Los Andes". El efecto de la pendiente depende tanto de la longitud como de la magnitud.

Cualquier carretera con una pendiente menor al 3% para una longitud de más de 0,8 (Km) o con una pendiente mayor o igual al 3% para una longitud de 0,4 (Km) deben ser considerados como un segmento separado. Para tales segmentos, el procedimiento de análisis debe considerar las condiciones de la cuesta de subida y donde la pendiente sea única, pendientes aisladas de porcentaje constante o parte de una serie de pendientes formando un segmento compuesto.

En general, las gradientes a adoptarse dependen directamente de la topografía del terreno y deben tener valores bajos, en lo posible para su diseño, a fin de permitir razonables velocidades de circulación y facilitar la operación de los vehículos, el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador ha establecido los siguientes valores de diseño para terrenos Llanos (LL), Ondulados (O) y Montañosos (M):

**Tabla 4.4 Valores de Diseño de las Gradientes Longitudinales Máximas**

CLASE DE CARRETERA	Gradientes Longitudinales Máximas (%)					
	Valor Recomendable			Valor Absoluto		
	LL	O	M	LL	O	M
RI-RII	2	3	4	3	4	6
I	3	4	6	3	5	7
II	3	4	7	4	6	8
III	4	6	7	6	7	9
IV	5	6	8	6	8	12
V	5	6	8	6	8	14

**Fuente:** Normas para el diseño geométrico de carreteras MTOP 2003

Para el caso de carreteras multicarril los valores de gradientes máximas para las distintas tipologías de terreno natural se tienen: pendientes en terreno plano o llano (hasta el 2%), en terreno ondulado (hasta el 3%) y montañosas, cuyas pendientes son superiores al 3%, bien sea en ascenso (*upgrade*) o en descenso (*downgrade*).

- **Pendientes ascendentes:** La velocidad máxima de un vehículo cuesta arriba está determinada por la relación peso/potencia del vehículo, la inclinación de la cuesta y la velocidad con que se inicie el ascenso.
  
- **Pendientes descendentes:** los vehículos tienen a desarrollar mayores velocidades en tramos planos y en pendientes descendentes, por tanto: las curvas y otros elementos de la vía limitan la velocidad. Esto se debe a que el control del vehículo es deficiente debido al peso e inercia del mismo.

#### 4.5.3.1.2 Condiciones de Tránsito

- **Equivalencia de vehículos:** dentro del flujo vehicular los vehículos que no sean automóviles tales como camiones, buses y vehículos recreativos debido a su tamaño sus características de operación, y su interacción con otros vehículos reducen el flujo máximo en la carretera. Por esta razón el número de vehículos pesados del flujo vehicular son convertidos a un número equivalente de automóviles o vehículos livianos y así poder estimar la capacidad de la vía en automóviles o vehículos Livianos/hora/carril. El factor de conversión usado

depende de la proporción de vehículos pesados presentes en el flujo así como la longitud y severidad de las subidas y bajadas.

- **Vehículos Pesados:** son aquellos de más de 5 toneladas de capacidad y que tienen más de cuatro ruedas en contacto con el pavimento. Estos afectan la capacidad y el nivel de servicio de una carretera multicarril. Estos efectos perjudiciales son:
  - a) Los vehículos pesados tienen características de operación generalmente inferiores que los vehículos normales, ya que son incapaces de mantener la misma velocidad que un vehículo normal en un tramo inclinado de la carretera y además aceleran más lentamente. Por lo tanto, la capacidad de la carretera será menor si circulan vehículos pesados.

**Tabla 4.5 Características de los vehículos**

<b>Tipos de Vehículos a Motor</b>	<b>Peso sin carga + Conductor (Kg)</b>	<b>Potencia Nominal (kW)</b>	<b>Relación Peso/Potencia (Kg/kW)</b>
<i>Automóvil de Pasajeros</i>	1540	78	19,7
<i>Camioneta Grande</i>	1905	130	14,7
<i>Camión: 2 Ejes, 6 Llantas</i>	4535	130	34,9
<i>Tractor-Semirremolque</i>	11340	242	46,9

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual. HCM 2000

Estudios señalan que los vehículos livianos pueden subir rampas hasta de un 5% sin variar su velocidad desarrolladas en zonas planas o llanas, mientras que para los vehículos pesados con menor potencia/peso, en rampas con la misma



pendiente, la velocidad puede inclusive llegar a ser muy inferior a la velocidad a la que circulaban en los tramos llanos. La velocidad que puede mantener un camión en una rampa larga es:

$$v = \frac{N/P}{i + r}$$

Donde:

v= Velocidad Final del camión en una rampa larga.

N= Potencia del Camión.

P= Peso del Camión

i= Inclinación de la rampa en

r= Coeficiente de resistencia a la rodadura (incluyendo la resistencia del aire)

En el valor que alcance esta velocidad final en las rampas, influye fundamentalmente la relación potencia/peso del vehículo. Con los valores estándar de la relación potencia/peso de los camiones, las velocidades finales en las rampas resultan muy reducidas. Como ejemplo pueden verse los valores de la Tabla 4.6.

**Tabla 4.6 Velocidad final de camiones en rampas prolongadas (Km/h)**

kW/t	Inclinación	
	5%	10%
7	35	20
6	28	16
4	20	12

**Fuente:** Varios Autores, Ingeniería de Carreteras, Cap.8 Capacidad y Niveles de Servicio, Volumen I, McGraw-Hill, España, 2004

HCM 2000 señala en sus disposiciones para el uso adecuado de los valores presentados en las tablas para encontrar el factor de ajuste por presencia de vehículos pesados, un promedio de 100 (Kg/kW) en la relación Peso a Potencia en pendientes ascendentes uniformes.

b) Estos vehículos son más largos que un vehículo normal según el número de ejes, es decir ocupan más espacio:

- **Eje Sencillo:** es un eje cuyos extremos lleva una o dos ruedas sencillas.
- **Eje Tándem:** constituido por dos ejes sencillos con rueda doble en los extremos.
- **Eje Tridem:** constituido por tres ejes sencillos con rueda doble en los extremos.

**Cuadro 4.3 Categorías de Vehículos Pesados**

Recreacionales	Camiones	Buses
<p>Casas Rodantes o remolcadas por otro vehículo. Estos vehículos regularmente no tienen prisa de llegar, ya que lo que son conducidos por personas que disfrutan del viaje.</p> <p><i>Nota:</i> En el Ecuador este tipo de vehículos <b>NO</b> son considerados.</p>	<p>Son vehículos ocupados para transportar materiales, hacer fletes, trasladar maquinaria, etc. Hay una variedad de formas y longitudes, desde los camiones con dos ejes hasta los camiones de doble remolque.</p> <p><i>Carga Liviana:</i> vehículos con capacidad de carga de hasta 3,5 (t).</p> <p><i>Carga Pesada:</i> vehículos y sus unidades de carga con capacidad de carga de más de 3,5 (t).</p>	<p><i>Área Local:</i> Vehículos de transporte de personas que realizan paradas continuas para recoger o bajar pasajeros.</p> <p><i>Transporte Intrarregional e Inter-Provinciales:</i> son vehículos que transportan personas de un lugar a otro, pero que no hacen paradas seguidas dentro de la carretera.</p>

Para tomar en consideración el efecto producido por los vehículos pesados se utiliza el concepto de número de vehículos livianos equivalentes a un vehículo pesado, o factor de equivalencia, en otras palabras determinar un número de automóviles que producirán el mismo efecto en la circulación de tráfico que un solo vehículo pesado. Convertir los vehículos pesados a vehículos livianos equivalentes es especialmente importante cuando se analizan tramos de carretera con pendientes. En terrenos llanos en condiciones cercanas a la capacidad los vehículos pesados tienen a operar de la misma forma que lo hacen los vehículos livianos, por este motivo este factor de equivalencia se aproxima a 1. Por lo tanto se pueden seleccionar vehículos equivalentes para vehículos pesados para una de las siguientes condiciones:

- i. Segmentos Generales:* se debe considerar este tipo cuando ninguna pendiente es lo suficientemente larga como para tener un efecto significativo o representativo de toda la operación del segmento general. El HCM 2000 establece que un segmento extendido general sea usado, el terreno de la carretera debe ser clasificado como llano, ondulado o montañoso; cuando ninguna pendiente de 3% o mayor, es más largo que 4,0 (Km) o donde ninguna pendiente menor de 3% es mayor que 8,0 (Km). Se lo utiliza generalmente para segmentos extensos de terreno.
- ii. Pendientes específicas:* cuando no se cumplen las condiciones de pendiente en una longitud dada como se enuncia en el punto anterior. Por lo que debe ser tratada de manera específica por su grado de influencia en el flujo vehicular.

- iii. *Pendientes compuestas*: como un tramo definido de carretera resulta en una serie continua de pendientes, el Manual de Carreteras permite determinar el efecto de una serie de pendientes significativas. En este caso lo importante es hallar el máximo efecto de los vehículos pesados en las operaciones, el cual podría darse al final de una cuesta dependiendo de la pendiente y longitud de la misma. El punto crítico para este análisis es cuando los vehículos pesados viajan a la velocidad más baja registrada. Cuando muchas pendientes consecutivas de diferentes inclinaciones forman una pendiente compuesta, se debe calcular la pendiente en base a estos procedimientos:

Procedimientos para determinar la pendiente compuesta:

- *Pendiente Promedio*: la técnica más directa es calcular el promedio de la pendiente al punto en cuestión. El promedio de la pendiente se define como la elevación total en pies desde el principio de la pendiente compuesta dividida entre la longitud de la pendiente en pies. La técnica de la pendiente promedio tiene una aceptable aproximación para una serie de pendientes donde ninguna de estas sea mayor a 4% o la longitud total sea mayor a 1,2 (Km).
- *Curvas de Rendimiento*: Para pendientes compuestas más severas, es decir para casos fuera de los límites, donde la longitud total es mayor a 1,2 (Km) y alguna de las pendientes es mayor a 4%, una técnica más exacta es mediante el uso de curvas de rendimiento (Cap. 5, Figura 5.6) de vehículo y velocidades equivalentes para determinar la pendiente simple efectiva. Esta solución hace referencia a un procedimiento en el

cual se puede determinar exactamente la incidencia de la pendiente constante equivalente para una serie de pendientes compuestas sobre la velocidad de los vehículos pesados.

Debe tenerse en cuenta que este análisis puede aplicarse a cualquier número de pendientes sucesivas. Una serie dada de pendientes puede incluir segmentos de descenso o segmentos de terreno llano. Nótese que este procedimiento usa los segmentos de pendientes discretos e ignora las curvas verticales que los unen, esto simplifica cálculos y resultados en la exactitud suficiente para los propósitos de análisis de capacidad.

- **Variaciones de tráfico durante periodos cortos:** se aplica el factor de hora punta o pico para conocer las fluctuaciones del tráfico durante periodos de 15 minutos, explicados en el Capítulo 2. Para tener en cuenta estos efectos, se aplica el factor de hora punta, definido como la relación entre el volumen de la hora pico y 4 veces el número de vehículos que pasan durante el periodo de 15 minutos más cargado. Este volumen máximo será la base para nuestro análisis. El FHMD para carreteras donde no esté disponible datos locales, el valor 0,85 es razonable para zonas rurales y 0,92 para carreteras multicarril suburbanas.
- **Población de Conductores:** en autopistas y carreteras multicarril se registra capacidades más altas donde la mayor parte de los usuarios son conductores habituales de las mismas. Al encontrarse en casos en que la mayor parte del tráfico son conductores que no conocen bien la vía como por ejemplo en zonas turísticas, se debe aplicar un factor de corrección.

#### 4.4.3.1.3 Condiciones de Control

- **Velocidades Límites:** La velocidad a flujo libre (FFS) no puede ser menor a 70 (Km/h) ni mayor a 100 (Km/h). Para la aplicación de esta metodología el límite superior es de 1.400 vehículos livianos por hora por carril (Veh./h/carril) en condiciones de volumen bajo.

Los límites de velocidad exhibidos en general están entre 60 y 90 (Km/h) para carreteras multicarril y una velocidad de proyecto límite de 110 (Km/h).

Recientes datos para carreteras multicarril indican que la media de la FFS bajo condiciones ideales va aproximadamente de 1.6 (Km/h) por debajo de la velocidad del percentil 85 cuando es de 65 (Km/h), a 5 (Km/h) más bajo cuando la velocidad del percentil 85 es igual a 100 (Km/h).

- **Señales de Tránsito:** Las señales de tránsito dramáticamente afectan la capacidad y la calidad de flujo en las cercanías de una intersección con otra carretera. Una señal efectivamente regula que vehículo debe parar en la intersección. Los dispositivos para el control del tránsito, tales como los semáforos (fases, longitudes de ciclo, repartición de verdes, etc.), las señales restrictivas (alto, ceda el paso, no estacionarse, solo giros a la izquierda, etc.

Las secciones de carreteras con intercambios de densidad (intersecciones señalizadas) espaciados muy cercanos, operan a bajas velocidades que las secciones de carreteras suburbanas o rurales donde estos intercambios son menos frecuentes. El promedio ideal de espacio entre intercambios en una sección larga de 8 a 10 kilómetros debe ser de por lo menos 3 kilómetros.

#### 4.5.4 Criterios de Capacidad y Nivel de Servicio

La relación Intensidad/Capacidad permite obtener el nivel de servicio de una carretera. Los criterios de niveles de servicio (NDS) se describen en función de las siguientes características de desempeño:

- Tasa de Flujo, relación  $v/c$  (Veh. Livianos/hora/carril)  $\rightarrow V_p$
- Velocidad Media de los automóviles(Km/h)  $\rightarrow S$
- Densidad (Veh. Livianos /kilómetro/carril)  $\rightarrow D$

La relación entre las tres características de rendimiento, puede calcularse de la siguiente forma:

$$D = \frac{v_p}{S}$$

Donde:

$D$ = densidad (Veh. Livianos/Km/carril)

$V_p$ = tasa de flujo equivalente de servicio (Veh. Livianos/h/carril)

$S$ = Promedio de velocidad de viaje (Km/h)

El usuario debe advertir que los criterios de los niveles de servicio se basan en las relaciones típicas velocidad-intensidad-densidad. Estos niveles han sido definidos para representar los dominios de funcionamiento entre estas tres variables de acuerdo a esto el nivel de servicio varía desde A al F, haciendo que el dominio de las densidades y velocidades cubierto por cada nivel vaya haciéndose más grande, mientras que el dominio correspondiente de intensidades se haga cada vez más reducido.

En la siguiente tabla se establecen los criterios y condicionantes para determinar el nivel de servicio para carreteras de varios carriles en términos de densidad máxima, velocidad promedio y la relación máxima existente de volumen a capacidad.

**Tabla 4.7 Criterios de Nivel de Servicio para Carreteras Multicarril**

Velocidad a Flujo Libre	Criterio	NIVEL DE SERVICIO				
		A	B	C	D	E
<b>100 (Km/h)</b>	Densidad Máxima (Veh./Km/carril)	7	11	16	22	25
	Velocidad media (Km/h)	100	100	98	91,5	88
	Máxima relación v/c	0,32	0,5	0,72	0,92	1
	Máximo flujo de servicio (Veh./h/carril)	700	1100	1575	2015	2200
<b>90 (Km/h)</b>	Densidad Máxima (Veh./Km/carril)	7	11	16	22	27
	Velocidad media (Km/h)	90	90	89,8	84,7	80,8
	Máxima relación v/c	0,3	0,47	0,68	0,89	1
	Máximo flujo de servicio (Veh./h/carril)	630	990	1435	1860	2100
<b>80 (Km/h)</b>	Densidad Máxima (Veh./Km/carril)	7	11	16	22	27
	Velocidad media (Km/h)	80	80	80	77,6	74,1
	Máxima relación v/c	0,28	0,44	0,64	0,85	1
	Máximo flujo de servicio (Veh./h/carril)	560	880	1280	1705	2000
<b>70 (Km/h)</b>	Densidad Máxima (Veh./Km/carril)	7	11	16	22	28
	Velocidad media (Km/h)	70	70	70	69,6	67,9
	Máxima relación v/c	0,26	0,41	0,59	0,81	1
	Máximo flujo de servicio (Veh./h/carril)	490	770	1120	1530	1900

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual. HCM 2000



En el cuadro anterior no se determinan valores para el NDS F puesto que este nivel esta caracterizado por un flujo altamente inestable y variable, por eso una predicción del nivel de servicio F es difícil.

Las definiciones se listan para cada uno de los niveles de servicio como sigue:

**Cuadro 4.4 Niveles de Servicio**

Nivel de Servicio (NDS)	Descripción
<b>A</b>	<p><u>Condiciones de Viaje:</u> Flujo libre, bajos volúmenes de tránsito y relativamente altas velocidades de operación (90 Km/h ó más).</p>
	<p><u>Restricción de Operación Vehicular:</u> Características geométricas del camino y en las preferencias individuales del conductor. El espaciamiento medio de los vehículos es de 125 (m) con una densidad máxima de 7 (Veh./Km/carril).</p>
	<p><u>Maniobrabilidad dentro del Flujo Vehicular:</u> La velocidad de los vehículos es prácticamente igual a la que eligen libremente sus conductores, los incidentes o averías en un punto se absorben fácilmente a este nivel. La demora de los conductores no es mayor al 35% del total del tiempo de viaje.</p>
<b>B</b>	<p><u>Condiciones de Viaje:</u> Representa razonablemente flujo libre y las velocidades de flujo libre se mantienen. Velocidad empieza a ser restringida por las condiciones del tránsito, 80 (Km/h) en tramos con una velocidad de proyecto de 112 (Km/h).</p>
	<p><u>Restricción de Operación Vehicular:</u> Se observa otros vehículos pero no es una restricción. El espaciamiento medio de los vehículos es de 77 (m) con una densidad máxima 12 (Veh./Km/carril).</p>
	<p><u>Maniobrabilidad dentro del Flujo Vehicular:</u> Poco restringida y el nivel general del bienestar físico y psicológico proporcionado a los conductores sigue siendo alta. Los efectos de incidentes menores o daños puntuales son todavía de fácil absorción. La demora de los conductores no es mayor al 50% del total del tiempo de viaje.</p>
<b>C</b>	<p><u>Condiciones de Viaje:</u> Circulación estable. La velocidad de crucero muestra alguna reducción cuando la velocidad de flujo libre sobrepasa los 70 (Km/h) en los tramos de 112 (Km/h) de velocidad de proyecto.</p>

CONTINUA

	<p><u>Restricción de Operación Vehicular:</u> La densidad de tránsito comienza a influir en las operaciones. El espaciamiento medio de los vehículos se reduce aproximadamente a 53 (m) con una densidad máxima de 19 (Veh./Km/carril).</p> <p><u>Maniobrabilidad dentro del Flujo Vehicular:</u> La capacidad de maniobra es notablemente más restringida y los cambios de carril requieren más atención y vigilancia por parte del conductor. Incidentes menores aún pueden ser absorbidos, pero se observa un importante empeoramiento local del servicio. Formación de vehículos que van a la misma velocidad dando lugar a colas. La demora de los conductores alcanza el 65% del total del tiempo de viaje.</p>
<b>D</b>	<p><u>Condiciones de Viaje:</u> Las velocidades comienzan a disminuir ligeramente con el aumento de los flujos y la densidad comienza a aumentar un poco más rápido. Siendo la velocidad media de recorrido 64 (Km/h) en los tramos de 112 (Km/h) de velocidad de proyecto.</p> <p><u>Restricción de Operación Vehicular:</u> El espaciamiento medio de los vehículos de 37 (m) con una densidad de 26 (veh/Km/carril).</p> <p><u>Maniobrabilidad dentro del Flujo Vehicular:</u> La libertad de maniobra dentro del flujo es notablemente más limitada, reducción de niveles de bienestar físico y psicológico. Puede esperarse que las interrupciones ligeras causen un deterioro local grave del servicio, y comenzar la formación de colas. La demora de los conductores es cercana al 80% del total del tiempo de viaje.</p>
<b>E</b>	<p><u>Condiciones de Viaje:</u> Describe el funcionamiento en el cual el flujo de tránsito llega a alcanzar la capacidad de la carretera. La velocidad media de recorrido en capacidad son de aproximadamente 48 (Km/h).</p> <p><u>Restricción de Operación Vehicular:</u> Las operaciones en este nivel son volátiles, ya que prácticamente no hay espacios libres. Los vehículos operan con el espaciamiento mínimo de 24 (m) para que pueda mantenerse el flujo uniforme, con una densidad de 43 (Veh. /Km/carril).</p> <p><u>Maniobrabilidad dentro del Flujo Vehicular:</u> Las interrupciones no se disipan con facilidad y generalmente resultan en la formación de largas colas y en el deterioro del servicio. El bienestar físico y psicológico que ofrece el conductor es pobre. La demora de los conductores es mayor al 80% del total del tiempo de viaje.</p>
<b>F</b>	<p><u>Condiciones de Viaje:</u> Corresponde a una situación de congestión o un colapso forzado del flujo en donde el número de vehículos que llegan a un tramo de carretera sobrepasa al número de vehículos desalojados, es</p>

CONTINUA

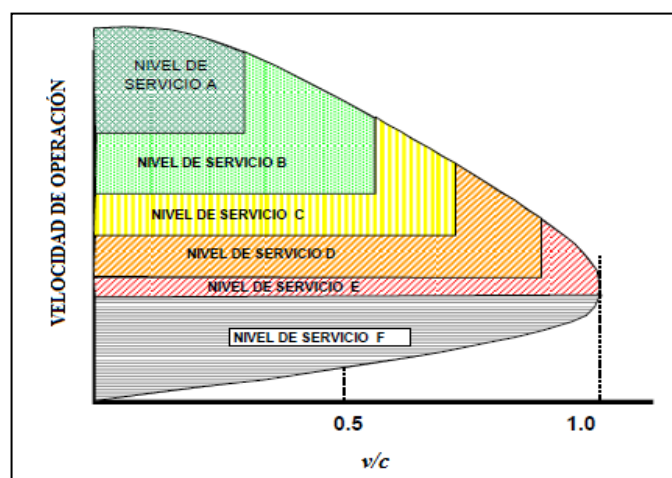
	decir la demanda prevista excede a la capacidad proyectada. Las velocidades medias de recorrido son inferiores a 48 (Km/h).
	<u>Restricción de Operación Vehicular:</u> La circulación en el interior de las colas es muy inestable, donde los vehículos realizan súbitos arranques seguido de detenciones, extremadamente inestables. Con una densidades superiores a 42 (veh/Km/carril).
	<u>Maniobrabilidad dentro del Flujo Vehicular:</u> En estos lugares se forman colas, las operaciones son muy inestables, típicas de los llamados “cuellos de botella”, mientras que puede parecer que los tramos camino abajo se encuentran a capacidad. Condiciones de “Pare y Siga”, congestión de tránsito.

**Elaborado por:** Andrés Ramón

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual.HCM2000

Se recomienda fijar para el diseño de carreteras niveles de servicio C y hasta niveles de servicio D, ya que diseñar para niveles superiores demandaría condiciones geométricas muy amplias.

Para comprender de mejor manera la relación existente entre el *Nivel de Servicio* con la *Velocidad* y la relación *Volumen -Capacidad* en cualquier tipo de infraestructura vial, se presenta la siguiente figura:

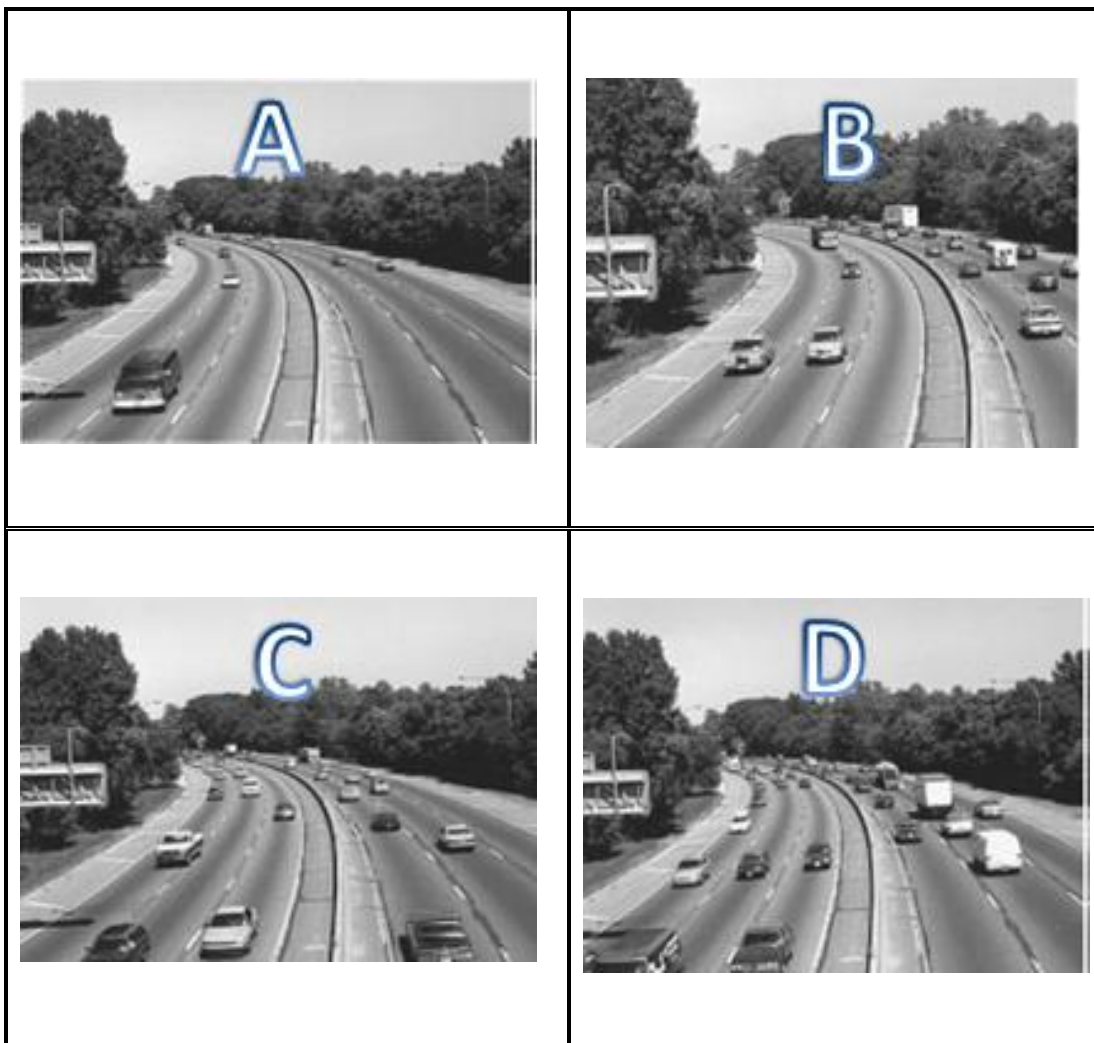


**Figura 4.4 Concepto General: Relación NDS con la Velocidad y la relación  $v/c$**

**Fuente:** Manual para la Revisión de Estudios de Tránsito, CORASCO, 2008

Las carreteras interurbanas deben dimensionarse de forma que las condiciones de circulación no sean peores que las correspondientes a un nivel de servicio B, excepto durante pocas horas al año. En autopistas y arterias urbanas no debería sobrepasarse el nivel de servicio C durante las horas de punta, mientras que las condiciones de circulación correspondientes al nivel de servicio D sólo resultan tolerables durante periodos cortos de tiempo en zonas urbanas o suburbanas.

**Cuadro 4.5 Carreteras con Distintos Niveles de Servicio**



CONTINUA



**Fuente:** TRB. Highway Capacity Manual. HCM2000

Los criterios de nivel de servicio dependen de la velocidad de flujo libre del elemento de carretera que está siendo estudiado como una curva o pendiente de longitud significativa que opera con una velocidad reducida, o una serie de tales elementos geométricos que afecta la operación de un segmento más largo de carretera.

En resumen, es posible informar a un lector que no esté familiarizado con términos propios de la ingeniería de tránsito, que los niveles de servicio *A*, *B* y *C* proporcionan al conductor una adecuada fluidez del tránsito. El fenómeno que tipifica la presencia simultánea de un significativo número de vehículos en calles y carreteras dificultando la movilidad o desplazamientos de los mismos, recibe diferentes nombres según los países: atasco, cola (en Chile y Venezuela), congestión vehicular o vial, taco (en Chile), embotellamientos ó trancones (Ecuador). Y hace referencia a la condición de un flujo vehicular que se ve saturado debido al exceso de demanda de las vías, produciendo incrementos en los tiempos de viaje y demoras. Este fenómeno se produce comúnmente en las horas pico, y resulta frustrante para

los automovilistas, ya que se convierte en pérdidas de tiempo, accidentes y consumo excesivo de combustible.

#### **4.5.4.1 Clasificación Cromática:**

Se empleó una clasificación cromática, asignando un color que identifique su estado a cada uno de los niveles anteriormente descritos. Así se tienen seis niveles: verde, cian, azul, rosa, naranja y rojo.

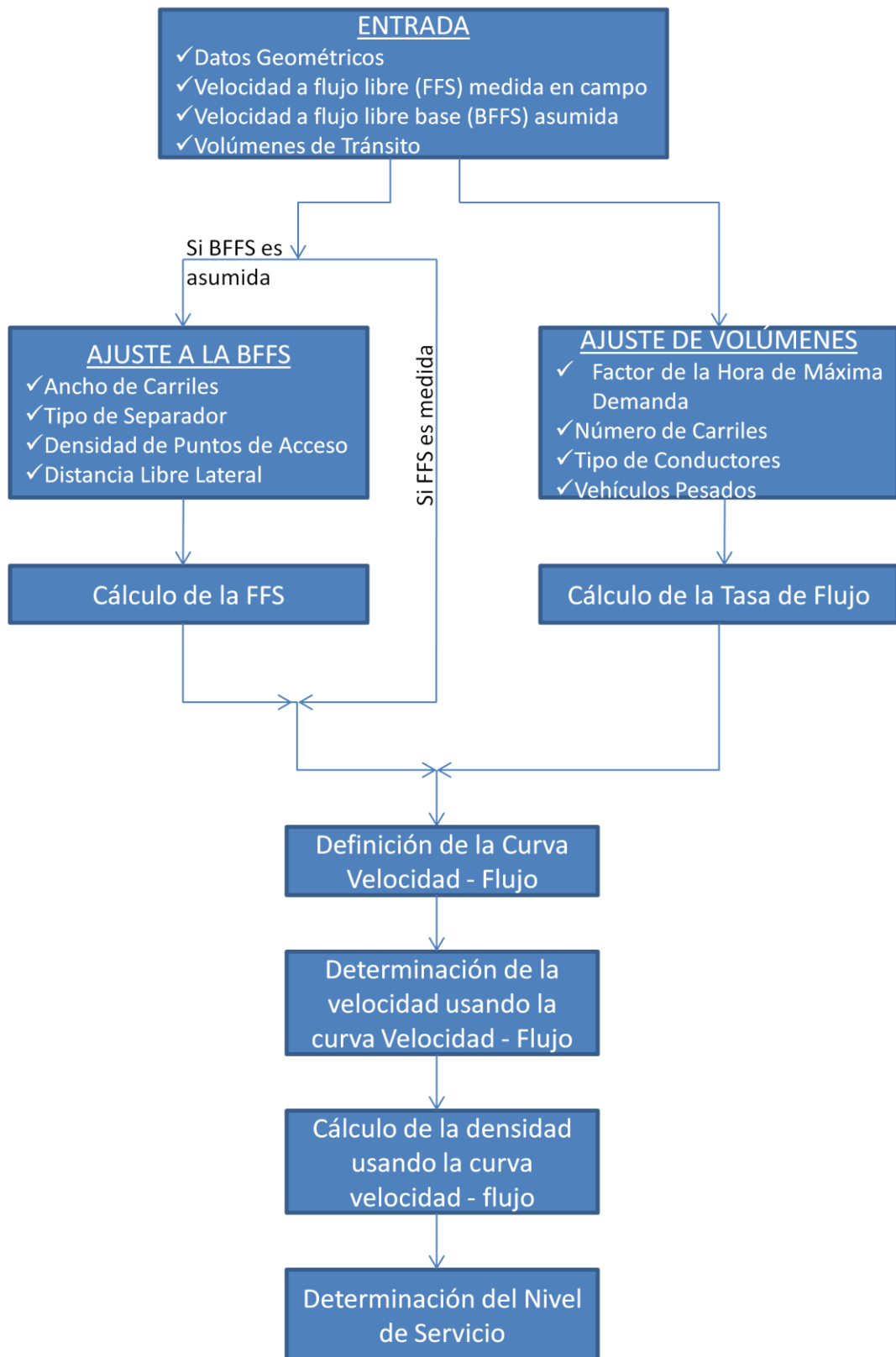
- (a) Nivel verde: circulación fluida, correspondiente a un nivel de servicio A.
- (b) Nivel cian: circulación estable, equivalente a un nivel de servicio B.
- (c) Nivel azul: circulación estable, correspondiente a un nivel de servicio C.
- (d) Nivel rosa: circulación estable aunque es próxima a inestable, pudiéndose formar colas de forma intermitente, lo que equivale a un nivel de servicio D.
- (e) Nivel naranja: indica un estado de circulación saturada, con formación de colas estables. Corresponde a un nivel de servicio E.
- (f) Nivel rojo: estado de colapso total del tramo, con circulación interrumpida y formación de largas colas que tardan en disolverse. Se identifica con el nivel de servicio F.

#### **4.5.5 Esquema Metodológico**

Este proceso de cálculo se basa en asignar una capacidad genérica, definida para unas determinadas condiciones ideales de circulación, y que se verá modificada por

una serie de coeficientes de reducción en función de la desviación de las características particulares de la vía sometida a estudio con respecto a las ideales.

El siguiente esquema ilustra la entrada y el orden de cálculo de la metodología a emplearse en la estimación del nivel de servicio de una carretera multicarril según el HCM 2000:



**Figura 4.5 Esquema metodológico para el Análisis de Carreteras Multicarril**

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM 2000



#### 4.5.6 Determinación del flujo

En carreteras con un control completo del acceso, es decir con separación al centro y dos o más carriles en cada sentido para el movimiento del tránsito exclusivamente, la capacidad será la tasa de flujo de 15 minutos sostenida máxima, que puede ser alojada por un tramo uniforme de camino en condiciones prevalecientes y en conformidad a las características geométricas de la carretera en un sentido. Así, el análisis será constituido con volúmenes en dos periodos de tiempo, un volumen en hora pico y el flujo dentro los de 15 minutos de la hora. Las tablas y gráficos usados en los procedimientos están basados en los flujos. Se deben realizar dos ajustes para convertir al volumen en una tasa de flujo equivalente en vehículos livianos para el análisis del NDS. Estos ajustes son:

- *Factor de Máxima Demanda (FMHD)*: conversión del volumen horario a flujo se realiza dividiendo el volumen horario entre el factor de hora pico como se detalló anteriormente en el apartado 2.2.3.4.
- *Factor de ajustes por presencia de Vehículos Pesados ( $f_{HV}$ )*: un factor que convierte camiones, buses y vehículos recreacionales en un número equivalente de vehículos ligeros es usado. En este apartado, solo dos categorías de vehículos pesados son usados, camiones y vehículos recreacionales. El impacto de convertir vehículos pesados a su equivalente en vehículos ligeros es especialmente importante para secciones de carretera con pendientes verticales. Para terreno llano y especialmente para condiciones cercanas a la capacidad, camiones, buses y vehículos recreacionales tienden a operar como vehículos ligeros y los factores de equivalencia empiezan a aproximarse a la unidad.

La tasa de flujo horaria deberá reflejar la variación temporal del flujo vehicular dentro de la hora, la influencia de los vehículos pesados y las características de la población de conductores o usuarios. Para reflejar estos efectos se debe aplicar los ajustes correspondientes al volumen horario en vehículos mixtos, de manera que se obtenga una tasa de flujo horaria expresada en vehículos equivalentes o livianos, de la siguiente manera:

$$Vp = \frac{V}{FMHD * N * f_{HV} * f_p}$$

Donde:

$Vp$ = tasa de flujo equivalente → 15 minutos (Veh. livianos/h/carril)

$V$ = volumen horario por sentido (Veh. Mixtos/h)

$FMHD$ = factor de la hora de máxima demanda

$N$ = número de carriles por sentido

$f_{HV}$ = factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

$f_p$ = factor de ajuste por tipo de conductores

Nota: El número de carriles  $N$  es usado para que el flujo pueda ser expresado "por carril".

Para el cálculo de  $f_{HV}$  es indispensable contar con se requiere de dos pasos:

**Paso I.** ) Encontrar los factores de equivalencia para camiones y buses ( $E_T$ ) y para vehículos recreacionales ( $E_R$ ):

- $E_T$  → equivalencia en automóviles de pasajeros
- $E_R$  → equivalencia en vehículos de recreación

Las equivalencias de vehículos ligeros pueden ser seleccionadas para dos condiciones: segmentos generales de carretera y para pendientes específicas. Para todos los tramos o segmentos generales de carretera, los valores de  $E_T$  y  $E_R$  deben ser seleccionados de la siguiente tabla.

Nota: Para propósitos de análisis, buses que se mueven a lo largo de carreteras multicarril deberán ser considerados como camiones, ya que no hay ninguna evidencia para indicar las diferencias en la operación entre buses y camiones en carreteras multicarril.

**Tabla 4.8 Equivalencia de vehículos para segmentos generales de carretera**

Tipo de Terreno			
Factor	Llano	Ondulado	Montañoso
$E_T$ (Camiones y Buses)	1,5	2,5	4,5
$E_R$ (RVs)	1,2	2,0	4,0

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual. HCM 2000

Las subidas y bajadas deberían ser tratadas por separado debido al impacto de los vehículos pesados que varía substancialmente para estas dos condiciones. Estos factores varían con el porcentaje de la pendiente, longitud de la pendiente y porcentaje de buses y camiones en el flujo de tráfico. Las equivalencias disminuyen en la medida en que el número de vehículos pesados aumenta, debido a que estos vehículos tienden a formar grupos y tener características de operación que son más uniformes como grupo que los vehículos ligeros.

Las Tablas 4.9 y 4.10 dan equivalentes de vehículos ligeros para camiones y buses ( $E_T$ ) y para vehículos recreacionales ( $E_R$ ) respectivamente, en subidas uniformes:

**Tabla 4.9 Equivalencia de Veh. Livianos para Camiones y Buses en pendientes de Subida Uniformes**

Pendiente (%)	Longitud (Km)	$E_T$								
		Porcentaje de Camiones y Buses (%)								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
<2	Todas	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
≥2-3	0,00-0,40	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,40-0,80	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,80-1,20	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>1,20-1,60	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>1,60-2,40	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>2,40	3,0	3,0	3,0	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
>3-4	0,00-0,40	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,40-0,80	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5
	>0,80-1,20	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>1,20-1,60	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	>1,60-2,40	3,5	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5
	>2,40	4,0	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5
>4-5	0,00-0,40	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,40-0,80	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>0,80-1,20	3,5	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	>1,20-1,60	4,0	3,5	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	>1,60	5,0	4,0	4,0	4,0	3,5	3,5	3,0	3,0	3,0
>5-6	0,00-0,40	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,40-0,48	4,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	>0,48-0,80	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	>0,80-1,20	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	>1,20-1,60	5,5	5,0	4,5	4,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
	>1,60	6,0	5,0	5,0	4,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
>6	0,00-0,40	4,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	>0,40-0,48	4,5	4,0	3,5	3,5	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5
	>0,48-0,80	5,0	4,5	4,0	4,0	3,5	3,0	2,5	2,5	2,5
	>0,80-1,20	5,5	5,0	4,5	4,5	4,0	3,5	3,0	3,0	3,0
	>1,20-1,60	6,0	5,5	5,0	5,0	4,5	4,0	3,5	3,5	3,5
	>1,60	7,0	6,0	5,5	5,5	5,0	4,5	4,0	4,0	4,0

Fuente: TRB, Highway Capacity Manual. HCM 2000

**Tabla 4.10 Equivalencia de Veh. Livianos para Veh. Recreacionales en pendientes de Subida Uniformes**

Pendiente (%)	Longitud (Km)	$E_R$								
		Porcentaje de Vehículos Recreativos (%)								
		2	4	5	6	8	10	15	20	25
<=2	Todas	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
>2-3	0,00-0,8	1,2	1,2	1,2	1,2	1,5	1,2	1,2	1,2	1,5
	>0,80	3,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,2	1,2	1,5
>3-4	0,00-0,40	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,5
	>0,40-0,80	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5
	>0,80	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5	2,0
>4-5	0,00-0,40	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	>0,40-0,80	4,0	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0
	>0,80	4,5	3,5	3,0	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0	2,5
>5	0,00-0,40	4,0	3,0	2,5	2,5	2,5	2,0	2,0	2,0	1,5
	>0,40-0,80	6,0	4,0	4,0	3,5	3,0	3,0	2,5	2,5	2,0
	>0,80	6,0	4,5	4,0	4,5	3,5	2,5	2,5	2,5	2,0

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual. HCM 2000

Existe poca información específica sobre el efecto de vehículos pesados en el flujo de tráfico en bajadas, pero se sabe que si la pendiente de bajada no es muy severa como para causar que los camiones se mantengan a una marcha (caja de cambios del vehículo) baja de movimiento, puede ser tratado como un segmento de terreno de nivel, y los equivalentes en vehículos ligeros son seleccionados de acuerdo a esto. Cuando se tiene bajadas más severas, los camiones deben usar a menudo una marcha baja (primera, segunda según las leyes de tránsito) para evitar ganar demasiada velocidad y perder el control del vehículo. En tales casos, sus efectos en la fluidez de tráfico son mayores que los que serían en un terreno de nivel.

La Tabla 4.11 proporciona valores de  $E_T$  para bajadas específicas uniformes:

**Tabla 4.11 Equivalencia de Veh. Livianos para Camiones en Pendientes de Bajada**

Pendiente (%)	Longitud (Km)	ET			
		Porcentaje de Camiones (%)			
		5	10	15	20
< 4	Todas	1,5	1,5	1,5	1,5
4 - 5	≤ 6,4	1,5	1,5	1,5	1,5
4 - 5	> 6,4	2,0	2,0	2,0	1,5
> 5 - 6	≤ 6,4	1,5	1,5	1,5	1,5
> 5 - 6	> 6,4	5,5	4,0	4,0	3,0
> 6	≤ 6,4	1,5	1,5	1,5	1,5
> 6	> 6,4	7,5	6,0	5,5	4,5

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual. HCM 2000

Nota: Los vehículos recreacionales pueden ser analizados como si estuvieran en terreno llano de la Tabla 4.8.

**Paso II.)** Una vez encontrados estos valores, se calcula el factor de ajuste que corrija todos los vehículos pesados en el flujo de tráfico empleando la siguiente expresión:

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$$

Donde:

$f_{HV}$ = Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados en el flujo de tráfico.

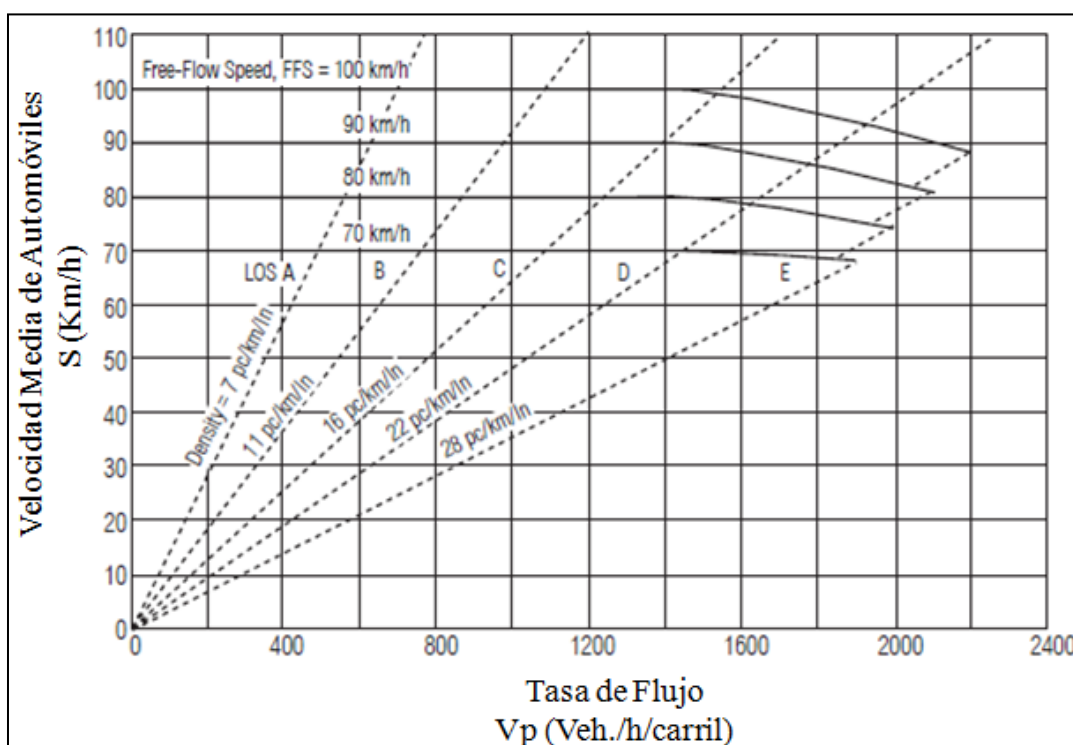
$E_T, E_R$ = Equivalentes de vehículos ligeros para camiones-buses y vehículos recreacionales respectivamente.

$P_T, P_R$ = Porcentaje de camiones-buses y vehículos recreacionales en el flujo de tráfico (expresado como decimal).

#### 4.5.7 Determinación del Nivel de Servicio

Una vez obtenida la velocidad a flujo libre (FFS), medida en campo o estimada, y el flujo de servicio ( $V_p$ ) en vehículos livianos por hora y por carril, el Nivel de Servicio puede calcularse mediante el siguiente procedimiento:

- **Paso 1:** Definir y segmentar la carretera como es apropiado.
- **Paso 2:** Sobre la base de la actual velocidad de flujo libre en un segmento de carretera, una apropiada curva de Velocidad–Flujo se dibuja de la misma forma que las curvas típicas presentadas en la Figura 4.6. La curva deberá interceptar el eje "y" en la velocidad de flujo libre obtenida.



**Figura 4.6 Curvas de Velocidad-Flujo y Niveles de Servicio en Carreteras Multicarril**

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual. HCM 2000

- **Paso 3:** Encontrar el punto en el eje de las abscisas correspondiente al flujo ( $V_p$ ) en (Veh./h/carril).
- **Paso 4:** Se traza una línea vertical desde el punto definido en el paso 3, que corte a la curva FFS graficada en el paso 2 en un punto.
- **Paso 5:** El nivel de servicio se establece en función de la región donde se encuentre dicho punto en la Figura 4.6. Otra opción puede ser a través de los rangos determinados en la Tabla 4.7 para hallar las densidades y flujos de servicio máximos correspondientes a cada nivel de servicio.
- **Paso 6:** Finalmente, se debe comparar el nivel de servicio (NDS) y la densidad obtenida, con la calculada por medio de la ecuación de Densidad (D) definida en la sección 4.4.4.

Las tasas de flujo límite de cada nivel de servicio para una determinada velocidad libre se determinarán efectuando la intersección entre la curva de velocidad y la recta de densidad límite (líneas entrecortadas, Figura 4.6) del Nivel de Servicio correspondiente.

#### **4.6 NIVELES DE ANÁLISIS**

En carreteras con dos o más carriles por sentido de circulación, la capacidad y la velocidad están correlacionadas de tal forma que se constituyen en variables independientes, es decir que no son de carácter permanente y por lo tanto, entre las dos definen el Nivel de Servicio del tramo de la vía en estudio. Para comprender mejor este hecho, los procedimientos para el análisis en carreteras multicarril rurales y suburbanas están divididos en tres niveles de aplicación de la metodología de



análisis de capacidad y niveles de servicio según el HCM 2000: operacional, de diseño y de planeamiento.

Se indica a continuación la hoja de cálculo para carreteras multicarril presentado por el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 200), para su aplicación en los tres niveles de análisis incluyendo el operacional para determinar el *NDS*, de diseño para encontrar la tasa de flujo  $V_p$  y el de planeamiento para conocer el número de carriles necesario  $N$ . Los procedimientos empleados en esta hoja de cálculo corresponden directamente a lo descrito anteriormente en cuanto a diseño y operación.

**Cuadro 4.6 Hoja de Cálculo para el Análisis Operacional, de Diseño y Planeamiento de Carreteras Multicarril**

MULTILANE HIGHWAYS WORKSHEET																								
		<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Application</th> <th>Input</th> <th>Output</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Operational (LOS)</td> <td>FFS, N, v<sub>p</sub></td> <td>LOS, S, D</td> </tr> <tr> <td>Design (N)</td> <td>FFS, LOS, v<sub>p</sub></td> <td>N, S, D</td> </tr> <tr> <td>Design (v<sub>p</sub>)</td> <td>FFS, LOS, N</td> <td>v<sub>p</sub>, S, D</td> </tr> <tr> <td>Planning (LOS)</td> <td>FFS, N, AADT</td> <td>LOS, S, D</td> </tr> <tr> <td>Planning (N)</td> <td>FFS, LOS, AADT</td> <td>N, S, D</td> </tr> <tr> <td>Planning (v<sub>p</sub>)</td> <td>FFS, LOS, N</td> <td>v<sub>p</sub>, S, D</td> </tr> </tbody> </table>		Application	Input	Output	Operational (LOS)	FFS, N, v <sub>p</sub>	LOS, S, D	Design (N)	FFS, LOS, v <sub>p</sub>	N, S, D	Design (v <sub>p</sub> )	FFS, LOS, N	v <sub>p</sub> , S, D	Planning (LOS)	FFS, N, AADT	LOS, S, D	Planning (N)	FFS, LOS, AADT	N, S, D	Planning (v <sub>p</sub> )	FFS, LOS, N	v <sub>p</sub> , S, D
Application	Input	Output																						
Operational (LOS)	FFS, N, v <sub>p</sub>	LOS, S, D																						
Design (N)	FFS, LOS, v <sub>p</sub>	N, S, D																						
Design (v <sub>p</sub> )	FFS, LOS, N	v <sub>p</sub> , S, D																						
Planning (LOS)	FFS, N, AADT	LOS, S, D																						
Planning (N)	FFS, LOS, AADT	N, S, D																						
Planning (v <sub>p</sub> )	FFS, LOS, N	v <sub>p</sub> , S, D																						
General Information		Site Information																						
Analyst _____	Agency or Company _____	Highway/Direction of Travel _____	From/To _____																					
Date Performed _____	Analysis Time Period _____	Jurisdiction _____	Analysis Year _____																					
<input type="checkbox"/> Operational (LOS)	<input type="checkbox"/> Design (N)	<input type="checkbox"/> Design (v <sub>p</sub> )	<input type="checkbox"/> Planning (LOS)																					
<input type="checkbox"/> Planning (N)	<input type="checkbox"/> Planning (v <sub>p</sub> )	<input type="checkbox"/> Planning (LOS)	<input type="checkbox"/> Planning (N)																					
Flow Inputs																								
Volume, V _____ veh/h	Annual avg. daily traffic, AADT _____ veh/day	Peak-hour factor, PHF _____	% Trucks and buses, P <sub>T</sub> _____																					
Peak-hour proportion of AADT, K _____	Peak-hour direction proportion, D _____	% RVs, P <sub>R</sub> _____	General terrain																					
DDHV = AADT * K * D _____ veh/h	Driver type	<input type="checkbox"/> Level	<input type="checkbox"/> Rolling																					
<input type="checkbox"/> Commuter/Weekday	<input type="checkbox"/> Recreational/Weekend	<input type="checkbox"/> Mountainous	Grade: Length _____ km Up/Down _____ %																					
Number of lanes _____																								
Calculate Flow Adjustments																								
f <sub>s</sub> _____	E <sub>T</sub> _____	E <sub>R</sub> _____	f <sub>W</sub> = $\frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$ _____																					
E <sub>T</sub> _____																								
Speed Inputs		Calculate Speed Adjustments and FFS																						
Lane width, LW _____ m	Total lateral clearance, TLC _____ m	f <sub>LW</sub> _____ km/h	f <sub>LC</sub> _____ km/h																					
Access points, A _____ A/km	Median type, M <input type="checkbox"/> Undivided <input type="checkbox"/> Divided	f <sub>A</sub> _____ km/h	f <sub>M</sub> _____ km/h																					
FFS (measured) _____ km/h	Base free-flow Speed, BFFS _____ km/h	FFS = BFFS - f <sub>LW</sub> - f <sub>LC</sub> - f <sub>A</sub> - f <sub>M</sub> _____ km/h																						
Operational, Planning (LOS); Design, Planning (v <sub>p</sub> )		Design, Planning (N)																						
<u>Operational (LOS) or Planning (LOS)</u>		<u>Design (N) or Planning (N) 1st iteration</u>																						
v <sub>p</sub> = $\frac{V \text{ or } DDHV}{PHF * N * f_{LW} * f_s}$ _____ pc/h/ln	S _____ km/h	N _____ assumed	v <sub>p</sub> = $\frac{V \text{ or } DDHV}{PHF * N * f_{LW} * f_s}$ _____ pc/h/ln																					
D = v <sub>p</sub> /S _____ pc/km/ln	LOS _____	LOS _____																						
<u>Design (v<sub>p</sub>) or Planning (v<sub>p</sub>)</u>		<u>Design (N) or Planning (N) 2nd iteration</u>																						
v <sub>p</sub> _____ pc/h/ln	V = v <sub>p</sub> * PHF * N * f <sub>W</sub> * f <sub>s</sub> _____ veh/h	N _____ assumed	v <sub>p</sub> = $\frac{V \text{ or } DDHV}{PHF * N * f_{LW} * f_s}$ _____ pc/h/ln																					
S _____ km/h	D = v <sub>p</sub> /S _____ pc/km/ln	LOS _____	S _____ km/h																					
			D = v <sub>p</sub> /S _____ pc/km/ln																					
Glossary		Factor Location																						
N - Number of lanes	S - Speed	E <sub>T</sub> - Exhibit 21-8, 21-9, 21-11	f <sub>W</sub> - Exhibit 21-4																					
V - Hourly volume	D - Density	E <sub>R</sub> - Exhibit 21-8, 21-10	f <sub>LC</sub> - Exhibit 21-5																					
f <sub>s</sub> - Flow rate	FFS - Free-flow speed	f <sub>s</sub> - Page 21-11	f <sub>M</sub> - Exhibit 21-8																					
LOS - Level of service	BFFS - Base free-flow speed	LOS, S, FFS, v <sub>p</sub> - Exhibit 21-2, 21-3	f <sub>A</sub> - Exhibit 21-7																					
DDHV - Directional design-hour volume																								

Nota: Esta Hoja de Cálculo se encuentra traducida al español en la Página 231.

Fuente: HCM 2000, Capítulo 21, Carreteras Multicarril, Anexo 21-13.

Se contemplan tres niveles de aplicación de capacidad y niveles de servicio:

- **Análisis Operacional:**

En esta aplicación se requiere mayor precisión en las condiciones geométricas y de tráfico existentes o estimadas en la carretera. Generalmente este análisis se aplica cuando se requiere evaluar el efecto de una medición a corto o largo plazo en una carretera como aumentos de carriles, implementación de dispositivos de control, cambios en el número de puntos de acceso, ubicación de paradas, cambios del radio de una curva, etc.

De esta forma se puede obtener indicadores operacionales como los señalados en la Tabla 4.7 para la correcta comparación entre alternativas, si las hubiere. Por otro lado, en lo referente a los datos de entrada requeridos por este procedimiento metodológico, deben ser acordes a mediciones o estudios realizados en campo.

El procedimiento de análisis operacional en una carretera será desarrollado e implementado a la vía en estudio específicamente en el apartado 6.2.1 del Capítulo 6.

- **Análisis de Proyecto o Diseño:**

El objeto principal de este tipo de análisis consiste en la determinación del número de carriles necesarios para lograr un Nivel de Servicio C o D a mediano y largo plazo (Criterios de Operación del Tránsito, Cap. 3); según las condiciones geométricas y del tránsito pronosticado para el año del proyecto.

El análisis de diseño requiere menos datos detallados en relación al análisis operacional, por lo que la precisión de esta aplicación es intermedia, si se toma en consideración la incertidumbre existente en el pronóstico de la demanda futura, y se requiere ciertos valores por defecto.

El procedimiento es suponer un número de carriles (N), con el cual se calcula la tasa de flujo máxima (Vp) y la velocidad a flujo libre (FFS), estimada o medida, se dibuja la curva velocidad flujo. Se entra en esta curva y se calcula la densidad (D) de acuerdo a los parámetros determinados anteriormente. De esta manera obtenemos un determinado nivel de servicio, el mismo que debe ser comparado con el nivel de servicio deseado. Si estos niveles de servicio no son iguales, se repite este proceso, adicionando un carril al número de carriles supuesto previamente, hasta que el nivel de servicio coincida o sea menor que el nivel de servicio requerido.

Para este análisis el HCM 2000 establece algunas medidas predeterminadas que pueden ser asumidas directamente para carreteras multicarril en condiciones ideales, como por ejemplo:

#### **Parámetros de Entrada Geométricos:**

- ✓ FFS= 100 (Km/h) → Rural y Suburbana
- ✓ Ancho de Carril= 3,60 (m)
- ✓ Distancia Lateral= 1,8 (m)
- ✓ Terreno= Llano
- ✓ Densidad de Puntos de Acceso

#### **Parámetros de Entrada Demanda:**

- ✓ Duración del Periodo de Análisis= 15 min

- ✓ PHF= 0,88 rural y 0,92 urbano
- ✓ Porcentaje de Vehículos Pesados= 10% rural y 5% urbano
- ✓ Factor de ajuste por tipo de conductores= 1,00
- ✓ Volumen direccional

- **Análisis de Planeamiento**

Está dirigido para estrategias a largo plazo, cuando se empieza a planear una vía o un sistema vial y todavía no se conocen con exactitud todos los detalles necesarios. El criterio general de cálculo en este análisis, consiste en convertir el tránsito promedio diario anual (TPDA) del año de proyecto en volumen horario de proyecto (VHP) y estimar según la Figura 14.6 una tasa máxima de flujo de servicio por carril ( $V_{max}$ ), que nos permita calcular de manera aproximada el número de carriles necesarios de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\text{Número de Carriles } (N) = \frac{VHP}{FMHD * V_{max} * f_{HV} * f_p}$$

Donde:

$N$ = número de carriles por sentido necesarios.

$VHP$ = volumen horario de diseño o proyecto por sentido (Veh. Mixtos/h).

$V_{max}$ = tasa máxima de flujo de servicio por carril.

$FMHD$ = factor de la hora de máxima demanda.

$f_{HV}$ = factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.

$f_p$ = factor de ajuste por tipo de conductores.

De igual forma en este análisis se asumen condiciones ideales y el flujo de tráfico se conforma de vehículos livianos y camiones. El análisis de planeamiento difiere de la aplicación de diseño debido a que el analista usualmente no cuenta con una definición mínima de la vialidad que está siendo planeada. Además en este análisis detalles como el porcentaje de las pendientes específicas, previsiones del tráfico y otras condiciones geométricas no existen, por esta razón el análisis de capacidad en este nivel es aproximado y sirve únicamente para tener una idea general de las condiciones y requerimientos geométricos de una infraestructura vial.

Los estudios se pueden enfocar en: pronóstico de los años futuros en los cuales la operación de un sistema vial caerá por debajo de un nivel de servicio deseado, políticas sistemáticas de gestión del tránsito, etc.

#### **4.7 INTERSECCIONES CON SEMÁFOROS**

El análisis del nivel de servicio en las intersecciones con semáforo de la autovía “Otavalo – Ibarra” tiene un importante efecto en el desempeño operativo general de la vía, por cuanto en esta sección se presentará el análisis operacional de intersecciones con semáforos bajo condiciones prevalecientes de circulación discontinua. Dichas condiciones toman en cuenta el flujo y la distribución del tránsito, las características geométricas y el sistema de señalización.



**Fotografía 4.2 Intersección Semaforizada “San-Roque”,  
Autovía “Otavalo-Ibarra”**

**Fuente:** MTOP

De igual forma que en las metodologías antes analizadas, para la determinación de la capacidad y del nivel de servicio en las intersecciones señalizadas, el procedimiento presentado a continuación se apoya en lo dictaminado en el capítulo 16 del Manual de Carreteras (HCM 2000) del TRB, con base en resultados de algunos proyectos de investigación recientes y de observaciones de campo.

#### **4.7.1 Características Generales**

Las intersecciones pueden clasificarse según su configuración geométrica y según su sistema de ordenación de la circulación. Según su configuración las intersecciones pueden tener tres tramos (en "T", en "Y") y cuatro tramos (en "cruz"). Según su regulación, las intersecciones pueden ser no prioritarias para ninguna de las vías de acceso (menos de 1000 Veh./día en la suma de sus accesos), con prioridad fija a una de las vías, prioridad variable, e intersecciones reguladas por semáforos.

A diferencia de los sistemas viales de circulación continua, en las intersecciones con semáforos, la capacidad no se encuentra relacionada directamente con un determinado nivel de servicio, sino que ambos estudios deben ser desarrollados por separado. De esta manera, el análisis de capacidad implica el cálculo de la relación volumen/capacidad para movimientos críticos en carriles simples o agrupados, mientras que el análisis del nivel de servicio se basa en la demora media de los vehículos detenidos por la acción de los semáforos como dispositivos de control. El propósito es asignar a los conductores el derecho de paso y facilitar de esta manera, la seguridad de la carretera al garantizar el movimiento ordenado y predecible de todo el tránsito que circula por la carretera.

Otra diferencia importante al considerar el nivel de servicio en los segmentos de una vía principal y, el nivel de servicio en las intersecciones, es que en el primer caso solamente se usan los flujos de travesía, mientras que para las intersecciones se utilizan los flujos de las maniobras de giros importantes. La influencia del sistema de señalización, el ancho de carril, composición del tránsito, pendiente, y velocidad, son factores que también afectan al nivel de servicio en las intersecciones.

#### **4.7.2 Capacidad de las Intersecciones Señalizadas**

La capacidad en una intersección señalizada, está dada por cada grupo de carriles y se define como el máximo número de vehículos que pueden cruzar la intersección, por cada grupo de carriles que se considera, de acuerdo con las condiciones prevalecientes de tránsito, de la vía y de la señalización en este caso del semáforo. En este tipo de intersecciones existe un semáforo en cada uno de los accesos, que señala cuando los vehículos pueden pasar o deben detenerse. Cada acceso es independiente



de los demás y debe estudiárselo por separado. Los procedimientos de cálculo determinan la capacidad en cada acceso, y no la de la intersección en conjunto. En una intersección simple de cuatro aproximaciones, existe un total de 12 movimientos, 3 movimientos en cada aproximación.

La capacidad se mide en vehículos por hora (Veh./h), pero se basa en el flujo durante un periodo pico de 15 minutos. No se considera la capacidad de toda la intersección sino según los movimientos o accesos principales de la intersección.

#### **4.7.3 Niveles de Servicio de la Intersecciones Señalizadas**

El nivel de servicio de una intersección con semáforos se define a través de las demoras, las cuales representan una medida del tiempo perdido de viaje, del consumo de combustible, de incomodidad y de frustración. En lo que respecta a la forma de evaluar el nivel de servicio, esta es expresada en términos de la demora media por vehículo producto de las detenciones en un período de análisis de 15 minutos, al cual se lo conoce como período de máxima demanda. Se han definido seis niveles de servicio que conservan las siguientes características principales:

Cuadro 4.7 Niveles de Servicio en Intersecciones con Semáforo

Nivel de Servicio	Demora por Control (segundos/vehículo)	Descripción
A	≤ 10	Operación con demoras muy bajas. La mayoría de vehículos llegan durante la fase verde y no se detienen del todo. Longitudes de ciclo corto pueden contribuir a demoras mínimas.
B	> 10 - 20	Algunos vehículos comienzan a detenerse. Se da en intersecciones con buena progresión y ciclos semafóricos cortos.
C	> 20 - 35	<p>Muchos vehículos cruzan la intersección sin detenerse, pero un número apreciable de ellos se detienen debido a:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <i>Falla del ciclo</i> → algunos vehículos en uno de los accesos no saldrán de la intersección durante el primer ciclo, por duraciones relativamente largas del ciclo.</li> <li>✓ <i>Falla en el avance</i> → La mayor duración de la demora puede deberse al apreciable número de vehículos que llegan durante la fase de luz roja.</li> <li>✓ <i>Ambas</i></li> </ul>
D	> 35 - 55	<p>Se detienen un mayor número de vehículos en la intersección, lo que conduce a una demora de mayor duración por los siguientes factores:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <i>Fallas del Ciclo</i> → duraciones largas de los ciclos.</li> <li>✓ <i>Fallas en el avance</i> → desfavorable.</li> <li>✓ <i>Razones (v/c)</i> → altas.</li> </ul>
E	> 55 - 80	<p>Se considera como el límite aceptable de demoras, las mismas que son causadas por:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <i>Fallas del Ciclo</i> → duraciones largas de los ciclos.</li> <li>✓ <i>Fallas en el avance</i> → deficiente</li> <li>✓ <i>Razones (v/c)</i> → altas.</li> </ul>

<b>F</b>	> 80	<p>Los flujos de llegadas exceden la capacidad de los accesos de la intersección, lo que ocasionan congestión y operación sobre saturada.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <i>Fallas del Ciclo</i> → duraciones largas de los ciclos.</li> <li>✓ <i>Fallas en el avance</i> → deficiente</li> <li>✓ <i>Razones (v/c)</i> → elevadas, menores a 1,00.</li> </ul>
----------	------	---

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual, HCM 2000

El HCM 2000 hace referencia a las siguientes consideraciones en la determinación del nivel de servicio en una intersección con semáforo:

*Nota 1:* El nivel de servicio "C" es considerado como un objetivo de diseño deseable.

*Nota 2:* Es posible tener demoras en el Nivel de Servicio "F" (inaceptable) mientras la relación v/c sea menor a 1 ( $v/c < 1$ ), posiblemente tan bajo como 0.75 o 0.85, por tanto, los retrasos altos pueden ocurrir para esas relaciones de v/c si existiesen alguna de las condiciones siguientes: (a) la longitud de ciclo es larga (b) el grupo de carriles en cuestión tiene un tiempo rojo largo y (c) la progresión de tráfico pobre.

*Nota 3:* Un grupo saturado de carriles (relación v/c cercano a 1.0) puede tener demoras bajas si: (a) la longitud de ciclo es corto o (b) la progresión de tráfico es favorable para el grupo de carriles en cuestión o ambas.

*Nota 4:* Cuando la precisión de la demora es requerida para relaciones v/c mayores que 1.0, se tendrá que realizar estudios más detallados de volúmenes de tráfico, índices de flujo de saturación y otras características operacionales que deben ser realizadas.

#### 4.7.4 Metodología de Análisis Operacional

Por medio del análisis operacional se determina la capacidad y el nivel de servicio de cada grupo de carriles o acceso, al igual que el nivel de servicio de la intersección como un todo. Para poder llevar a cabo este estudio es necesario definir los siguientes parámetros:

##### I. Parámetros de Entrada

Las condiciones prevalecientes requeridas para poder conducir este análisis operacional son descritas a continuación:

- *Condiciones Geométricas:* la geometría de una intersección normalmente se presenta a través de un diagrama, que representa la configuración física de una intersección en particular, donde se detalle el número de carriles, ancho de carriles, movimientos por carril, ubicación de estacionamientos, longitud de bahías para giros y las respectivas pendientes en los accesos.
- *Condiciones del Tránsito:* se debe contar con los volúmenes de tránsito para cada movimiento en cada uno de los accesos y su composición definida en automóviles, buses y camiones. Al igual que los aforos peatonales y de bicicletas que entran en conflicto con un flujo dado de vehículos que giran a la derecha.

**Conteos en Intersecciones** → los conteos en intersecciones son tomados con la finalidad de determinar una clasificación de los vehículos y de los tipos de movimientos que estos realizan al entrar dentro de una intersección señalizada.

Los datos recopilados son usados principalmente para establecer la duración de las fases y el tiempo de cada uno de los ciclos. De esta manera se puede modelar la operatividad de una intersección en particular para la ejecución de diseños y realizar mejoras al sistema.

La calidad de la progresión del flujo vehicular entre intersecciones se describe a través de seis tipos de llegadas a los accesos de las intersecciones, para cada grupo de carriles, así:

**Cuadro 4.8 Calidad de la Progresión del flujo vehicular entre intersecciones**

	<b>Tipos de Llegada</b>	<b>Calidad de Progresión</b>
<b>TIPO 1</b>	Grupos densos que llegan al inicio del rojo.	<i>Deficiente</i> , como resultado de la optimización de toda la malla. > 80% del volumen del grupo de carriles.
<b>TIPO 2</b>	Grupos moderados que llegan a la mitad del rojo.	<i>Desfavorable</i> en calles de doble sentido. > 40-80% del volumen del grupo de carriles.
<b>TIPO 3</b>	Llegadas en forma aleatorias.	<i>Beneficios</i> de la progresión son <i>Mínimos</i> , representa operaciones en intersecciones aisladas o no interconectadas. <40% del volumen del grupo de carriles.
<b>TIPO 4</b>	Grupos moderados que llegan a la mitad del verde.	<i>Favorable</i> en calles de doble sentido. > 40-80% del volumen del grupo de carriles.
<b>TIPO 5</b>	Grupos densos que llegan al inicio del verde.	<i>Altamente favorable</i> > 80% del volumen del grupo de carriles.
<b>TIPO 6</b>	Grupos densos que fluyen a través de varias intersecciones cortamente espaciadas.	<i>Excepcional</i>

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual, HCM 2000

Es esencial determinar adecuadamente el tipo de llegada en el análisis de una intersección, ya que la determinación de la demora y del nivel de servicio están relacionadas directamente con el tipo de llegada identificado.

- *Condiciones de los semáforos:* se refiere a toda la información inherente al plan de fases, longitud de ciclo, tiempos de verde e intervalos de cambio y despeje, para cada uno de los movimientos dados mediante un diagrama de fases. El esquema de fases en una intersección determina a cuál flujo vehicular se le da el derecho de paso en la intersección, y tiene un efecto determinante en el nivel de servicio.

**Semáforos**→ es un aparato electromecánico proyectado específicamente para facilitar el control del tránsito de vehículos y peatones, con indicaciones visuales en el camino. Su finalidad es permitir el paso, alternadamente, a las corrientes de tránsito que se cruzan, permitiendo el uso ordenado y seguro del espacio disponible.

En cada intersección, el flujo de vehículos debe ser dividido en diferentes fases de movimiento, en cada una de las fases se efectúa un desplazamiento específico del vehículos. Ciertos movimientos reciben el derecho al uso de una señal verde o de pase, mientras que otros son detenidos por un rojo o de alto. Existen tres sistemas de funcionamiento de los semáforos, uno de ellos es el denominado tiempos fijos donde la duración de la fase roja (tiempo en el cual los vehículos no pueden pasar) y a fase verde (tiempo donde pueden pasar los vehículos), son siempre constantes. El segundo tipo son los semáforos accionados por el tráfico a través de detectores instalados en los accesos, y el último son los semáforos con

control centralizado que operan en base a un ordenador central encargado de controlar todos los semáforos de una zona.

En el análisis de control de intersecciones con semáforos se necesita definir algunos términos o parámetros de tiempo, siendo los más importantes los siguientes:

*Fase:* se denomina fase a la selección y ordenamiento de movimientos simultáneos. La distribución de tiempo a cada fase, debe estar en relación directa con volúmenes de tránsito de los movimientos correspondientes.

*Ciclo:* la secuencia completa de todas las indicaciones de señal (encendido de luces) del semáforo, en el menor tiempo posible, constituye un ciclo de semáforos. "La duración del ciclo debe estar comprendida entre 35 y 120 segundos, ya que valores menores producen una proporción excesiva de tiempos perdidos por la puesta en marcha de los vehículos al iniciarse las fases, y valores superiores dan lugar a tiempos de espera muy largos lo que normalmente no admiten los conductores." (Kraemer, Cap. 28 Gestión de la circulación en zonas urbanas, 2004)

*Intervalo:* cualquiera de las divisiones del ciclo, de la cual no cambian las indicaciones de señal del semáforo.

*Movimiento:* maniobra o conjunto de maniobras de un mismo acceso que tienen el derecho de paso simultáneamente y forman una misma fila. Un movimiento pierde el derecho de paso en el momento de aparecer la indicación amarilla.

Tipos de movimientos:

Movimientos permitidos: son aquellos que se efectúan aprovechando brechas o espacios de un flujo vehicular en el sentido contrario.

Movimientos protegidos: giros protegidos que se dan entre flujos opuestos de vehículos o peatones.

*Secuencia de Fases:* orden predeterminado de las fases.

*Reparto:* porcentaje de la longitud del ciclo asignado a cada una de las diversas fases.

*Intervalo de despeje o todo rojo:* tiempo de exposición de una indicación roja para todo el tránsito que se prepara a entrar a la intersección. Tiempo adicional que permite a los vehículos, que pierden el derecho de paso, despejar la intersección antes de que inicie el intervalo de verde.

*Intervalo de cambio de fase:* conocido también como entreverde o intermedio, es un intervalo de cambio amarillo o que puede incluir el intervalo adicional de despeje de todo rojo (amarillo + todo rojo). Su estimación incluye el tiempo de reacción percepción reacción del conductor (1 segundo), los requerimientos de la desaceleración y el tiempo necesario de despeje de la intersección.

## **II. Agrupación de Carriles**

El grupo de carriles hace referencia al conjunto de carriles de un acceso que contiene un conjunto de flujos vehiculares y la misma fase verde. Para esto se debe establecer en la intersección grupos de carriles apropiados, considerando tanto la geometría de la intersección como la distribución de los movimientos vehiculares. Se deben considerar grupos de carriles separados, cuando se disponga de bahías exclusivas de



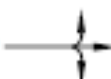
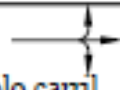
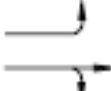
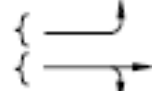
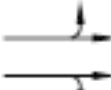
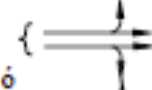


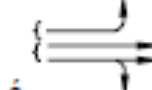
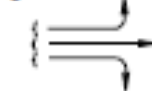
giro izquierdo y si es el caso de giros a la derecha; todos los demás carriles directos se consideran un grupo simple de carriles. Es necesario agrupar los carriles que contiene cada acceso en grupos uniformes adecuados para su análisis. Estos se componen por carriles de dos tipos:

a. *Exclusivos*: los vehículos que circulan por este tipo de carril solo pueden efectuar un movimiento, como por ejemplo giros a la izquierda.

b. *Compartidos*: los vehículos tienen la posibilidad de realizar varios movimientos.

En favor de simplificar el cálculo se debe utilizar el menor número de grupos de carriles, pero que satisfagan el funcionamiento completo de la intersección.

**Cuadro 4.9 Grupos Típicos de carril para el análisis**

Número de Carriles	Movimientos por carril	Posibilidades de los grupos de carriles
1	MI + MF + MD 	①  Acceso de un solo carril
2	MI EXC MF + MD 	② 
2	MI + MF MF + MD 	①  ó ② 
3	MI EXC MF MF + MD 	②  ó ③ 

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual, HCM 2000

En la determinación del grupo de carriles para el análisis se considera a un carril extremo izquierdo exclusivo de vuelta a la izquierda cuando el flujo en este carril es mayor que el flujo promedio en los demás carriles y se establece como un grupo separado de carriles.

La distribución en un grupo de carriles no es homogénea entre carriles de un mismo movimiento, siendo el flujo ajustado para cualquier grupo de carriles el determinado según la siguiente ecuación:

$$v_i = v_{gi} \times f_{LU}$$

Donde:

$v_i$  = Flujo de demanda ajustado en el grupo de carriles "i". (Veh./h)

$v_{gi}$  = Flujo de demanda no ajustado en el grupo de carriles "i". (Veh./h)

$f_{LU}$  = Factor de utilización de carril para el grupo de carriles "i". (valores de 1,00; 1,05 y 1,10 para uno, dos, tres o más carriles en el grupo respectivamente)

**Cuadro 4.10 Factores por Defecto de Utilización de Carriles**

Movimientos del grupo de carriles	Número de carriles en el grupo de carriles	Tráfico que soporta el carril más transitado (%)	Factor de utilización de carril ( $f_{LU}$ )
De frente o compartido	1	100,0	1,000
	2	52,5	0,952
	3 <sup>a</sup>	36,7	0,908
Giro a la izquierda exclusivo	1	100,0	1,000
	2 <sup>a</sup>	51,5	0,971
Giro a la derecha exclusivo	1	100,0	1,000
	2 <sup>a</sup>	56,5	0,885

<sup>a</sup> Si el grupo de carriles cuenta con más carriles de los que figuran en esta tabla se recomienda realizar un estudio de campo o adaptar para el grupo de carriles en cuestión, el menor valor del factor  $f_{LU}$  dado.

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual, HCM 2000

### III. Determinación de la Tasa de Flujo

Los volúmenes de tránsito son las tasas de flujo (volúmenes horarios equivalentes) para el periodo de análisis, que en general se toma como 15 minutos. Esta tasa de flujo también puede calcularse a partir de los volúmenes horarios y los factores de hora pico, así:

$$Vp = \frac{V}{FHMD}$$

Donde:

$Vp$ = Tasa de flujo durante el periodo de 15 minutos pico, (Veh./h).

$V$ = Volumen horario (Veh./h).

$FHMD$ = Factor de hora pico de máxima demanda.

Se requiere de igual forma convertir los volúmenes horarios a tasas de flujo durante 15 minutos por medio de la hora de máxima demanda. Puesto que no todos los movimientos en la intersección tienen el volumen máximo durante el mismo intervalo de 15 minutos, es aconsejable observar directamente los flujos en cada 15 minutos y seleccionar un periodo crítico de análisis.

### IV. Determinación de la Tasa de Flujo de Saturación

La tasa de flujo de saturación se define como el flujo de descarga máximo durante la fase de luz verde, en un acceso o grupo de carriles, que puede pasar a través de la intersección bajo las condiciones prevalecientes del tránsito, la calle y del semáforo. El flujo de saturación se expresa en vehículos livianos por hora de luz verde, y puede determinarse mediante estudios de campo o calcularse usando la ecuación dada en el Manual de Capacidad 2000 (HCM) como sigue:

$$S_i = S_o(N)(f_w)(f_{HV})(f_g)(f_p)(f_{bb})(f_a)(f_{LU})(f_{LT})(f_{RT})(f_{Lpb})(f_{Rpb})$$

Ecuación base para el flujo de saturación

Donde:

$S_i$ = tasa de flujo de saturación del grupo de carriles i (vehículos/hora verde).

$S_o$ =tasa de flujo de saturación base por carril (autos/hora verde/carril).

$N$ = número de carriles del grupo de carriles.

$f_w$ = factor de ajuste por ancho de carriles.

$f_{HV}$ = factor de ajuste por vehículos pesados.

$f_g$ = factor de ajuste por pendiente del acceso

$f_p$ = factor de ajuste por estacionamiento adyacente al grupo de carriles

$f_{bb}$ = factor de ajuste por bloqueo de buses que paran en el área de la intersección.

$f_a$ = factor de ajuste por tipo de área.

$f_{LU}$ = factor de ajuste por utilización de carriles.

$f_{LT}$ = factor de ajuste por giros a la izquierda.

$f_{RT}$ = factor de ajuste por giros a la derecha.

$f_{Lpb}$ = factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros vehiculares a la izquierda.

$f_{Rpb}$ = factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros vehiculares a la derecha.

**Nota:** Todos los factores de ajuste anteriormente citados corresponden a expresiones definidas en el Capítulo 16 para intersecciones señalizadas del Highway Capacity Manual, HCM 2000.

Normalmente se toma como flujo de saturación ideal ( $S_o$ ) 1900 vehículos por hora de periodo de tiempo de luz verde por carril.

El siguiente cuadro contienen los factores de ajuste o corrección a la tasa de flujo de saturación. Las ecuaciones que se usan para determinar dichos factores son:

**Cuadro 4.11 Factores de Ajuste a la Tasa de Flujo de Saturación**

Factor	Fórmula	Notas
<b>Ancho de Carril</b>	$f_W = 1 + \frac{(W - 3,6)}{9}$ W= ancho de carril (m).	W ≥ 2,4 (m) W ≥ 4,8 (m), analizar como dos carriles.
<b>Vehículos Pesados</b>	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \%HV(E_T - 1)}$ %HV= porcentaje de vehículos pesados del grupo.	E <sub>T</sub> = 2,4 autos/pesado
<b>Pendiente del Acceso</b>	$f_g = 1 - \frac{\%G}{200}$ %G= porcentaje de pendiente de acceso.	-6 ≤ %G ≤ +10 Negativa en descensos
<b>Estacionamiento</b>	$f_P = \frac{N - 0,1 - \frac{18N_m}{3600}}{N}$ N= número de carriles del grupo. N <sub>m</sub> = número de maniobras de estacionamiento/h.	0 ≤ N <sub>m</sub> ≤ 180 f <sub>p</sub> ≥ 0,050 f <sub>p</sub> = 1,000 sin estacionamiento
<b>Paradas de Autobuses</b>	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14,4N_B}{3600}}{N}$ N= número de carriles del grupo. N <sub>B</sub> = número de buses que paran por hora.	0 ≤ N <sub>B</sub> ≤ 250 F <sub>bb</sub> ≥ 0,050
<b>Tipo de Área</b>	f <sub>a</sub> = 0,900 en CBD f <sub>a</sub> = 1,000 zonas periféricas CBD= Distrito Central de Negocios (centro urbano)	
<b>Utilización de Carriles</b>	$f_{LU} = \frac{V_g}{V_{g1}N}$ V <sub>g</sub> = tasa de flujo de demanda no ajustada del grupo de carril (veh/h). V <sub>g1</sub> = tasa de flujo de demanda no ajustada del carril con el volumen más alto del grupo. N= número de carriles del grupo.	

CONTINUA

<p align="center"><b>Giros a la Izquierda *</b></p>	<p>Fase Protegida:  Carril Exclusivo: <math>f_{LT} = 0,95</math>  Carril Compartido: <math>f_{LT} = \frac{1}{1,0+0,05P_{LT}}</math></p> <p><math>P_{LT}</math>= proporción de vueltas a la izquierda en el grupo de carriles.</p>	
<p align="center"><b>Giros a la Derecha **</b></p>	<p>Carril Exclusivo: <math>f_{RT} = 0,85</math>  Carril Compartido: <math>f_{RT} = 1,0 - 0,15P_{RT}</math>  Carril simple: <math>f_{RT} = 1,0 - 0,13P_{RT}</math></p> <p><math>P_{RT}</math>= proporción de vueltas a la derecha en el grupo de carriles.</p>	<p align="center"><math>F_{RT} \geq 0,050</math></p>
<p align="center"><b>Bloqueo por Peatones y Bicicletas</b></p>	<p>Ajuste: LT  <math>f_{Lpb} = 1,0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{LTA})</math></p> <p>Ajuste: RT  <math>f_{Rpb} = 1,0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{RTA})</math></p> <p><math>P_{LT}</math>= proporción de vueltas a la izquierda en el grupo de carriles.  <math>A_{pbT}</math>= ajuste a la fase permitida.  <math>P_{LTA}</math>= proporción de vueltas a la izquierda que usan la fase protegida.  <math>P_{RTA}</math>= proporción de vueltas a la derecha que usan la fase protegida.</p>	<p>Para el cálculo paso a paso de este factor referirse al Apéndice D del capítulo 16 del HCM 2000.</p>

\* Ver Cuadro 4.11

\*\* Ver Cuadro 4.12

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual, HCM 2000

Los factores de ajuste correspondientes a los giros o vueltas derecha e izquierda dependen del carril a partir del cual se hace el giro es decir, si el carril es exclusivo o compartido y de la proporción de vehículos que dan vuelta en el carril compartido. Estos giros se han clasificado de acuerdo a las condiciones listadas a continuación:

- **Caso 1:** Carriles exclusivos con fase protegida.
- **Caso 2:** Carriles exclusivos con fase permitida.

- **Caso 3:** Carriles exclusivos con fase protegida más permitida.
- **Caso 4:** Carril compartido con fase protegida.
- **Caso 5:** Carril compartido con fase permitida.
- **Caso 6:** Carril compartido con fase protegida más permitida.
- **Caso 7:** Accesos de un solo carril con vuelta a la izquierda permitida.

Los casos del 1 al 6 son para accesos de varios carriles. El caso 7 es para accesos de un solo carril en el cual el acceso considerado y el acceso en sentido contrario, constan de un solo carril. Las ecuaciones para el cálculo de los factores de giro a la izquierda y derecha, han sido clasificados según los casos de análisis en los siguientes cuadros:

**Cuadro 4.12 Factor de ajuste por Giros a la Izquierda ( $f_{LT}$ )**

Caso			Fórmula Simplificada	
No.	Carril	Fase		
1	EXCL.	Protegido	0,95	
2		Permitida	Procedimiento especial (Ver HCM 2000)	
3		PR+PE	Caso 1 a fase protegida	Caso 2 a fase permitida
4	COMP.	Protegido	$f_{LT} = \frac{1}{1,0 + 0,05P_{LT}}$	
5		Permitida	Procedimiento especial (Ver HCM 2000)	
6	COMP.	PR+PE	$Q_o < 1.220$	$f_{LT} = \frac{1.400 - Q_o}{(1.400 - Q_o) + P_{LT}(235 + 0,435Q_o)}$
			$Q_o \geq 1.220$	$f_{LT} = \frac{1}{1 + 4,525Q_o}$

$P_{LT}$  = Proporción de giros a la izquierda. Carril (EXCL. = Exclusivo, COMP. = Compartido)

$Q_o$  = Volumen en sentido opuesto. (Veh./h) Fase (PR+PE = Protegida/Permitida)

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual, HCM 2000

**Cuadro 4.13 Factor de ajuste por Giros a la Derecha ( $f_{RT}$ )**

Caso			Rango de variables			Fórmula Simplificada
No.	Carril	Fase	$P_{RT}$	$P_{RT,p}$	PT	
1	EXCL.	Protegido	1,0	1	0	0,85
2		Permitida	1,0	0	0 - 1.700	$0,85 - (PT/2.100)$
3		PR+PE	1,0	0 - 10	0 - 1.700	$0,85 - (PT/2.100) (1 - P_{RT,p})$
4	COMP.	Protegido	0-1	1	0	$1 - 0,15 P_{RT}$
5		Permitida	0-1	0	0 - 1.700	$1 - P_{RT} (0,15 + PT/2.100)$
6		PR+PE	0-1	0 - 10	0 - 1.700	$1 - P_{RT} \left( 0,15 - \frac{PT (1 - P_{RT,p})}{2.100} \right)$
7	Acceso de un solo Carril		0-2	-	0 - 1.700	$0,90 - P_{RT} (0,135 + PT/2.100)$

$P_{RT}$  = Proporción de giros a la derecha. Carril (EXCL. = Exclusivo, COMP. = Compartido)

$P_{RT,p}$  = Proporción de giros protegidos a la derecha. Fase (PR+PE = Protegida/Permitida)

PT = volumen de peatones en conflicto (pt/h).

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual, HCM 2000

## V. Determinación de la Capacidad y la relación volumen a capacidad

Para este parámetro se utilizan los resultados de los cálculos desarrollados anteriormente para determinar las variables importantes de capacidad, que son:

- *Razón de flujo:* para los diferentes grupos de carriles.
- *Capacidad:* en una intersección con control con semáforos se define para cada acceso o grupo de carriles, como la tasa de flujo máxima que puede pasar a través de la intersección bajo condiciones prevalecientes del tránsito, de la calle y del semáforo. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$c_i = s_i \left( \frac{g_i}{C_s} \right)$$



Donde:

$c_i$  = capacidad del grupo de carriles  $i$  (vehículos/h).

$s_i$  = tasa de flujo de saturación del grupo de carriles  $i$  (vehículos/hora verde).

$g_i$  = tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles  $i$  (segundos verdes).

$C_s$  = ciclo del semáforo (segundos).

$\frac{g_i}{C_s}$  = relación verde efectivo para el grupo de carriles  $i$ .

- *Relación volumen a capacidad (v/c)*: se conoce también con el nombre grado de saturación. Para evaluar la intersección en su totalidad se utiliza el concepto de grado de saturación crítico, la misma que considera los accesos o grupos de carriles críticos, es decir con la relación de flujo más alta para cada fase. Se determina con la ecuación:

$$X_i = \frac{V_i}{s_i \left(\frac{g_i}{C_s}\right)} = \frac{\left(\frac{v}{s}\right)_i}{\left(\frac{g_i}{C}\right)}$$

Al cociente  $(v/s)_i$  se la conoce con el nombre de relación de flujo. Valores de  $X_i$  superiores a 1,00, indican que la demanda es mayor a la capacidad.

El grado de saturación crítico de la intersección, con respecto a su geometría y al ciclo, se calcula a partir de la ecuación:

$$X_c = \frac{C_s}{C_s - L} \left[ \sum \left(\frac{V}{S}\right)_{ci} \right]$$

Donde:

$X_c$  = relación volumen a capacidad crítica de la intersección.

$C_s$  = ciclo del semáforo (s).

$L$  = tiempo total perdido por ciclo (s).

$\sum (\frac{V}{s})_{ci}$  = sumatoria de las relaciones de flujo de todos los grupos de carriles críticos  $i$ .

El grupo crítico de carriles, es el grupo de carriles que requiere el tiempo máximo de luz verde en una fase. Por tanto, este grupo de carriles determina el lapso de tiempo de luz verde que se asigna a esa fase.

## VI. Determinación de las Demoras

El nivel de servicio para cada grupo de carriles, accesos y para la intersección se determinan mediante la demora media por control, que incluye los movimientos a velocidades bajas y las detenciones en los accesos a la intersección, cuando los vehículos disminuyen la velocidad corriente arriba o cambian de posición en la cola.

Se calcula la demora total para el grupo de carriles como:

$$d = d1(PF) + d2 + d3$$

Donde:

$d$  = demora por control (s/Veh.)

$d1$  = demora uniforme (s/Veh.)

$PF$  = factor de ajuste por coordinación.

$d2$  = demora incremental (s/Veh.)

$d3$  = demora por cola inicial (s/Veh.)

Al tener una proporción alta de vehículos que llegan en verde a la intersección habla de la buena coordinación de los semáforos. Es por esta razón que el factor de ajuste por coordinación afecta principalmente a la demora uniforme por su efecto en la calidad del avance de las fases del semáforo en la intersección. Tiene un valor de uno para intersecciones aisladas (tipo de llegada 3). Se calcula con la siguiente expresión:

$$PF = \frac{(1 - P)f_{PA}}{1 - \left(\frac{g}{C}\right)}$$

Donde:

P= proporción de vehículos que llegan en verde.

g/C= proporción de tiempo verde disponible.

$f_{PA}$  = factor de ajuste suplementario por grupos vehiculares que llegan durante el verde.

### **Medidas de Desempeño**

Los resultados obtenidos de los módulos de ajuste de volumen, del flujo de saturación, y del análisis de capacidad, se usan ahora para determinar la demora promedio por vehículos en cada grupo de carriles, y obtener de esta manera el nivel de servicio al cual la intersección opera. Este cálculo incluye la determinación de los siguientes tipos de demoras:

Cuadro 4.14 Determinación Tipos de Demoras

Tipo de Demora	Definición	Fórmula
<b>Uniforme (d<sub>1</sub>)</b>	Los vehículos llegan uniformemente distribuidos y no existe saturación durante ningún ciclo.	$d_1 = \frac{0,5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]}$
<b>Incremental (d<sub>2</sub>)</b>	Considera llegadas aleatorias y que algunos ciclos tendrán sobre flujo (demora aleatoria), así como demora causada por periodos sostenidos de sobresaturación.	$d_2 = 900T[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{cT}}]$ <p><i>Donde:</i>  <i>T</i>= duración del periodo de análisis (0,25h).  <i>k</i>= factor de demora incremental.  <i>k</i>=0,50 para intersecciones prefijadas.  <i>I</i>= factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba.  <i>I</i>=1,00 para intersecciones aisladas.</p>
<b>Demora por Cola Inicial (d<sub>3</sub>)</b>	<p>Se presenta como resultado de una demanda no satisfecha de vehículos presente al inicio del periodo de análisis (<i>T</i>), debido a que la cola inicial deberá primero desalojar la intersección. Existen cinco escenarios para estimar esta demora:</p> <p><i>Caso I</i> → el periodo es no saturado sin cola.  <i>Caso II</i> → el periodo de análisis es saturado.  <i>Caso III</i> → la cola inicial se disipa durante el periodo de análisis.  <i>Caso IV</i> → aún existe una demanda insatisfecha al final del periodo de análisis, pero de forma decreciente.  <i>Caso V</i> → la demanda en el periodo de análisis, excede la capacidad disponible y la demanda se incrementa al final del periodo de análisis.</p>	$d_3 = \frac{1.800 Q_b (1 + u)t}{cT}$ <p><i>Donde:</i>  <i>Q<sub>b</sub></i>= cola inicial al principio del periodo <i>T</i> (Veh.)  <i>c</i>=capacidad (Veh./h).  <i>T</i>= duración del periodo de análisis (0,25h).  <i>t</i>= duración de la demanda insatisfecha (h).  <i>u</i>= parámetro de demora.</p>
<b>Agregadas</b>	La demora en cualquier acceso, se determina como un promedio ponderado de las demoras totales de todos los grupos de carriles del acceso, utilizando los flujos	$d_A = \frac{\sum_{i=1}^A (d_i V_i)}{\sum_{i=1}^A V_i}$ <p><i>Donde:</i>  <i>A</i>= número de grupos de carriles en el acceso <i>A</i>.</p>

CONTINUA

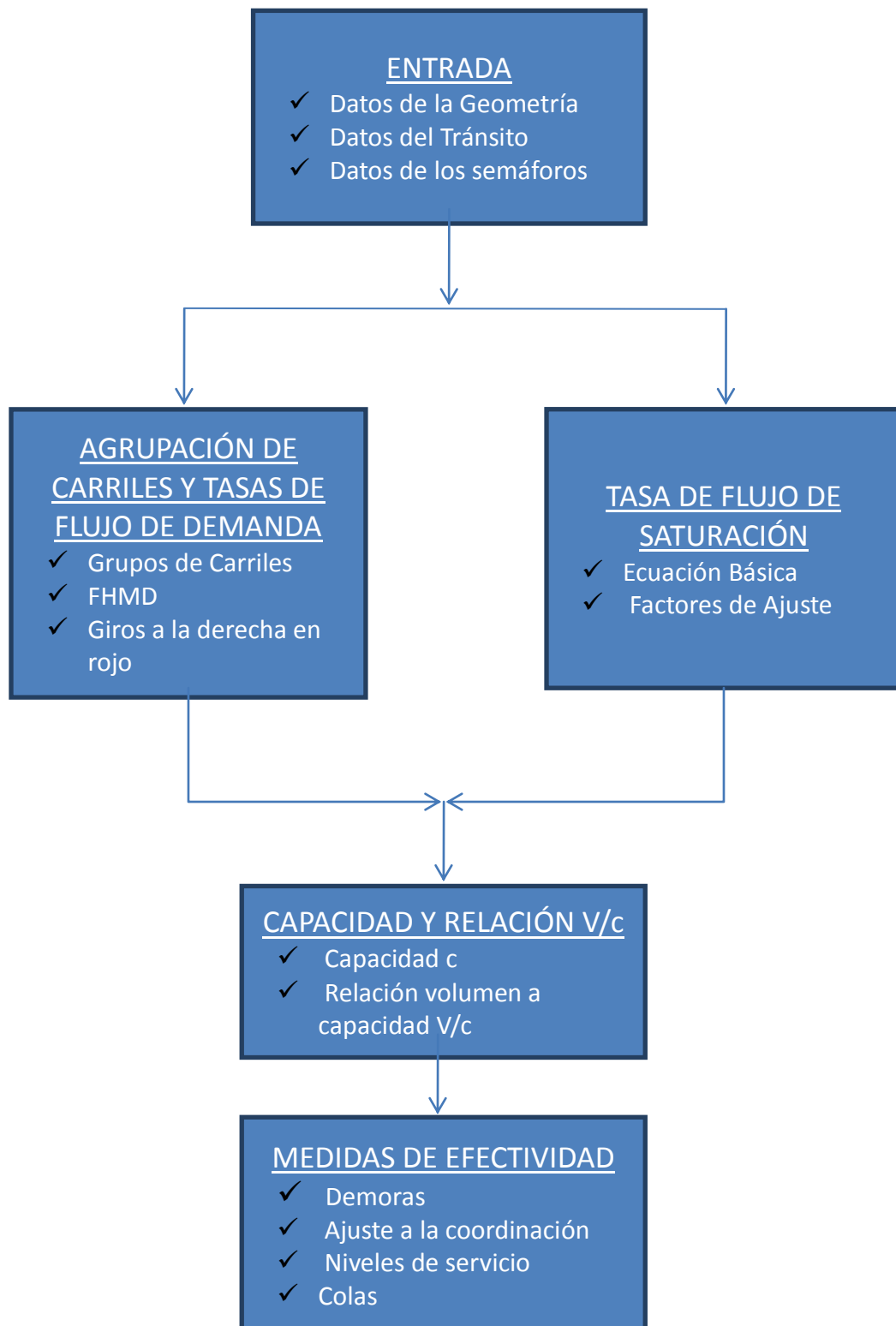
	ajustados de los grupos de carriles.	$d_A$ = demora en el acceso A (s/Veh.) $d_i$ = demora en el grupo de carriles i, en el acceso A (s/Veh.) $V_i$ = volumen ajustado del grupo de carriles i (Veh./h).
<b>Intersección</b>	Promedio ponderado de las demoras en todos los acceso de la intersección.	$d_I = \frac{\sum_{A=1}^I (d_A V_A)}{\sum_{A=1}^I V_A}$ <p>Donde:</p> $I$ = número de accesos de la intersección I. $d_I$ = demora en la intersección I (s/Veh.). $d_A$ = demora en el acceso A (s/Veh.) $V_A$ = volumen ajustado del acceso A (Veh./h).

**Elaborado por:** Andrés Ramón

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual, HCM 2000

## VII. Determinación del Nivel de Servicio

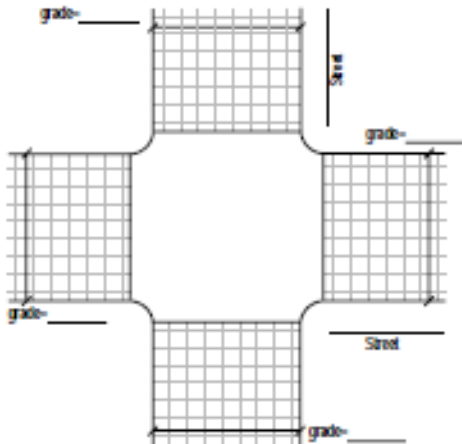
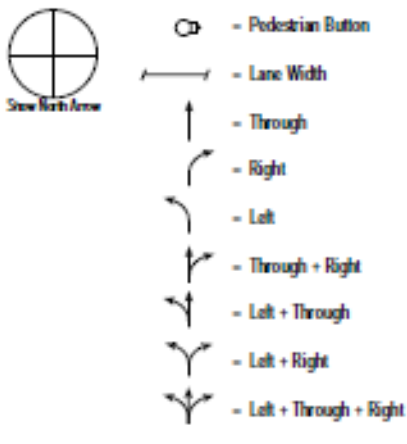


El nivel de servicio de una intersección se basa en la relación directa con la demora promedio por controles por vehículo. Una vez obtenida la demora para cada grupo de carriles y agregada para cada acceso y para la intersección como un todo, se determinan los niveles de servicio, utilizando el Cuadro 4.7 Niveles de Servicio en Intersecciones con Semáforo.



**Figura 4.7 Esquema Metodológico para el Análisis de Intersecciones con Semáforo**

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual. HCM 2000

**Cuadro 4.15 Hoja de Cálculo para Entrada de Datos Intersecciones Semaforizadas**

INPUT WORKSHEET												
General Information						Site Information						
Analyst _____						Intersection _____						
Agency or Company _____						Area Type	<input type="checkbox"/> CBD				<input type="checkbox"/> Other	
Date Performed _____						Jurisdiction _____						
Analysis Time Period _____						Analysis Year _____						
Intersection Geometry												
												
Volume and Timing Input												
	EB			WB			NB			SB		
	LT	TH	RT <sup>1</sup>	LT	TH	RT <sup>1</sup>	LT	TH	RT <sup>1</sup>	LT	TH	RT <sup>1</sup>
Volume, V (veh/h)												
% heavy vehicles, % HV												
Peak-hour factor, PHF												
Pretimed (P) or actuated (A)												
Start-up lost time, l <sub>1</sub> (s)												
Extension of effective green time, e (s)												
Arrival type, AT												
Approach pedestrian volume, <sup>2</sup> v <sub>ped</sub> (p/h)												
Approach bicycle volume, <sup>2</sup> v <sub>bic</sub> (bicycles/h)												
Parking (Y or N)												
Parking maneuvers, N <sub>p</sub> (maneuvers/h)												
Bus stopping, N <sub>b</sub> (buses/h)												
Min. timing for pedestrians, <sup>3</sup> G <sub>p</sub> (s)												
Signal Phasing Plan												
D I A G R A M	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	Ø5	Ø6	Ø7					
Timing	G - Y -	G - Y -	G - Y -	G - Y -	G - Y -	G - Y -	G - Y -	G - Y -				
 Protected turns			 Permitted turns Pedestrian			Cycle length, C = _____ s						
Notes												
1. RT volumes, as shown, exclude RTOR. 2. Approach pedestrian and bicycle volumes are those that conflict with right turns from the subject approach. 3. Refer to Equation 16-2.												

Nota: Esta Hoja de Cálculo se encuentra traducida al español en la Página 206.

**Fuente:** TRB, Highway Capacity Manual. HCM 2000

#### **4.7.5 Lista de Revisión:**

De acuerdo a los criterios revisados anteriormente es indispensable la creación de una lista de revisión de un estudio de análisis de capacidades y niveles de servicio. En base a esto se ha tomado como base los estudios y los conceptos que deben ser tomados en cuenta para poder ejecutar un estudio de esta naturaleza.

En la siguiente lista se enumeran los aspectos más relevantes para el cálculo de capacidades y niveles de servicio en una vía, según el Manual para la Revisión de Estudios de Tránsito de Nicaragua (CORASCO 2008):

##### **Condiciones físicas de la vía**

- i. Número de carriles
- ii. Existencia de división física de la mediana
- iii. Ancho de los carriles
- iv. Ancho de los hombros
- v. Velocidad de proyecto
- vi. Restricciones para el rebase o distancia de visibilidad de rebase
- vii. Existencia de control de accesos
- viii. Distancia entre accesos o intersecciones
- ix. Distancia a obstrucciones laterales desde el borde de la calzada
- x. Tipo de terreno
- xi. Velocidad de flujo supuesto
- xii. Velocidad de flujo observado
- xiii. Volumen horario de máxima demanda
- xiv. Factor de hora pico



xv. Distancia entre intersecciones

**Condiciones del tránsito**

- i. Composición vehicular conforme lo solicita el HCM
- ii. Distribución direccional

**Dispositivos de control**

- i. Características de los semáforos
  - Fases
  - Longitudes de las fases
- iii. Características de la señalización

## ***CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE CONDICIONES PREVALECIENTES AUTOVÍA “OTAVALO – IBARRA”.***

### **5.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE VÍAS INTEGRALES**

Cuando una carretera se localiza en zonas topográficamente accidentadas, como ocurre en la Región Interandina del Ecuador, siendo este el caso de la autovía “Otavalo-Ibarra”, surgen condicionantes a su diseño geométrico que están relacionados con la topografía, las condiciones del medio por donde se desarrolla y el nivel de servicio (NDS) al cual opera la vía. Siempre, manteniendo el criterio de buscar mejorar la seguridad de los usuarios basándose en tres principios: planificación, diseño y operación de las vías. Las características claves de cada etapa se resumen a continuación:

- **Planificación:** tiene un impacto importante sobre el nivel de desarrollo económico y de seguridad vial. Una planificación que considere la relación de zonas productivas y redes viales, asegura que el tránsito de paso sea re-ruteado a vías más adecuadas y que el entorno sea apropiado para los usuarios de cada tipo de vía.
- **Diseño Integral:** se busca generalmente, dentro de las restricciones económicas, una uniformidad del alineamiento y una mayor seguridad y comodidad para los

conductores que usan la vía. Utilizando normativas vigentes que impulsen notablemente las características de seguridad vial.

- **Gestión del Tránsito:** estas medidas apuntan a reducir la congestión o mejorar la circulación del tránsito, existen beneficios asociados a la seguridad general del tránsito. Además, se pueden evitar potenciales problemas aplicando a tiempo estas medidas preventivas.

### 5.1.1 Diseño de Caminos en Zonas Especiales

Para los casos generales de circulación de vehículos en la carretera, la solución de trazado debe analizarse desde el punto de vista técnico que considere:

- a) El poder mantener velocidades mínimas de circulación (tiempos de viaje y costos de operación).
- b) Adecuadas dimensiones de la infraestructura vial para asegurar posibilidades de rebasamiento, sostenimiento de velocidades mínimas de circulación, complementando las exigencias de seguridad, comodidad y desde el punto de vista económico haciendo pesar los criterios de que, la reducción de los costos de operación de sus vehículos, los tiempos de viaje y las mejoras de seguridad, justifiquen el mejoramiento de la infraestructura, con mayores costos construcción.

Las variables que intervienen para resolver estos casos son:

- a) La vía en lo que se refiere a sus características geométricas planta, perfil longitudinal y sección transversal.
- b) El vehículo que en lo referente a la relación Peso-Potencia, se relaciona con sus características de operación tales como costos, velocidad media de circulación capacidad de aceleración y de frenado, de la geometría de la vía y tipo de superficie de rodadura.
- c) El tránsito con sus volúmenes diarios, distribución horaria, hora de diseño, composición, vehículo de diseño.
- d) El funcionamiento previsible de la vía en términos de tiempos de viaje, seguridad, comodidad y costos, que están implícitamente considerados en los Niveles de Servicio (NDS).

### **5.1.2 Normas de Diseño**

Para el presente análisis de las condiciones prevalecientes en la autovía "Otavalo-Ibarra" se utilizaron como referencia las normas, especificaciones y valores de diseño, listados a continuación:

- Normas de Diseño Geométrico de Carreteras MOP-001-E-2003.
- Manual de Programa de Entrenamiento a las Direcciones de Estudios y Planificación (BERGER-PROTECVIA)-MOP-1973.
- Normas de Diseño MOP-001-E-1974
- Especificaciones generales para la construcción de caminos y Puentes MOP-001-F-2002
- A.A.S.H.T.O - A Policy on Geometric Design of Rural Highways -1975

- Normas Interinas de Diseño de Carreteras y Puentes y especificaciones técnicas complementarias de construcción, CORPECUADOR 1999.

**Nota:** Con acuerdo ministerial No. 041 de 25 de abril del 2000, publicado en el registro oficial No. 71 de 5 de mayo del 2000 que aprueba e incorpora las "Normas Interinas de Diseño de Carreteras y Puentes y Especificaciones técnicas complementarias de construcción" elaboradas por COA para CORPECUADOR como complemento de las normas y especificaciones vigentes en el MOP, para ser utilizadas obligatoriamente en las zonas afectadas por el fenómeno del Niño y como complemento para la ejecución de proyectos viales.

## **5.2 CONDICIONES PREVALECIENTES**

Se procede a efectuar el análisis de las condiciones prevaletientes de la vía en estudio, con la finalidad de constatar, que se garanticen los parámetros de seguridad necesarios para ofrecer una adecuada capacidad y nivel de servicio. Con el propósito de que la operación vehicular sea eficiente durante todo el periodo de diseño hasta el año horizonte definido por la demanda futura de la autovía "Otavalo-Ibarra".

### **5.2.1 Características Topográficas**

La topografía del sector influye directamente sobre el alineamiento, gradiente, distancias de visibilidad, secciones transversales, etc. Además determina el tipo de carretera a diseñarse, porque como vimos en los capítulos anteriores de este estudio, en un terreno accidentado o montañoso puede necesitarse, en ciertos tramos, un carril adicional para el ascenso de vehículos pesados, mientras que en terrenos planos, puede ser apropiado únicamente contar una carretera de dos carriles. En la Figura 5.1 se indica una imagen satelital en 3D tomada de Google Earth.Ink, del tipo de relieve

que conforma el área por donde atraviesa la autovía "Otavalo-Ibarra", donde podemos resaltar los siguientes accidentes geográficos de importancia:

**Tabla 5.1 Accidentes Geográficos del Área en Estudio**

NOMBRE	COORDENADAS		
	Latitud	Longitud	Altitud (m.s.n.m.)
Volcán Imbabura	0°15'28,27"N	78°10'47,83"O	4.360
Volcán Cotacachi	0°21'37,84"N	78°20'44,95"O	4.939
Volcán Chachimbiro	0°28'0,33"N	78°17'12,81"O	4.106

Las principales características topográficas a destacar son:

- En la Figura 5.1 se puede observar en relieve, el trayecto completo de la vía, las marcas de las principales ciudades que atraviesa a lo largo de su recorrido y al ser una vista panorámica, se aprecian los lagos y relieves montañosos del sector.
- Google Earth en su versión 6.2 permite realizar un corte longitudinal de cualquier tramo seleccionado como se muestra en la Figura 5.2. De esta manera el usuario cuenta con una herramienta para poder realizar estimaciones muy próximas a la realidad de las variaciones altimétricas del terreno, perfil longitudinal y sobre todo cuáles son las pendientes máximas y mínimas del trazado.
- La cota máxima alcanzada por el perfil longitudinal mostrado en la Figura 5.2 es de aproximadamente 2611 (m.s.n.m.).
- Las condiciones orográficas del terreno por donde pasa la vía, describen características de relieve de tipo ondulado. Las pendientes naturales, han limitado y a su vez han definido las características del trazado.



Figura 5.1 Imagen Satelital del Relieve (Autovía "Otavalo-Ibarra")





Figura 5.2 Perfil de Elevación (Autovía "Otavalo-Ibarra")





### **5.2.2 Trazado actual de la vía**

El diseño geométrico es la parte más importante, ya que a través de este, se establece su configuración geométrica tridimensional. Siendo el objetivo cumplir con los estándares propios de funcionalidad, seguridad, comodidad, estética, económicos y su compatibilidad con el medio ambiente.

Son dos los requisitos del diseño, los externos o previamente existentes, y los internos o propios de la vía. Los factores internos de diseño, contemplan las realidades para definir los aspectos operacionales, referentes a su geometría, y los que están especialmente vinculados con la seguridad. Por otro lado, los factores externos se encuentran relacionados con la topografía natural del terreno, el volumen y características del tránsito actual y futuro.

Los parámetros de diseño en planta y alzado adoptados para la ampliación de la autovía "Otavalo-Ibarra" ubicada en la provincia de Imbabura, corresponden a una vía de tipo: Clase II, de acuerdo a lo definido en los "Estudios y Diseños Definitivos de Ingeniería, Impactos Ambientales e Intercambiadores para la Autovía Otavalo - Ibarra" realizados por la consultora GEOVIAL CIA. LTDA el 10 Octubre del 2005.

Los valores señalados en el siguiente cuadro corresponden a las características mínimas requeridas para su diseño:

**Tabla 5.2 Características de Diseño Mínimas para el Diseño Clase de Vía: II**

<b>TRAMO</b>	<b>Otavallo - Ibarra</b>
<i>Longitud (m)</i>	18.899,92
<i>Tipo de Terreno</i>	Ondulado
<i>Velocidad de Diseño (km/h)</i>	70
<i>Distancia de visibilidad de parada (m)</i>	85
<i>Distancia de visibilidad para rebasamiento (m)</i>	240
<i>Radio mínimo en curvas (m)</i>	160
<i>Peralte máximo (%)</i>	10
<i>Pendiente Longitudinal máxima (%)</i>	6
<i>Pendiente Longitudinal mínima (%)</i>	0,5
<i>Pendiente Transversal (%)</i>	2

**Fuente:** CORPECUADOR Normas Interinas, COA 1999

Analizando las normas de diseño geométrico se pudo notar claramente que el tramo ampliado "Otavallo-Ibarra" en la actualidad cumple con parámetros más elevados a la categoría sobreimpuesta en su diseño, correspondiente a una carretera Clase II. Además de ser un sub-tramo perteneciente al corredor arterial estatal E-35 o más conocido como Panamericana Norte, ha sido categorizada como autovía o carretera multicarril. Dada la importancia de la vía en estudio y en vista que el TPDA considerado para su diseño fue de 9.488 vehículos diarios (en conformidad a lo especificado en los estudios de ampliación anteriormente citados); se ha visto necesario aplicar las características de diseño para carreteras clase RI-RII a la vía en estudio de acuerdo a la clasificación del MOP-2003.

De esta manera analizaremos simultáneamente las características para las dos clases de carreteras y determinaremos si satisfacen los requerimientos establecidos de acuerdo a los documentos normativos señalados previamente.

### 5.2.2.1 Alineamiento Horizontal:

De acuerdo a los valores recomendados de diseño geométrico del MTOP y CORPECUADOR, se ha utilizado las normas para carreteras Clase II tipo ondulado - montañoso.

- **Velocidad de Diseño:** es la máxima velocidad a la que se puede circular con seguridad y comodidad en una vía. Con esta velocidad se fijan límites para los elementos del trazado de la carretera.

Se indica el cuadro donde se resumen las velocidades según el tipo de carreteras:

**Cuadro 5.1 Rangos de Velocidades de Diseño según el Tipo de Carretera**

Tipo de Carretera	Tipo de Terreno	Velocidades de Diseño (Km/h)											
		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	
RI-RII	Llano												
	Ondulado												
	Montañoso												
I	Llano												
	Ondulado												
	Montañoso												
II	Llano												
	Ondulado												
	Montañoso												
III	Llano												
	Ondulado												
	Montañoso												
IV	Llano												
	Ondulado												
	Montañoso												
V	Llano												
	Ondulado												
	Montañoso												
Clase de Carretera	Tipo de Terreno	Velocidades de Diseño (Km/h)											
		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	
CORREDOR ARTERIAL	Llano												
	Ondulado												
	Montañoso												
COLECTORA	Llano												
	Ondulado												
	Montañoso												
VECINAL	Llano												
	Ondulado												
	Montañoso												

Fuente: N.I. CORPECUADOR, 1999

→ Para una vía clase R-I en terreno Ondulado - Montañoso, recomiendan una velocidad de diseño de 100 (Km/h) y como mínimo 80 (Km/h).

→ Para una vía clase II, en terreno Ondulado - Montañoso recomiendan una velocidad de diseño de 90 (Km/h) y como mínimo 80 (Km/h). Las N.I. de CORPECUADOR recomienda 70 (Km/h) para terreno ondulado.

- **Tangentes Intermedias:** al unir curvas horizontales consecutivas debe considerarse entre ellas una tangente intermedia con una longitud mínima que se estable en las normas, permitiendo adaptar al proyecto a las condiciones topográficas de la zona y condiciones de seguridad para que el vehículo que termina de circular en una curva se estabilice antes de entrar a la siguiente curva. La tangente intermedia mínima que se establece en las Normas está en función de la velocidad de proyecto, resultando:

*VELOCIDAD 100 (Km/h)*

L min, c= 67 m para curvas circulares

L min, e= 65 m para curvas de transición y una circular

L min, m= 64 m para curvas de transición consecutivas

*VELOCIDAD 70 (Km/h)*

L min, c= 67 m para curvas circulares

L min, e= 65 m para curvas de transición y una circular

L min, m= 64 m para curvas de transición consecutivas

Se acepta en sitios de curvas circulares consecutivas difíciles de modificar por la condiciones topográficas y por la definición del eje actual, que la tangente intermedia sea la distancia que permita desarrollar el 50 % del peralte en tramo recto (tangente) y 50% en la curva. Bajo esta consideración, las tangentes intermedias adoptadas en el proyecto cumplen los requisitos de las normas del trazado vial. Existe en el trazado un 84,9% de tangentes intermedias, es decir aproximadamente 16,0 (Km) del total de longitud de la vía en estudio.

- ***Distancia de visibilidad de parada:*** es la mínima distancia que debe proporcionarse en cualquier punto de la carretera. Tomando en consideración la distancia necesaria para que el conductor que circula a una determinada velocidad, divise un obstáculo en su trayectoria y pueda parar el vehículo antes de llegar a él. Esta distancia (DVP) se la obtiene sumando la distancia de reacción (d1), más la distancia de recorrido del vehículo durante el frenaje (d2).

Los valores de las distancias de visibilidad de parada (DVP) mínimas de un vehículo, en conformidad al cuadro VI-I de las Normas Interinas CORPECUADOR, establecen para pavimentos mojados lo siguiente:

- Para una vía clase R-I en terreno Ondulado - Montañoso, recomiendan una distancia igual a 180 (m) y como mínimo 110 (m).
- Para una vía clase II, en terreno Ondulado - Montañoso, recomiendan una distancia igual a 135 (m) y como mínimo 55 (m).

El efecto de la gradiente influye directamente en la distancia de visibilidad de parada. Si asumimos una velocidad de diseño de 100 (Km/h) por tratarse de una vía clase R-I y adicionalmente se conoce que la velocidad máxima permitida es de 90 (Km/h), la normativa establece lo siguiente:

**Tabla 5.3 Distancia de Visibilidad Mínima para parada de un Vehículo**

Vel. de Diseño (Vd)	Velocidad Circulación Asumida (Vc)	Coef. Fricción Longitudinal	Gradiente %			
			Cuesta abajo (-)		Cuesta arriba (+)	
			-6	-3	3	6
70	63	0,332	125,8	117,5	89,7	85,9
100	86	0,302	240,6	220,8	147,9	140,3

**Fuente:** N.I. CORPECUADOR, 1999

- **Curvas Circulares:** una vez establecida a la velocidad de diseño, se procedió a revisar las características geométricas de las curvas existentes y a calcular los valores mínimos aceptables de radios de giro en función de los siguientes parámetros:

Peralte máximo especificado en normas  $e=10\%$ .

Coeficiente de fricción transversal para condiciones de seguridad "f" definida mediante la expresión:  $f= 0,19-0,000626*V$

El radio mínimo se define entonces mediante la expresión:

$$Rm = \frac{V^2}{127(f + e)}$$

de donde se obtiene los valores mínimos especificados de las N.I. de CORPECUADOR, según el tipo de terreno así:

<i>Autopista R1</i>	Terreno Ondulado	<i>Rmin</i> = 350 (m)
<i>Carretera Clase II</i>	Terreno Ondulado	<i>Rmin</i> = 160 (m)

Por efecto de las llantas traseras de los vehículos no siguen exactamente las huellas de las llantas delanteras debe adicionarse al ancho de la calzada un sobreaño que se obtiene gradualmente en el terreno desde los accesos al describir una curva. En las curvas circulares el ensanchamiento se definirá en el borde interno del pavimento en la misma longitud que se desarrolla el peralte. En las curvas de transición o espirales se pondrá la mitad del sobreaño calculado al exterior y la mitad al interior de la curva que se desarrolla el peralte. La expresión para determinar el sobreaño es:

$$S = n(R - \sqrt{R^2 - L^2}) + \frac{V}{10\sqrt{R}}$$

donde:

s= sobreaño (m)

n= número de carriles

R= Radio de curvaturas

L= Longitud entre la parte frontal y el eje posterior del vehículo de diseño, (m)



$V$ = Velocidad de diseño (Km/h)

En general para radios mayores de 300 (m) no es necesario colocar sobreancho debido a su pequeño valor. Por razones de costo se establece el valor mínimo de diseño del sobreancho igual a 30 (cm) para velocidades de hasta 50 (Km/h) y de 40 (cm) para velocidades mayores. En la autovía la mayoría de curvas son amplias y con tangentes largas lo cual hace posible que la tendencia de los vehículos a salir de su propio carril es mínima y al mismo tiempo la visibilidad es adecuada. De acuerdo al volumen de tránsito considerado, no es necesario ensanchar el pavimento en las curvas, adicionalmente la autovía cuenta con tres carriles por calzada lo que incrementa los aspectos de seguridad y estética de la carretera.

- **Curvas de Transición:** estas curvas permiten mejorar el trazado cuando no es posible obtener el radio mínimo para curvas circulares simples y ofrecer al conductor mejores condiciones de seguridad, en el caso de la vía de estudio los radios mínimos se cumplen en todas las curvas; sin embargo para ajustar el trazado a la vía se diseñaron siete curvas de transición en los respectivos vértices. Los radios mínimos de curvatura para no utilizar transiciones es de 350 (m) para carreteras clase II y 1200 (m) para autopistas R-I según lo especificado por las normas MOP 2003.

La longitud de la curva de transición adoptada es la espiral de *Euler o Clotoide* se define por la expresión:

$$L_e = 0,072V^3/RC$$

donde:

V= Vel. de diseño (K/m)

C= coeficiente (índice de comodidad, confort "recomendable 2")

R= Radio de curvaturas

La longitud mínima absoluta de transición será:

$$L_e = 0,56 * V$$

Donde:

V= Velocidad de diseño (Km/h)

En la Tabla 5.4 y en el Cuadro 5.2 se presentan un resumen con todos los parámetros concernientes al alineamiento horizontal de la autovía "Otavalo-Ibarra", clasificándolos por medio de rangos de acuerdo al radio de cada una de las curvas y transiciones existentes:

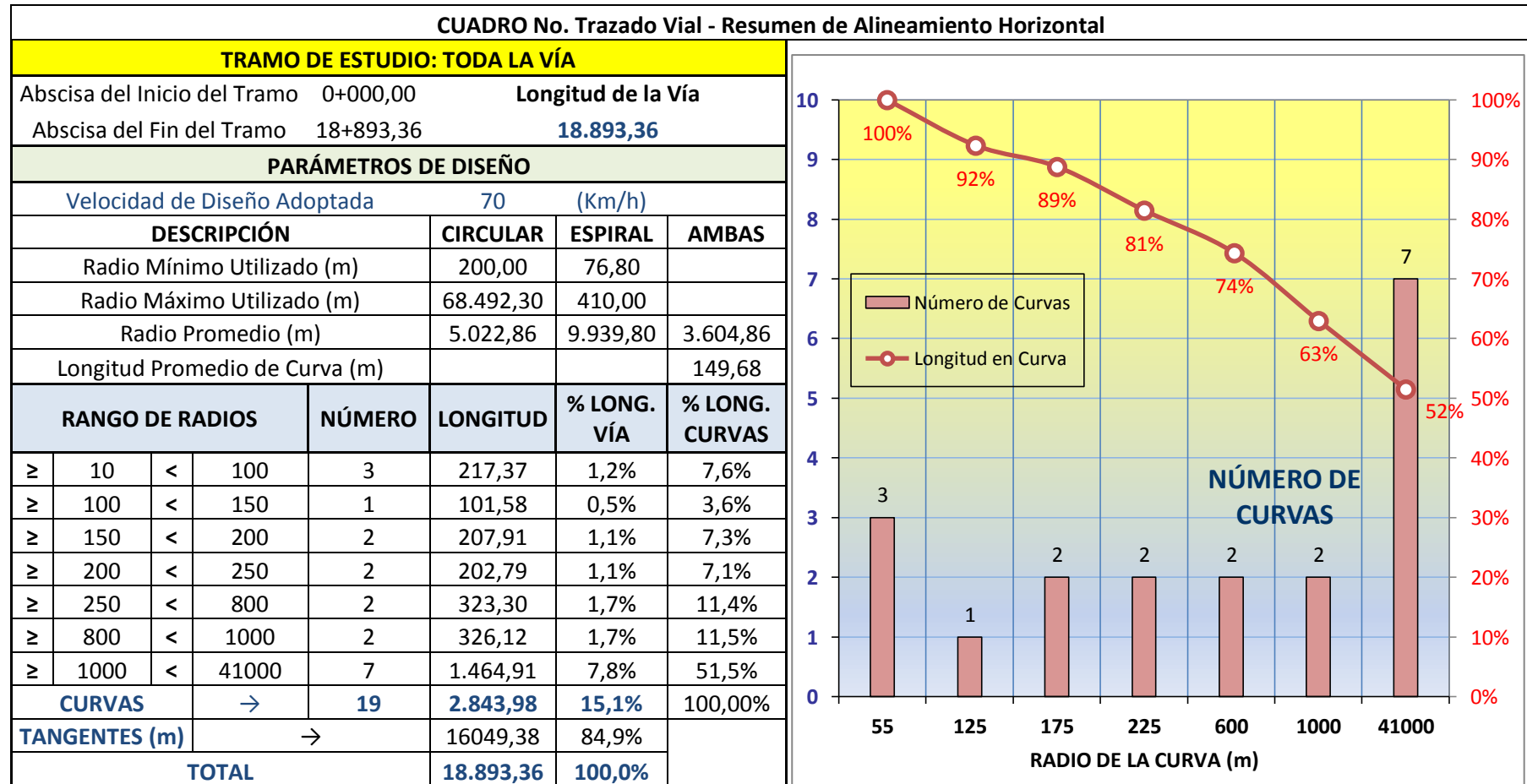
**Tabla 5.4 Detalle de Curvas Horizontales "Autovía Otavalo-Ibarra"**

No.	Tipo Curva	Long. Arco	Lon. Clotoide de Entrada	Radio *	Longitud Tangente (Recta de Entrada)	Desviación	Peralte
		(m)	(m)	(m)	(m)	(°)	(%)
1	Circular	81,66	-----	15000,00	40,83	0°18'43"	S.N.
2	Circular	99,58	-----	6000,00	49,79	0°57'03"	S.N.
3	Recta	-----	-----	-----	0,00	0°01'11"	S.N.
4	Recta	-----	-----	-----	0,00	0°02'49"	S.N.
5	Recta	-----	-----	-----	0,00	0°05'05"	S.N.
6	Circular	142,72	-----	5000,00	71,37	1°38'08"	S.N.
7	Circular	124,71	-----	6000,00	62,36	1°11'27"	S.N.
8	Circular	167,826	-----	700,00	84,317	13°44'12"	S.N.
9	Circular	134,347	-----	800	67,33	9°37'19"	S.N.
10	Circular	363,926	-----	1500	182,86	13°54'03"	2%
11	Circular	191,777	-----	950	96,216	11°33'59"	3%
12	Circular	541,232	-----	1010	277,28	30°42'12"	3%
13	Circular	111,084	-----	30000	55,54	0°12'44"	S.N.
14	Recta	-----	-----	-----	0,00	0°00'50"	S.N.
15	Recta	-----	-----	-----	0,00	0°01'27"	S.N.
16	Transición	49,866	50,00	156,00	76,91	36°40'43"	10%
17	Transición	27,466	50,00	90,00	66,78	49°18'59"	10%
18	Transición	140,584	50,00	76,80	253,06	142°10'59"	10%
19	Transición	49,32	50,00	88,00	81,38	64°39'57"	10%
20	Transición	101,576	60,00	113,50	128,98	81°33'54"	10%
21	Circular	155,474	-----	410,00	78,68	21°43'39"	S.N.
22	Transición	158,041	60,00	198,00	152,00	63°05'43"	9%
23	Transición	92,814	60,00	200,00	110,63	43°46'41"	9%
24	Circular	109,976	-----	200,00	56,42	31°00'13"	9%
	<b>TOTAL</b>	<b>2843,98</b>		<b>68492,30</b>			

\* Los colores señalan los rangos de radios

**Fuente:** Estudios y diseño definitivos de Ingeniería para la Autovía "Otavalo-Ibarra", Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones, MTOP

**Cuadro 5.2 Trazado Vial - Resumen de Alineamiento Horizontal**



Empíricamente la ASSHTO establece, que cuando se trate de un camino de tres carriles sin mediana, como es el caso en estudio, hay que multiplicar las cifras correspondientes a carreteras de dos carriles, por un factor igual a 1,2.

La longitud mínima de transición en función del peralte máximo recomendada por CORPECUADOR, para carriles de 3,65 (m) y con un peralte o sobreelevación (e) igual a 0,10,  $L_e$  es igual a:

<i>Autopista RI</i> → Vel. Diseño 100 (Km/h):	<i>Clase II</i> → Vel. Diseño 70 (Km/h):
$L_e = 85 \text{ (m)} * 1,2 = 102 \text{ (m)}$	$L_e = 66 \text{ (m)} * 1,2 = 79,2 \text{ (m)}$

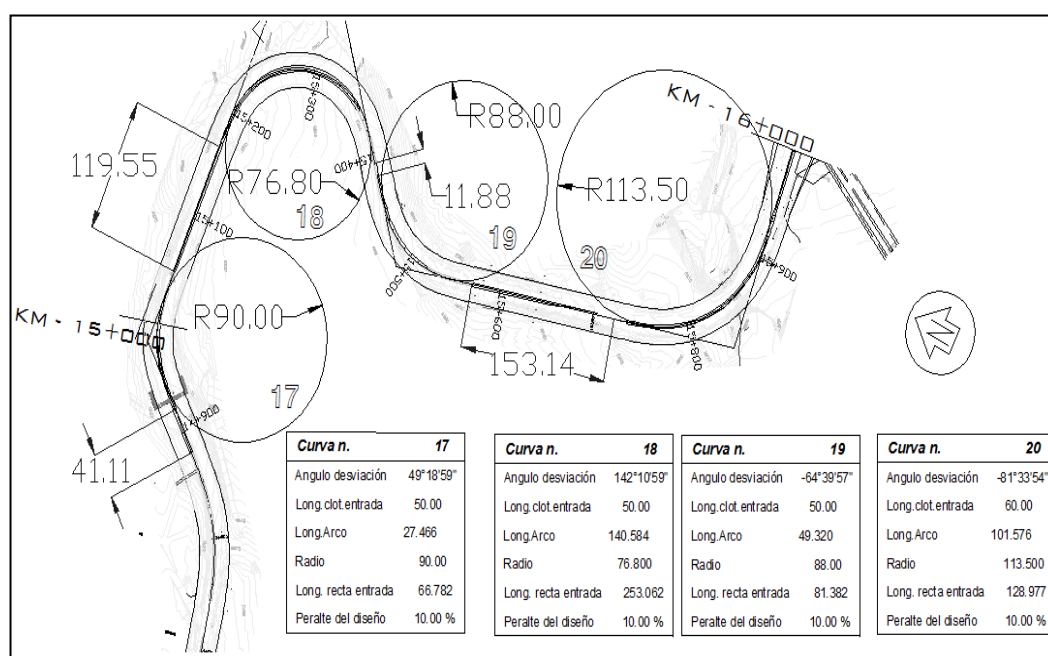
En conclusión, existe un total de 24 curvas a lo largo de la vía compuestas en su mayoría por curvas circulares seguidas por espirales, el radio promedio de curvatura calculado es de 3.600 (m). El total de longitud de curvas con respecto a la longitud total de la vía alcanza un porcentaje del 15,1%, de estos 2,84 (Km) el 29,2% son curvas circulares y el resto son transiciones de espirales.

### ***Consideraciones:***

En el trazado geométrico de la vía hay un tramo crítico entre el Km 15 y 16, el mismo que se encuentra comprendido por las curvas, 17, 18, 19 y 20, mostradas en el detalle de la Tabla 5.4. En este tramo se presentan condiciones topográficas difíciles, con características de terreno montañoso, para el cual la norma establece un radio mínimo de 110 (m) para curvas circulares. De este modo el diseño geométrico horizontal en este sector no cumple con las disposiciones para una vía Clase II por

contar con curvas circulares y transiciones con radios menores a los mínimos establecidos, así como también, las longitudes de las tangentes intermedias mínimas y la distancia de visibilidad de parada, están muy por debajo de lo recomendado por las normativas anteriormente presentadas. Lo que da lugar a que el peralte adoptado en las curvas antes señaladas, alcance el máximo valor permitido del 10% para vías arteriales colectoras.

Se indica el detalle en elevación del diseño horizontal en este sector:



**Figura 5.4 Alineamiento Horizontal Autovía "Otavalo-Ibarra"  
Abscisa 15+000 - 16+000**

**Fuente:** Estudio de Ampliación Autovía "Otavalo-Ibarra", Planos Viales, Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones, MTOP

**Elaborado por:** Andrés Ramón

### 5.2.2.2 Alineamiento Vertical:

En general, el proyecto definitivo de ampliación ha procurado coincidir con la rasante de la antigua vía de dos carriles, en las secciones de corte y en los sitios

donde no es necesario elevar el nivel de la rasante vial. La línea del eje de diseño ha seguido en lo posible por el eje de la vía existente, debiendo variarse en, algunos sitios para lograr el ensanchamiento de la vía.

La rasante ha sido diseñada con la ayuda de los perfiles transversales existentes en la vía de dos carriles, siguiendo el bombeo en las partes rectas o los peraltes en las curvas según el caso, razón por la que las curvas verticales se adaptaron íntegramente al perfil vertical existente que como se indicó anteriormente cumplen con las especificaciones de una vía: Clase II. De modo de mantener la seguridad de tránsito, a fin de permitir una operación fácil y segura de los vehículos.

Las normas de diseño del MOP indican valores de gradientes longitudinales para clase de carretera RI-RII de 4% como máximo recomendable y 6% como máximo absoluto aunque se aclara que estos valores se pueden aumentar hasta en 1% en longitudes cortas del trazado para terrenos ondulados y montañosos, a fin de reducir los costos de construcción; al respecto, las N.I. COPECUADOR indican que la pendiente máxima permitida es del 8% para velocidades superiores a los 70 (Km/h). Como el diseño vertical se hizo siguiendo los parámetros normativos para una carretera Clase II ondulada-montañosa, todos los criterios aquí expuestos deben limitarse a estos valores.

- **Curvas Verticales:** las curvas verticales adoptadas para el diseño de los niveles de rasante fue la parábola simple de eje vertical cuya ecuación intrínseca es:

$$y = \left(\frac{x}{0,5L}\right)^2$$

La longitud de la curva vertical se obtiene de la aplicación de la siguiente formulación:

$$L = K * A$$

Donde:

K= coeficiente para curvas cóncavas y convexas en función de la velocidad de diseño.

A= diferencia algebraica de las gradientes expresadas en porcentaje (%).

Las longitudes mínimas absoluta de las curvas verticales que se establece en las Normas de trazado vial es de  $L=0,60*V$ .

En la autovía se tiene un total de 55 segmentos de pendiente donde ningún valor llega a superar el 8,00% establecido por la norma, siendo la pendiente promedio de toda la vía es igual a 3,29%. La gradiente máxima es de 7,6% al salir de la ciudad de "Otavalo" con una longitud aproximada de 423 metros, muy por debajo de la longitud máxima permitida, en cambio la de menor pendiente ubicada en el Km 11, tiene una longitud de 755 metros al 0,50% de pendiente.

En lo referente a las curvas verticales, la longitud mínima es de 60 (m) por encima de la mínima recomendada para una velocidad de diseño de 70 (Km/h) de 42 (m). Además la longitud promedio para ambos tipos de curvas verticales es de 100,41 (m).

Las siguientes tablas resumen los valores de K para la carretera en estudio:



**Tabla 5.5 Valores de Coeficiente K para Curvas Verticales Cóncavas****Mínimas**

Clase de Carretera	LI	O	M	LI	O	M
R-I ó R-II	52	46	32	46	32	24
I	46	38	24	38	24	18
II	46	38	24	38	24	15
III	38	24	15	32	18	11
IV	32	18	15	24	15	7
V	18	15	11	11	7	7

Fuente: N.I. CORPECUADOR, 1999

**Tabla 5.6 Valores de Coeficiente K para Curvas Verticales Convexas****Mínimas**

Clase de Carretera	LI	O	M	LI	O	M
R-I ó R-II	105	85	46	85	46	28
I	85	60	28	60	28	19
II	85	60	28	60	28	13
III	60	28	13	46	19	8
IV	46	19	13	28	13	5
V	19	13	8	8	5	5

Fuente: N.I. CORPECUADOR, 1999

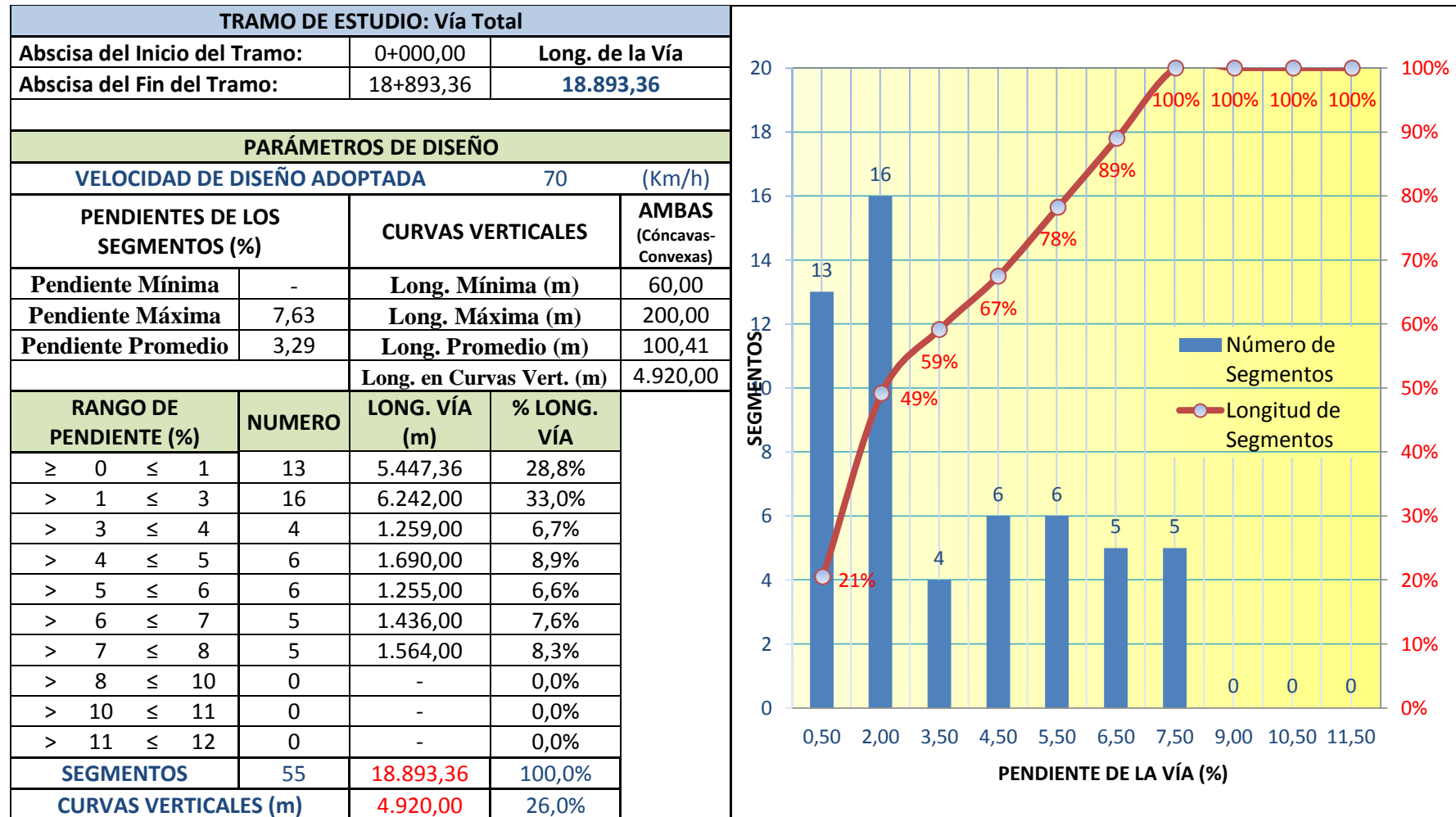
Se presenta un resumen con todos los parámetros concernientes al alineamiento vertical presentes en la autovía "Otavalo-Ibarra", en donde se puede conocer las principales características del trazado como son: cotas de las principales ciudades y poblados, pendientes máximas y promedios, curvas verticales, rangos de pendientes y gradientes longitudinales.

Tabla 5.7 Detalle del Alineamiento Vertical Autovía "Otavalo-Ibarra"

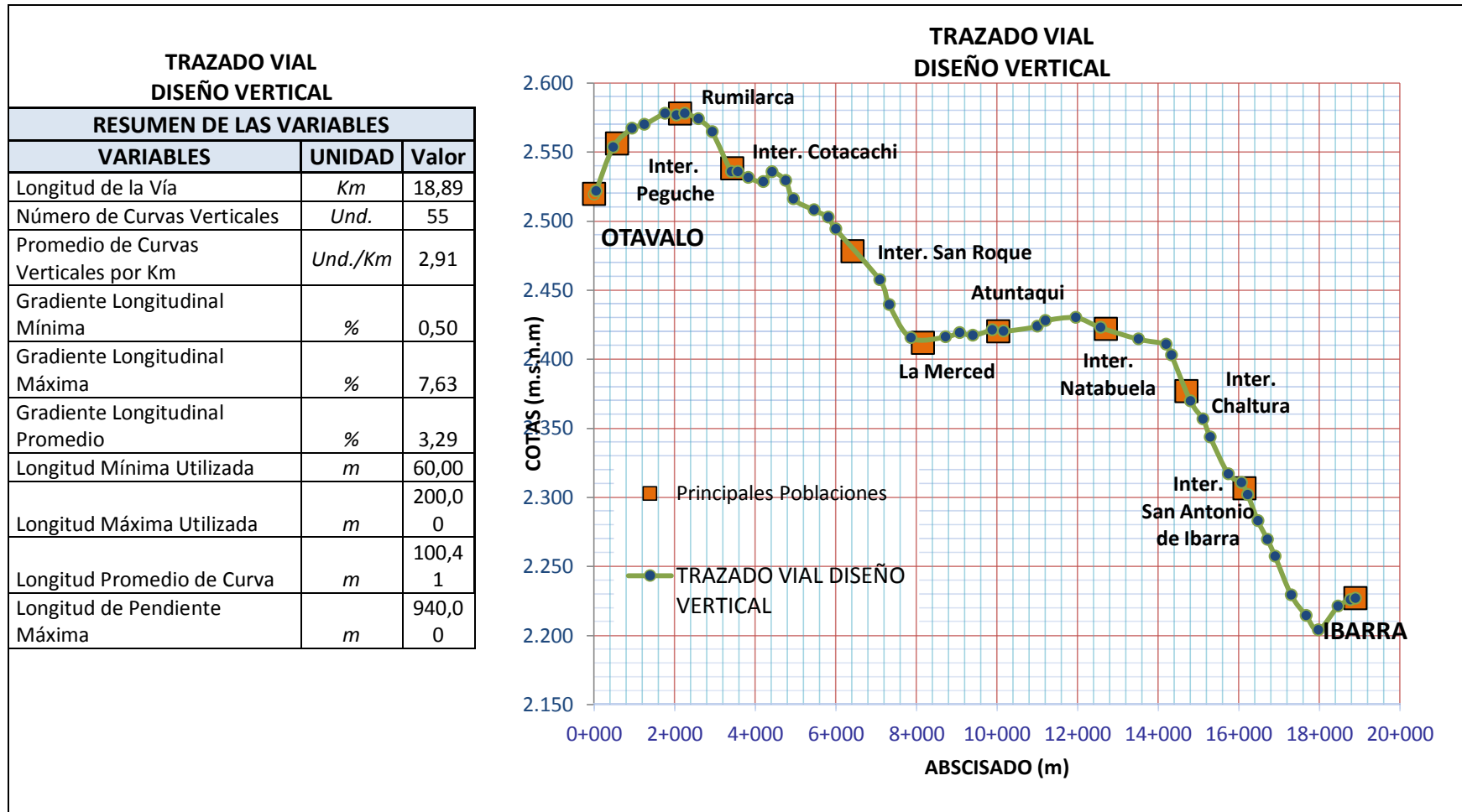
RASANTE DEFINITIVA					
PROYECTO:					
AMPLIACIÓN CARRETERA OTAVALO IBARRA					
N°	Estación P <sub>iv</sub>	Gradiente	Cota (m.s.n.m.)	Long. CV (m)	Long Grad. (m)
0	0+000,00		2.519,50		
		4,250%			52,00
1	0+052,00		2.521,71	90,00	
		7,500%			423,00
2	0+475,00		2.553,44	200,00	
		2,920%			467,00
3	0+942,00		2.567,07	100,00	
		0,920%			305,00
4	1+247,00		2.569,88	60,00	
		1,545%			515,00
5	1+762,00		2.577,83	80,00	
		-0,440%			283,00
6	2+045,00		2.576,59	110,00	
		0,630%			206,00
7	2+251,00		2.577,89	100,00	
		-1,160%			339,00
8	2+590,00		2.573,95	100,00	
		-2,730%			343,00
9	2+933,00		2.564,59	100,00	
		-6,050%			477,00
10	3+410,00		2.535,73	120,00	
		0,000%			160,00
11	3+570,00		2.535,73	80,00	
		-1,660%			258,00
12	3+828,00		2.531,45	80,00	
		-0,816%			372,00
13	4+200,00		2.528,41	120,00	
		3,320%			216,00
14	4+416,00		2.535,58	200,00	
		-1,860%			340,00
15	4+756,00		2.529,26	150,00	
		-6,940%			191,00
16	4+947,00		2.516,01	150,00	
		-1,550%			513,00
17	5+460,00		2.508,05	0,00	
		-1,510%			352,00
18	5+812,00		2.502,74	130,00	
		-4,520%			188,00
19	6+000,00		2.494,24	0,00	
		-4,300%			487,00
20	6+487,00		2.473,30	90,00	
		-1,060%			426,00
21	6+913,00		2.468,78	170,00	
		-6,380%			178,00
22	7+091,00		2.457,43	130,00	
		-7,630%			236,00
23	7+327,00		2.439,42	80,00	
		-3,950%			253,00
24	7+580,00		2.429,43	120,00	
		-4,920%			283,00
25	7+863,00		2.415,50	90,00	
		-1,277%			568,00
26	8+431,00		2.408,25	110,00	
		2,700%			291,00
27	8+722,00		2.416,11	90,00	
		0,865%			350,00
28	9+072,00		2.419,14	100,00	
		-0,580%			327,00
29	9+399,00		2.417,24	90,00	
		0,813%			481,00
30	9+880,00		2.421,15	60,00	
		-5,250%			146,00
31	10+026,00		2.413,48	80,00	
		5,050%			134,00
32	10+160,00		2.420,25	60,00	
		-1,000%			460,00
33	10+620,00		2.415,65	60,00	
		2,140%			380,00
34	11+000,00		2.423,78	0,00	
		2,050%			200,00
35	11+200,00		2.427,88	120,00	
		0,300%			755,00
36	11+955,00		2.430,15	120,00	
		-1,170%			615,00
37	12+570,00		2.422,95	0,00	
		-0,890%			940,00
38	13+510,00		2.414,59	0,00	
		-0,560%			685,00
39	14+195,00		2.410,75	110,00	
		-5,800%			135,00
40	14+330,00		2.402,92	160,00	
		-7,070%			470,00
41	14+800,00		2.369,69	80,00	
		-4,200%			310,00
42	15+110,00		2.356,67	80,00	
		-7,260%			180,00
43	15+290,00		2.343,60	80,00	
		-5,930%			450,00
44	15+740,00		2.316,92	80,00	
		-1,930%			325,00
45	16+065,00		2.310,65	100,00	
		-5,650%			155,00
46	16+220,00		2.301,89	90,00	
		-7,400%			255,00
47	16+475,00		2.283,02	100,00	
		-5,760%			235,00
48	16+710,00		2.269,48	60,00	
		-6,410%			190,00
49	16+900,00		2.257,30	60,00	
		-7,000%			400,00
50	17+300,00		2.229,30	70,00	
		-4,020%			370,00
51	17+670,00		2.214,43	60,00	
		-3,440%			303,00
52	17+973,00		2.204,01	90,00	
		3,530%			487,00
53	18+460,00		2.221,20	80,00	
		1,500%			310,00
54	18+770,00		2.225,85	80,00	
		0,860%			123,36
55	18+893,36		2.226,91		

**Fuente:** Estudios y diseño definitivos de Ingeniería para la Autovía "Otavalo-Ibarra", Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones, MTOP

**Cuadro 5.3 Trazado Vial - Resumen de Alineamiento Vertical**



Cuadro 5.4 Trazado Vial - Resumen de Variables



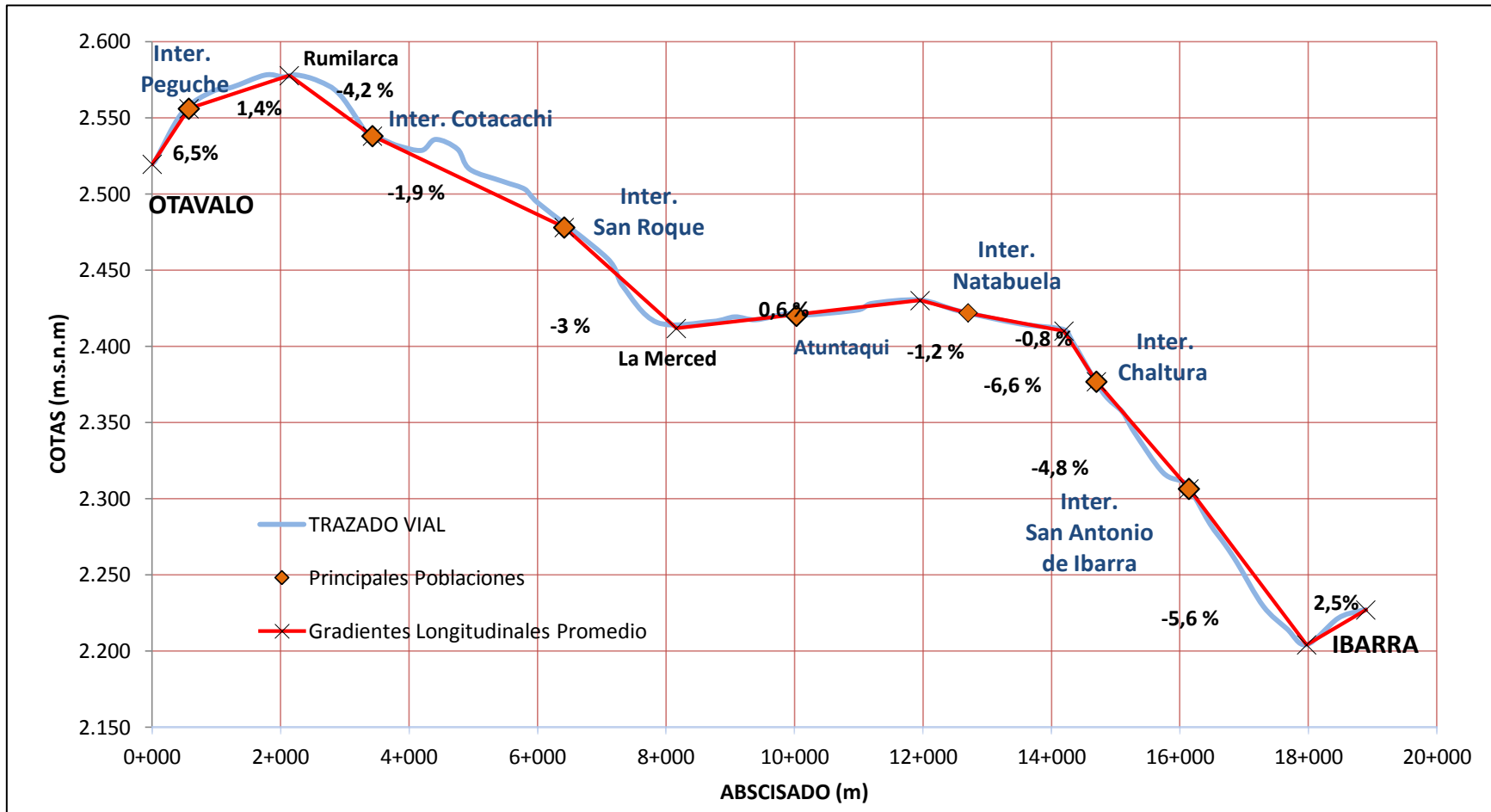


Figura 5.5 Trazado Vial - Gradientes Longitudinales Promedio

Los segmentos definidos para el análisis son los indicados en la Tabla 5.8. Debido a que el procedimiento para la evaluación de la capacidad y el nivel de servicio es mejor aplicado a secciones homogéneas de carretera donde las variables que afectan las velocidades de viaje son constantes, por consiguiente se dividieron en secciones separadas para la consecución de un mejor análisis.

**Tabla 5.8 Cotas y Gradientes Longitudinales autovía "Otavalo-Ibarra"**

<b>Sentido: Norte</b>					
<i>No</i>	<b>Ciudades y Poblados Importantes</b>	<b>Abscisado</b>	<b>Cotas</b>	<b>Gradiente Longitudinal</b>	<b>Distancia entre puntos</b>
<i>.</i>	<i>Pto. Control</i>	<b>(m)</b>	<b>(m.s.n. m)</b>	<b>(%)</b>	<b>(m)</b>
<b>1</b>	Otavalo	0+000	2519,5	6,5	475
<b>2</b>	Inter. Peguche	0+573	2556	1,4	1776
<b>3</b>	Rumilarca	2+134	2577,68	-4,2	1159
<b>4</b>	Cotacachi (Intercambiador)	3+429	2538	-1,9	3077
<b>5</b>	Inter. San Roque	6+415	2478	-3,0	1944
<b>6</b>	La Merced	8+160	2411,71	0,6	3524
<b>7</b>	Atuntaqui (Paso Deprimido)	10+030	2414,02	-1,2	615
<b>8</b>	Km 12+000	11+955	2430	-0,8	1625
<b>9</b>	Inter. Natabuela	12+700	2421,8	-6,6	605
<b>10</b>	Km 14+195	14+195	2410	-4,8	1420
<b>11</b>	Inter. Chaltura	14+700	2376,76	-5,6	1753
<b>12</b>	Inter. San Antonio de Ibarra	16+140	2306,41	2,5	920
<b>12</b>	Km 17+973	17+973	2204,01		

CONTINUA

Ibarra	18+893,36	2226,90 9	
			<b>Total=</b> 18+893

En la Figura 5.5 se indican los tramos segmentados según el alineamiento vertical de la rasante, donde se puede diferenciar varios cambios de gradiente a lo largo de la autovía "Otavalo-Ibarra" tanto en ascenso como descenso. Las pendientes mostradas son el resultado de aplicar los procedimientos y criterios anotados en el Capítulo 4 referentes a la determinación de pendientes compuestas, así, para longitudes de pendiente menores a 1,2 (Km) y a 4%, la técnica a emplearse será la definida por una Pendiente Promedio, en cambio si la serie de pendientes registradas se encuentran fuera de estos límites, se debe utilizar una técnica más exacta que requiere el uso de Curvas de Rendimiento, las mismas que se indican más adelante. Para nuestro caso la mayoría de las pendientes se hallan dentro del rango efectivo para la aplicación de la técnica de pendiente promedio, puesto que las gradientes que superan el 4% tienen longitudes menores a 1,2 (Km). Aún así se realizó un análisis específico para cada uno de los tramos para poder estimar adecuadamente las pendientes longitudinales equivalentes, ya que por la tipología del terreno existen pendientes pronunciadas en ciertos sectores.

El siguiente ejemplo describe el procedimiento para determinar que técnica debe aplicarse según las características de las pendientes y cuál fue la metodología empleada para la obtención de los valores indicados en la Tabla 5.8.

*Ejemplo:*

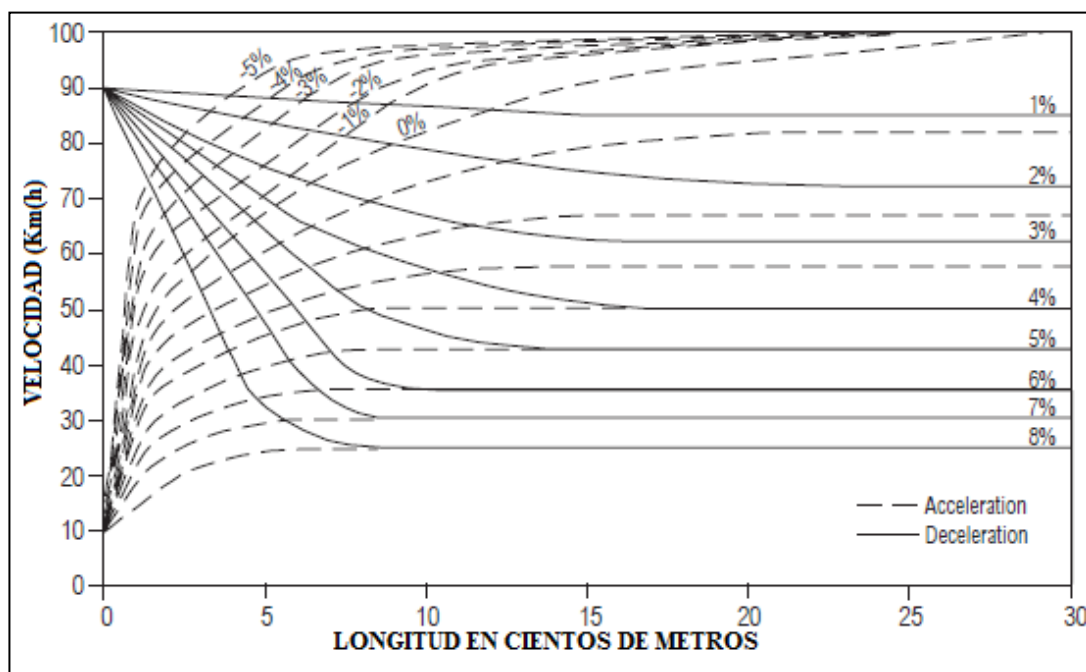
- El Tramo 1, "*Otavaló-Inter. Peguche*" (Sentido Norte Tabla 5.8), tiene una primera pendiente de longitud igual a 52 (m) y del 4,25% seguida de 423 (m) a 7,50%. Si se aplicaría la técnica de pendiente promedio (que no es válido en este caso por sobrepasar el valor máximo del 4% de pendiente) se obtendría el siguiente resultado:

$$\text{Elevación Total} = (52 \times 0,0425) + (423 \times 0,075) = 33,94 \text{ (m)} \sim 34 \text{ (m)}$$

$$\text{Pendiente Promedio} = \frac{34}{475} \times 100 = 7,16 \%$$

Ahora se va a determinar una pendiente equivalente precisa utilizando los mismos datos del ejemplo anterior para analizar el efecto que produce una sucesión real de pendientes sobre la velocidad, en camiones que circulan por ella. Para aquello es necesario utilizar las curvas de rendimiento para camiones (120 Kg/KW) de la Figura 5.6 y seguir el procedimiento descrito en el *Apéndice A* del HCM 2000:





**Figura 5.6 Curvas de Rendimiento para Camiones (120 Kg/KW)**

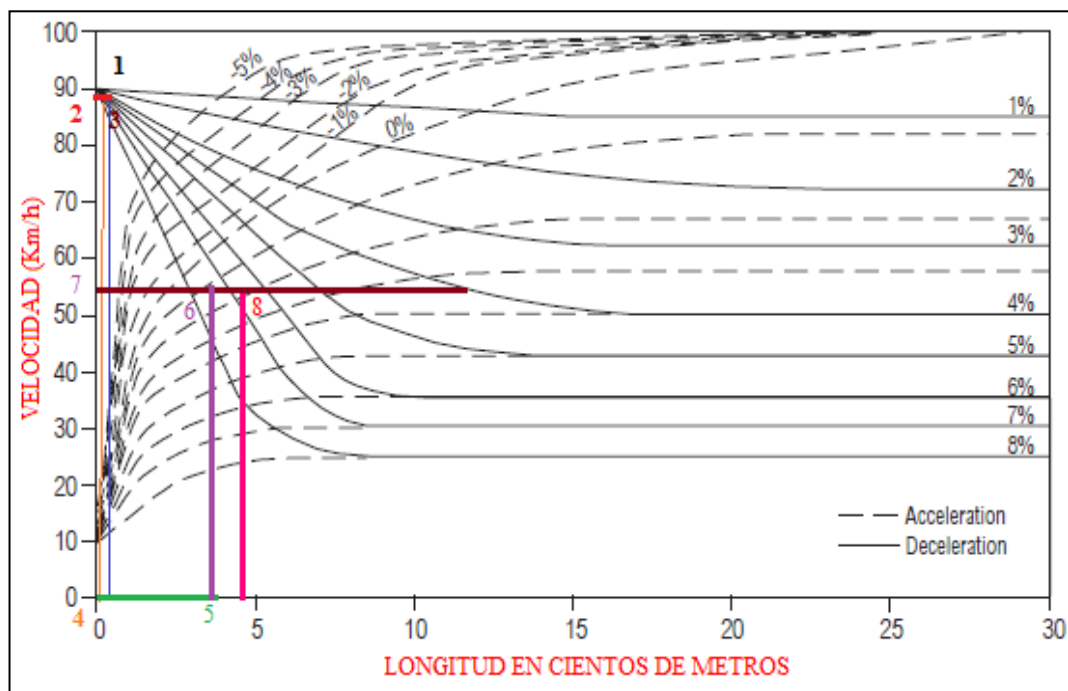
**Fuente:** HCM 2000

- I.** Sobre la Figura 5.6 se traza una línea vertical desde el punto 52 (m) en el eje horizontal hasta su intersección con la curva de la pendiente 4,5% (usar números enteros 4%). Intersección representada por el Punto 1.
- II.** Se proyecta horizontalmente el punto 1 hasta su intersección con el eje vertical dando como resultado una velocidad de 88 (Km/h) del camión al final de los primeros 52 (m) a 4% de pendiente. Intersección representada por el Punto 2.
- III.** La proyección horizontal del punto 1 se interseca con la curva de la pendiente 7,5%. (Punto 3)
- IV.** Se proyecta verticalmente el punto 3 hasta su intersección con el eje horizontal dando como resultado una longitud de 50 (m). (Punto 4)
- V.** Se agrega la longitud de 10 (m) a la longitud del segundo tramo dando como resultado una longitud de 433 (m). (Punto 5)

**VI.** Se traza una línea vertical desde la longitud de 433 (m) (punto 5) hasta intersectar a la curva de la pendiente 7,5% (Punto 6)

**VII.** Se proyecta horizontalmente hacia ambos lados el Punto 6. La intersección con el eje vertical da como resultado una velocidad de 54 (Km/h) del camión al final de la pendiente equivalente constante.

**VIII.** Se traza una línea vertical desde la longitud total de 475 (m) hasta intersectar con la proyección horizontal del punto 6. Este punto de intersección (Punto 8) representa la pendiente constante equivalente para una serie de pendientes compuestas. En este caso la pendiente constante cae sobre la curva de la pendiente 6,5%.



**Figura 5.7 Solución Pendiente Compuesta No.1**

**IX.** Se obtiene como resultado final una pendiente equivalente constante de 6,5% para una longitud total de 475 (m).

Si comparamos los resultados obtenidos mediante las dos técnicas para encontrar la pendiente compuesta en una carretera, podemos concluir que la aplicación de las curvas de rendimiento nos permite establecer una pendiente equivalente más precisa y ajustada al verdadero comportamiento de los vehículos pesados tanto en subidas como en bajadas de más de 1,2 (Km) de longitud y 4% de pendiente longitudinal. Este procedimiento fue realizado para el resto de los tramos de acuerdo a los máximos valores de pendiente longitudinal presentados, siendo discretizados para poder establecer segmentos específicos en la vía que nos permitan un mejor análisis sobre la incidencia en la aceleración o desaceleración de los vehículos pesados en cada uno de estos tramos y definir con exactitud los factores de equivalencia para camiones y buses ( $E_T$ ) y para vehículos recreacionales ( $E_R$ ).

### **5.2.2.3 Secciones Transversales**

La definición de la sección transversal típica de una carretera está en relación directa con la demanda de tráfico proyectada (volumen), con la tipología del terreno y de la velocidad de diseño adoptada. El número de carriles de una calzada debe adaptarse a las condiciones de intensidad de circulación prevista, satisfaciendo el TPDA pronosticado al año futuro (2022). Además antes de seleccionar la sección transversal de una vía debe tomarse en cuenta los beneficios que esta conlleva a los usuarios, así como los costos de mantenimiento y sobre todo el aspecto de seguridad.

Considerando estos antecedentes las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras del MOP y CORPECUADOR, establecen criterios de dimensionamiento en secciones típicas en función de los volúmenes de tráfico, para el Ecuador:

**Tabla 5.9 Secciones Transversales Típicas**

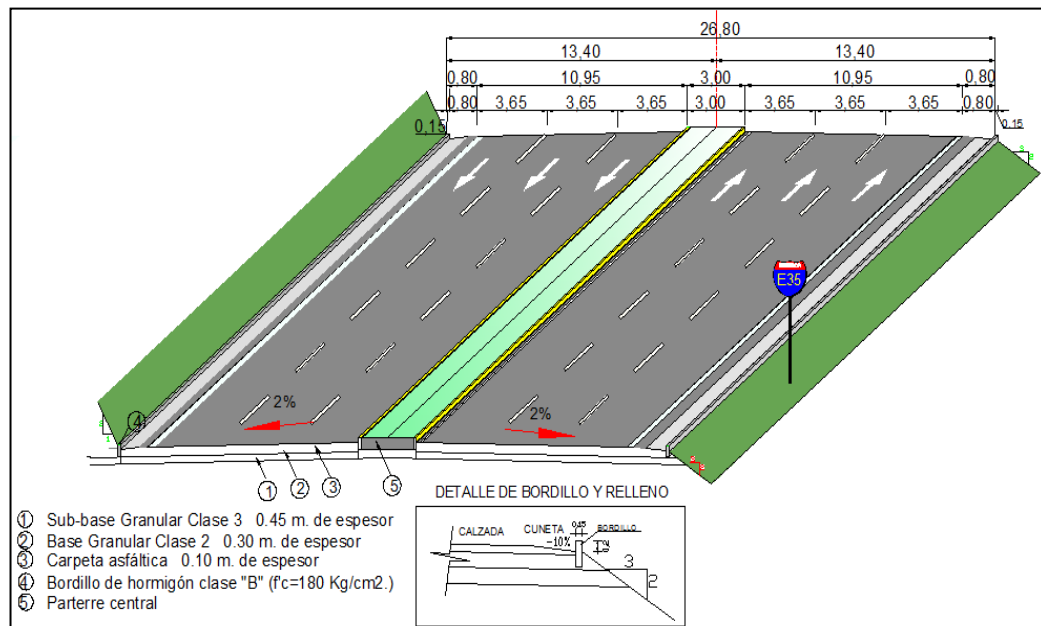
Vías Clase	Ancho de Calzada (m)	Pendiente Transversal	Parterre Central (m)	Número de Carriles	Cunetas Laterales	Espaldón Interno	Espaldón Externo
<b>RI-RII</b>	7,30	2%	3	4 min	2 x 0,80	1,20	2,50
<b>II</b>	7,30	2%	NO	2	2 x 0,80	1,20	2,50

Fuente: N.I. CORPECUADOR, 1999

### Secciones Típicas autovía "Otavalo-Ibarra":

La autovía actualmente presenta dos secciones típicas, las mismas que presentan las siguientes características:

- **SECTOR RURAL** (Rural Eje)
  - Ancho de la obra básica 26,80 m
  - Ancho de la calzada principal 10,95 m
  - Parterre central con bordillos 3,00 m
  - Cunetas a cada lado 0,80 m
  - Aceras laterales 2,00 m

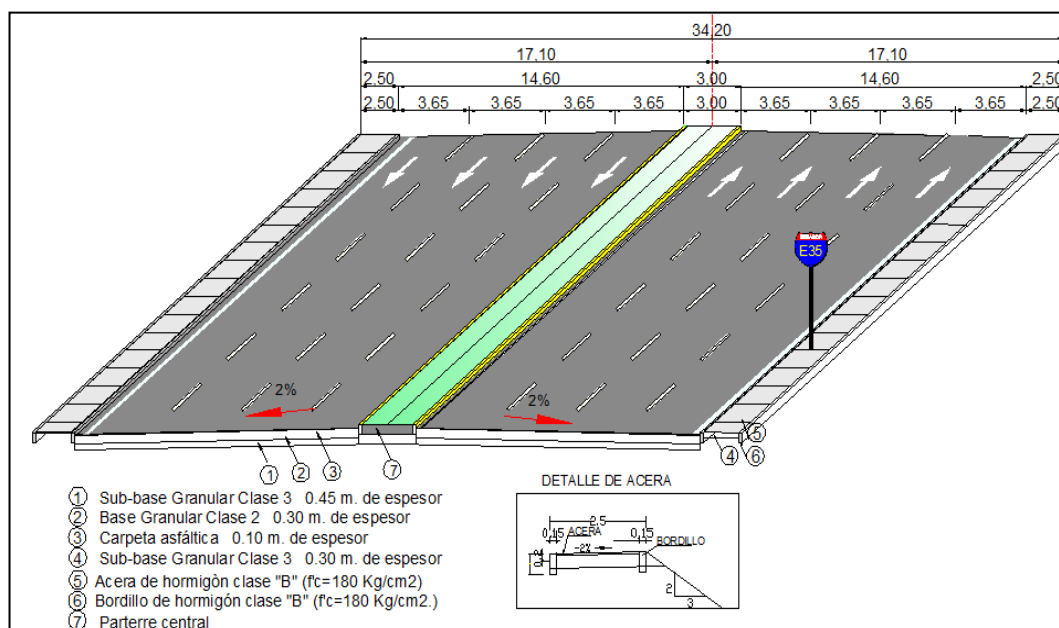


**Figura 5.8 Sección Típica Rural (Re)**

**Elaborado por:** Andrés Ramón

**Fuente:** Estudio de Ampliación Autovía "Otavalo-Ibarra", Secciones Típicas, Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones, MTOP

• <b>SECTOR URBANO</b>	<b>(Urbana eje)</b>
Ancho de la obra básica	34,20 m
Ancho de la calzada principal	14,60 m
Parterre central con bordillos	3,00 m
Aceras laterales	2,50 m



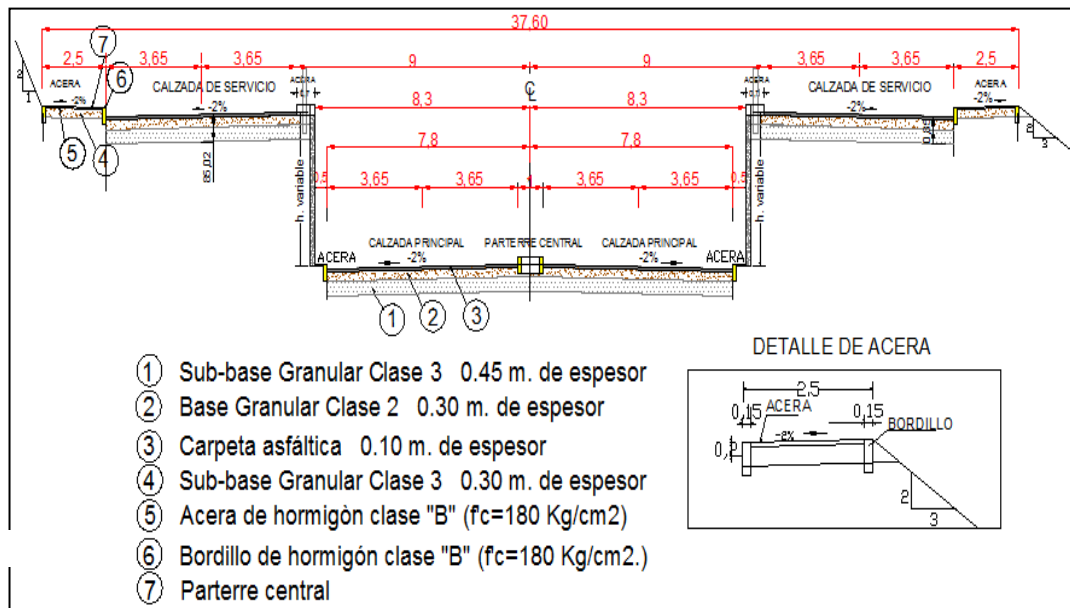
**Figura 5.9 Sección Típica Urbana (Ue)**

**Elaborado por:** Andrés Ramón

**Fuente:** Estudio de Ampliación Autovía "Otavalo-Ibarra", Secciones Típicas, Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones, MTOP

**PASO DEPRIMIDO DE ATUNTAQUI (Sector Urbano)**

Ancho de la obra básica	37,60 m
Ancho de la calzada principal	7,30 m
Parterre central con bordillos	1,00 m
Aceras Laterales (nivel inferior)	0,50 m
Aceras laterales (nivel superior)	0,70 m
Ancho de calzada de servicios	7,30 m
Aceras laterales	2,50 m



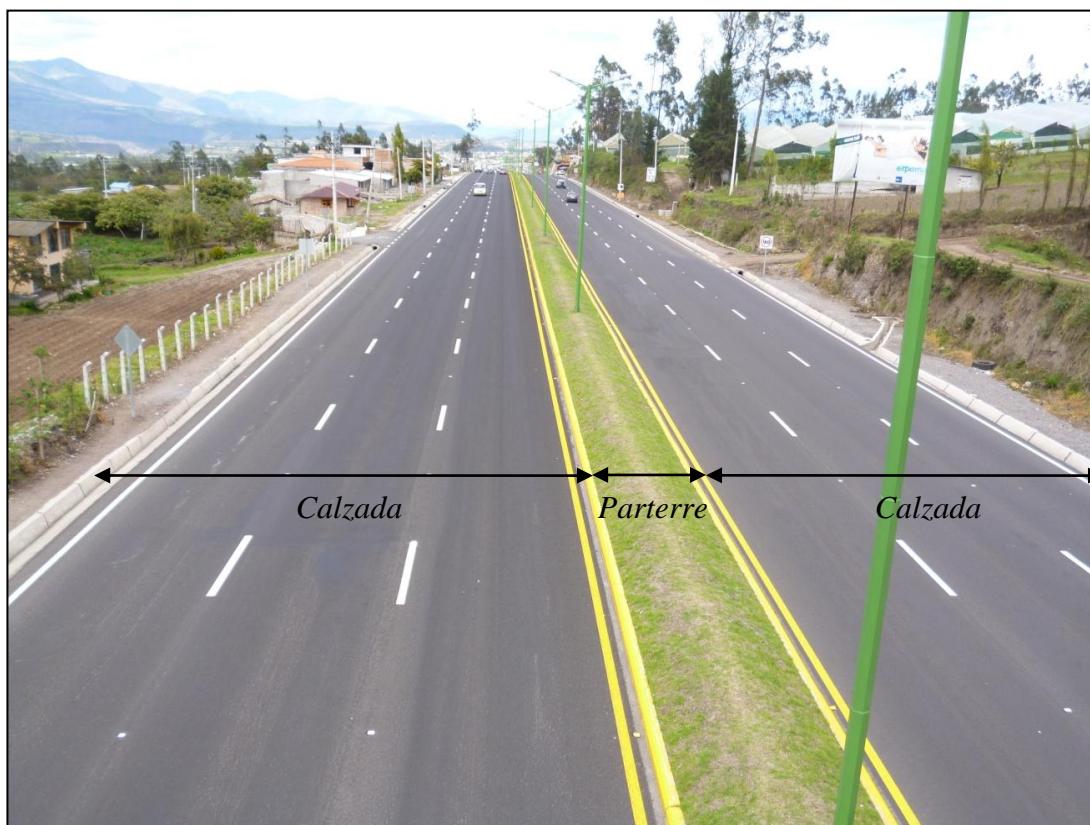
**Figura 5.10 Sección Típica Paso Deprimido de "Atuntaqui" (9+150 – 10+600)**

**Elaborado por:** Andrés Ramón

**Fuente:** Estudio de Ampliación Autovía "Otavalo-Ibarra", Secciones Típicas, Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones, MTOP

*Nota:* Todas las dimensiones han sido actualizadas y verificadas por mediciones realizadas en campo.

La sección transversal típica de la vía está constituido por los siguientes elementos:



**Fotografía 5.1 Sección Transversal Autovía "Otavalo-Ibarra"**

**a. Calzada:** el ancho del pavimento respeta el ancho mínimo y el número de carriles de acuerdo a las normativas, siendo para el sector rural de 3 carriles por calzada y 4 carriles para los sectores urbanos, es decir se aumenta un carril adicional. El ancho de carril es 3,65 (m) para todos los sectores. En los sectores urbanos se cuenta con vías de servicios como en el caso del paso deprimido de Atuntaqui (9+150 – 10+600) donde el ancho a cada lado es de 7,30 (m).

**b. Espaldones:** dentro de los estudios de diseño para la ampliación de la vía se consideran anchos de espaldones a cada lado de 2,30 (m), pero en la obra física no se registran espaldones internos ni externos mínimos recomendados por las normativas para clases de carreteras RI-RII, Clase, 1 y Clase 2, según como se proyectó el



diseño de la vía. En definitiva no se cumple con las normas de diseño vigentes. Esto afecta la seguridad y a la facilidad de operación de la vía puesto que éste espacio sirve como refugio para los vehículos que tengan que realizar alguna parada como objeto de una emergencia. Claro está que en los sectores urbanos se adiciono un carril de ancho completo para no obstaculizar el tráfico en los carriles aledaños debido al estacionamiento temporal de buses y vehículos particulares.

Al no contar con espaldones de ancho suficiente se producen reducciones importantes en la capacidad de la vía cuando ocurren incidentes comunes de tránsito, por lo que la proporción disponible de la capacidad en carreteras de tres carriles de circulación por sentido es en el carril:

**Tabla 5.10 Proporción disponible de la Capacidad de una Carretera tras un Incidente**

Número de Carriles de Circulación en cada sentido	Tipo de Incidente				
	Espaldón Fuera de Servicio	Accidente en el Espaldón	Carriles de Circulación Bloqueados		
			1	2	3
3	99%	83%	49%	17%	0

**Fuente:** Varios Autores, Ingeniería de Carreteras, Cap. 26 Ayudas a la Vialidad , Volumen I, McGraw-Hill, España, 2004



**Fotografía 5.2 Borde exterior de calzada Autovía "Otavalo - Ibarra"**

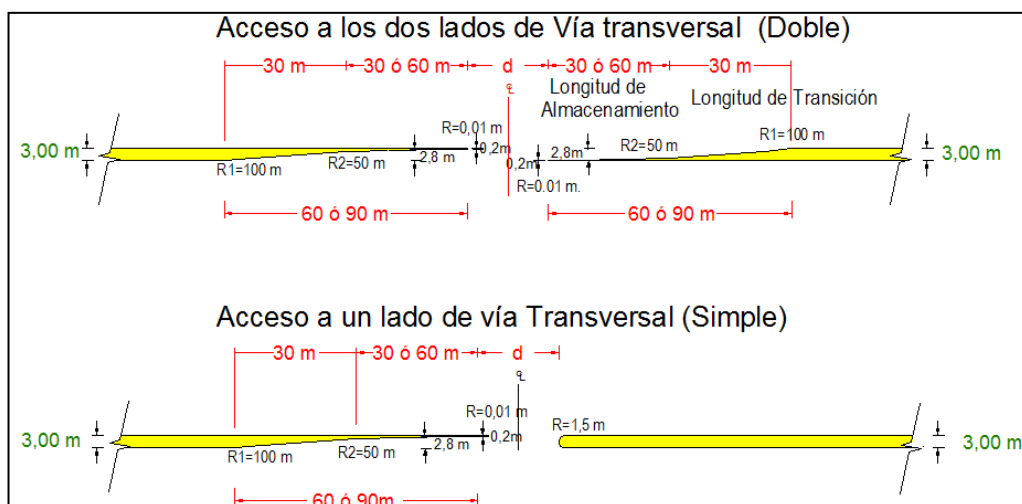
**c. Superficie de Rodadura:** superficie de alto grado estructural de concreto asfáltico en función a la clase de carretera. La estructura del pavimento es la indicada en las Figuras 5.8 y 5.9 para los sectores rural y urbano. La gradiente transversal o bombeo es del 2 % en toda la vía.

**d. Parterre:** la vía presenta un parterre o faja separadora central de tipo angosto el cual mide 3,00 (m) de ancho. Este tipo de parterres ofrece el espacio suficiente para acomodar un carril central de almacenamiento para el uso de los vehículos que giren a la izquierda y permitir el cruce de los vehículos que transitan por caminos transversales, de esta manera no se produce ninguna interferencia para el tránsito principal que sigue de frente con velocidades altas.

Características principales:

- En el diseño de los giros izquierdos se ha optado por la utilización de curvas circulares simples tangentes a los ejes de los caminos que interceptan, cuyo radio es de 12,00 adecuado para vehículos de 9,15 (m) de longitud o menor y ocasionalmente para 15,26 (m). El semicírculo como forma de remate del parterre en los giros izquierdos es conveniente para el ancho propuesto de 1,35 (m) y la longitud mínima "*d*" de la abertura es 20 (m). En la mayoría de las entradas y cruces la longitud de la abertura es de 20, 30 y 40 (m). Existen aberturas que sobrepasan estos valores como la salida-entrada de "San Antonio de Ibarra" donde "*d*" es igual a 60 (m) y la mayor abertura registrada se encuentra en el sector "La Florida" donde ésta llega a medir 85 (m).

- La transición tiene una longitud suficiente para permitir que los vehículos queden protegidos, las transiciones están constituidas por curvas inversas de 100 y 50 (m) de radio cumpliendo con lo establecido por las normas que señalan  $R_1=2*R_2$  y con una longitud de almacenamiento igual a 30 para zonas rurales y 60 (m) en intersecciones en zonas urbanas como la entrada a "Atuntaqui" y la de "San Antonio de Ibarra". Estas dimensiones han sido detalladas en la 5.11 tanto para accesos a un lado como a los dos lados de la vía transversal.



**Figura 5.11 Detalle de Parterres de Giro**

**Fuente:** Estudio de Ampliación Autovía "Otavalo-Ibarra", Secciones Típicas, Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones, MTOP

- El ancho del carril es de 2,8 (m) y una longitud de 7,50 (m) para cada vehículo que llega a esperar para girar a la izquierda, se supone que  $N$  es el número de vehículos en una hora y puede considerarse un máximo del doble, en un minuto será  $N/60$  y el máximo  $N/30$  resultando lo siguiente:

→ Vehículos giran a la izquierda por hora ( $N$ ) 120

→ Longitud de almacenamiento seguida en metros 30

→ Capacidad de almacenamiento (número de vehículos) 4

Por ende si revisamos lo recomendado por las normas, la longitud mínima de transición para una velocidad de proyecto de 70 (Km/h) debe ser igual a 65 (m) y de acuerdo al volumen horario de diseño (DHV) del giro izquierdo estimado de 120 vehículos por hora para el año horizonte, la longitud de almacenamiento debe ser 40 (m) como mínimo. Si comparamos con las dimensiones de la Figura 5.11 únicamente la longitud de la transición no se encuentra dentro de las dimensiones mínimas dispuestas por las normativas de diseño.

- La frecuencia de ubicación de los giros depende de las restricciones topográficas y los requerimientos locales. Como regla general, las N.I. de CORPECUADOR establecen un espaciamiento entre aberturas mayor a 2.000 (m), para carreteras rurales. En total existen 23 accesos para giros izquierdos a lo largo de la autovía tanto dobles como simples y ninguna de ellas cumple con el espaciamiento anterior.

Los giros a la izquierda presentes en la autovía han sido listados en el cuadro que se presenta a continuación:

Tabla 5.11 Giros a la Izquierda

No.	ABSCISA	Giro	d (m)	SECTOR	Longitud de almacenamiento (m)
	<b>CENTRAL</b>	<b>Sentido</b>			
1	0+570.00	Doble	20	Entrada a Peguche 1	30
2	1+380.00	Simple	30	Entrada a Peguche 2 (Quinchuqui)	30
3	2+136.00	Doble	30	Barrio Rumilarca	30
4	2+747.00	Simple	20	Entrada a Ilumán	30
5	3+955.00	Doble	20	Entrada a Ilumán	30
6	5+420.00	Simple	20	Entrada al Estadio	30
7	6+415.00	Doble	20	Cruce en San Roque	30
8	7+105.00	Doble	30	Entrada La Esperanza	30
9	7+430.00	Doble	30	Entrada a Pucará	30
10	7+760.00	Simple	40	Entrada a La Merced	
11	8+158.00	Simple	20	Entrada a la Merced	30
12	9+120.00	Simple	20	Entrada a Atuntaqui (Calle Agunaga)	60
13	11+182.00	Doble	30	Entrada a San Luis	30
14	12+698.00	Doble	20	Cruce en Natabuela	30
15	14+730.00	Simple	30	Ingreso a Chaltura	30
16	15+720.00	Simple	30	Ingreso a Imbaya	30
17	16+015.00	Simple	30	Salida de San Antonio (a Quito)	60
18	16+140.00	Doble	60	Salida de San Antonio Entrada a San Antonio (de Ibarra)	60
19	16+410.00	Simple	30	Antigua Panamericana	30
20	16+790.00	Simple	30	Ciudadela San Alfonso de Moras	30
21	17+285.00	Doble	30	Entrada a Chorlavi	30
22	18+450.00	Simple	30	Entrada a El Molino	30
23	18+850.00	Simple	85	Sector La Florida	30

**Fuente:** Estudio de Ampliación Autovía "Otavalo-Ibarra", Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones, MTOP, Giros a la Izquierda.

**e. Puntos de Acceso:** en la autovía se contabilizaron todos los puntos de acceso por kilómetro a los dos costados de la vía. Para poder tabular la siguiente tabla se dividió

el número total de puntos de accesos en cada sentido, para la longitud total del tramo en estudio, siendo este último igual a 18,90 (Km).

**Tabla 5.12 Densidad de Puntos de Acceso Autovía "Otavalo-Ibarra"**

Abscisa	Sentido		TOTAL
	Norte	Sur	
0+000 -1+000	1	2	3
2+000	1	1	2
3+000	2	2	4
4+000	2	5	7
5+000	0	2	2
6+000	2	0	2
7+000	4	4	8
8+000	4	4	8
9+000	1	2	3
10+000	3	2	5
11+000	2	1	3
12+000	3	2	5
13+000	5	6	11
14+000	0	2	2
15+000	2	1	3
16+000	2	1	3
17+000	2	5	7
18+000	2	2	4
18+900	2	3	5
<b>Suma</b>	40	47	87
<b>Accesos/Km</b>	3	3	5

Todas las intersecciones y entradas de autos consideradas tienen una influencia significativa en la fluidez del tráfico, aunque la autovía presenta un control parcial de los accesos existe un significativo número de ingresos a propiedades y a caminos secundarios, deteriorando la continuidad en el tráfico, lo que produce una pérdida del carácter principal de "autovía".

Se presenta a continuación de manera gráfica un resumen de las principales características de la vía:

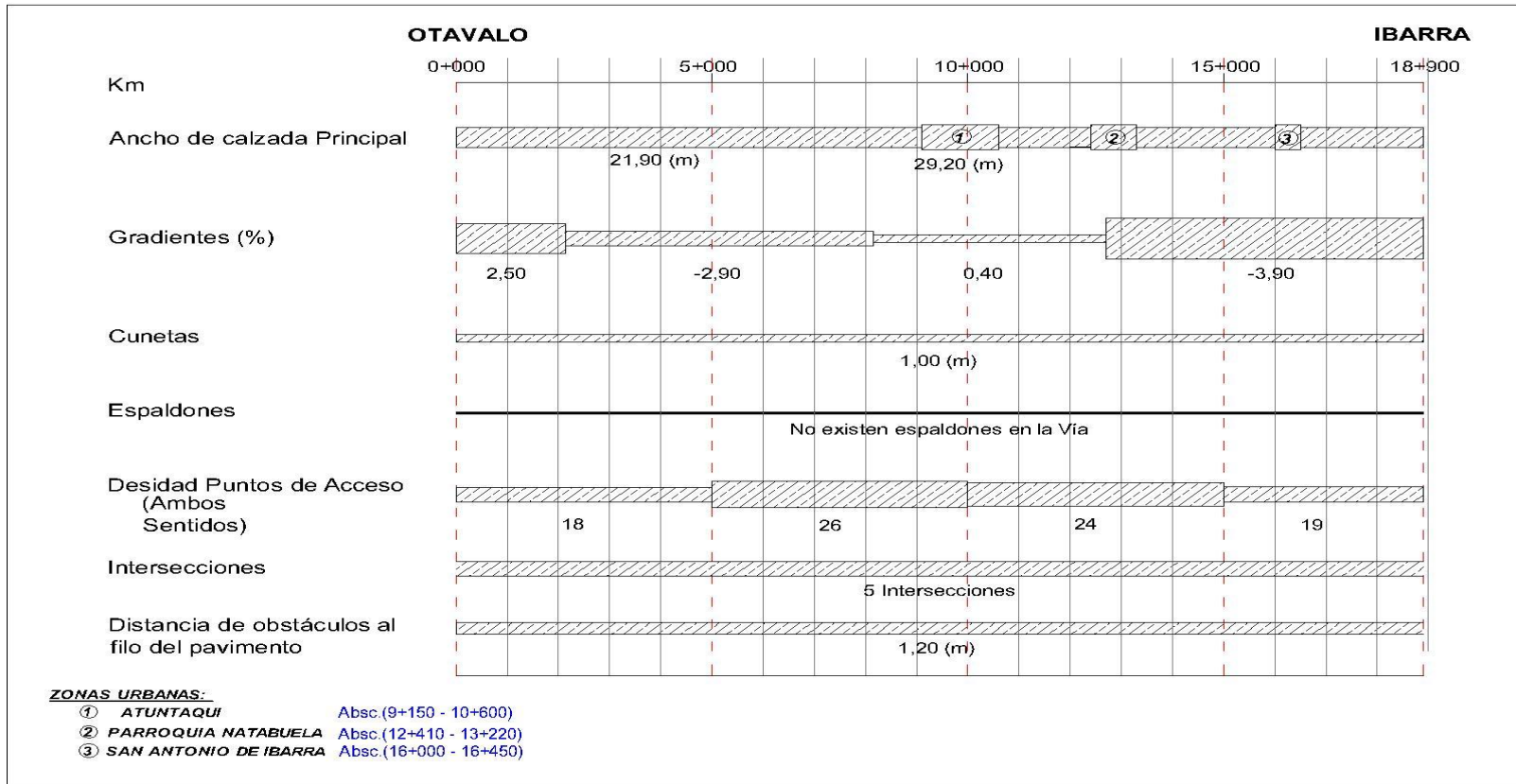


Figura 5.12 Diagrama en línea Autovía "Otavalo-Ibarra"

### **5.3 SEÑALIZACIÓN**

La seguridad vial es el principal objetivo a considerarse en un estudio de señalización. Esto se logra mediante una buena implementación de las señales de tránsito, para proporcionar a los usuarios información suficiente y oportuna con la finalidad de obtener el máximo rendimiento de una vialidad. Las señales de tránsito deben estar acordes a los requerimientos establecidos por las Normas y Reglamentos de tránsito vigentes en el Ecuador:

- “Reglamento técnico de Señalización Vial Parte 1”.- Descripción y Uso de Dispositivos elementales de Control de Transito RTE INEN 2004
- “Reglamento técnico de Señalización Vial Parte 2”.- Señalización Horizontal RTE INEN 2004
- El Manual de Señalización vial del MTOP

El sistema de señales empleado en todas las vías a nivel nacional es el denominado "Sistema de Señalización Vial Uniforme", establecido por las Naciones Unidas (NN.UU.). Este señala la descripción, significado y ubicación de los dispositivos de seguridad y control del tránsito, los mismos que han sido incluidos en la Ley Nacional de Tránsito y su reglamentación. De aquí su cumplimiento rige para todo organismo nacional, provincial o municipal responsable de la estructuración vial.

#### **5.3.1 Dispositivos de Control del Tránsito**

Los dispositivos de control del tránsito son todas las señales, marcas, semáforos y cualquier otro dispositivo, colocados en una calle o carretera por una autoridad



pública, con el afán de prevenir, regular e informar a los usuarios de las mismas. Estas señales deben guardar una característica fundamental, y es que deben ser de fácil interpretación, es decir que tengan la facultad de transmitir un mensaje claro y oportuno a todos los conductores y peatones que circulen por determinada facilidad.

En la autovía "Otavalo-Ibarra" encontramos tres tipos de señales según su clasificación:

- Señales Verticales
- Señales Horizontales
- Semáforos

#### **5.3.1.1 Señalización Horizontal:**

También conocidas como de demarcación en el pavimento, se emplean para regular la circulación, advertir o guiar a los usuarios de la vía. Están representada por líneas, símbolos y leyendas pintadas sobre el pavimento, bordillos y estructuras de las vías de circulación o adyacentes a ellas, así como dispositivos que se colocan en la superficie de rodadura para canalizar el tránsito o anunciar la presencia de inconvenientes más adelante. En la autovía estas señales guardan las siguientes características.

**Cuadro 5.5 Señalización Horizontal  
Autovía "Otavalo-Ibarra"**

<p align="center"><b><i>Marcas longitudinales centrales</i></b></p>	<p>Línea central para determinar los carriles, es de tipo segmentado de color blanco con un ancho igual a 0,12 (m). La distancia no pintada entre segmentos de línea es de 7,5 (m), mientras que la longitud de la línea pintada será de 4,5 (m). Se tiene líneas longitudinales continuas en curvas y en zonas donde no se pueda rebasar.</p> <p>Línea separadora de sentidos de circulación, continua doble de color amarillo.</p>	
<p align="center"><b><i>Marcas longitudinales de espaldón</i></b></p>	<p>Delimita la calzada con el espaldón, pero en este caso está ubicada a 30 (cm) del borde exterior y tiene un ancho de 0,10 (m).</p>	
<p align="center"><b><i>Delineadores o Tachas Reflectivas</i></b></p>	<p>Estas favorecen a la conducción especialmente en la noche y cuando existe neblina, están hechas de policarbonato. Están colocadas en la mitad de los segmentos sin pintar de las marcas longitudinales centrales.</p>	
<p align="center"><b><i>Marcas Transversales</i></b></p>	<p>Indican el lugar antes del cual los vehículos deben detenerse para señalar sendas destinadas al cruce de peatones o bicicletas. Línea Cebra y línea de alto en intersecciones.</p>	
<p align="center"><b><i>Símbolos y Leyendas</i></b></p>	<p>Sirven de guía y para advertir a los conductores sobre regulaciones de circulación.</p>	

### 5.3.1.2 Señalización Vertical:

Van en función de las características topográficas de la vía. Se clasifican en tres tipos:

- **Señales Regulatorias:** dan a conocer a los usuarios de la vía, las prohibiciones, limitaciones que se tienen o acciones restringidas, la falta de cumplimiento de sus instrucciones constituye una infracción de tránsito.

*Simbología:* se identifican con la letra R.

*Forma y dimensiones:* son circulares con un diámetro aproximado de 0,60 (m) para la zona urbana y 0,75 (m) para la zona rural, tienen fondo blanco, figuras negras y orla con borde rojo.






*Ubicación:*

Lateralmente→ en zonas urbanas estas deben colocarse a una distancia mínima de 0,30 (m) libres entre el borde externo de la señal y el borde externo de la acera y a una altura mínima de 2,20 (m) entre la superficie del pavimento y el borde inferior de la señal. Para zonas rurales la altura mínima a considerarse debe ser de 2,0 (m) y el espacio lateral libre mínimo será de 0,50 (m).

Longitudinalmente→ se debe colocar a una distancia no menor a 15 (m) de la línea de parada, existen señales que deben estar ubicadas en el punto exacto donde el vehículo debe detenerse para cumplir con la reglamentación estipulada en la señal.

Entre las principales señales reglamentarias ubicadas en la vía tenemos:

PARE (R-1), CEDA EL PASO (R-2), VELOCIDAD MAXIMA PERMITIDA (R-30), PROHIBIDO REBASAR (R-26), PROHIBIDO ESTACIONAR, ESTACIONAMIENTO, ALTURA LIMITADA, ANCHO LIMITADO, NO VIRAR EN U, PROHIBIDO GIRAR A LA IZQUIERDA, PROHIBIDO GIRAR A LA DERECHA, ZONA DE REBASAMIENTO, CIRCULACIÓN DERECHA, PROHIBIDO EL PASO DE VEHICULOS DE CARGA, PROHIBIDO EL PASO DE BICICLETAS, PROHIBIDO EL PASO DE PEATONES.

 PARE (R-1)	 VELOCIDAD MÁXIMA PERMITIDA (R-30)	 ALTURA MÁXIMA PERMITIDA (R-15)	 CIRCULACIÓN PROHIBIDO PEATONES (R-29)	 CIRCULACIÓN PROHIBIDO BICICLETAS (R-12)
---	--	---	--	--

**Figura 5.13 Señales Regulatorias Autovía "Otavalo-Ibarra"**

- **Señales de Prevención:** dan a conocer a los usuarios de la vía la presencia de condiciones inesperadas o peligrosas y su naturaleza en la vía o sectores adyacentes a la misma.

*Simbología:* se identifican con la letra P.

*Forma y dimensiones:* son de forma cuadrada de 0,75 (m) de lado, fondo amarillo, sus figuras y bordes son de color negro.

*Ubicación:*


Lateralmente→ en zonas urbanas estas deben colocarse a una distancia mínima de 0,30 (m) libres entre el borde externo de la señal y el borde

externo de la acera y a una altura mínima de 2,20 (m) entre la superficie del pavimento y el borde inferior de la señal. Para zonas rurales la altura mínima a considerarse debe ser de 2,0 (m) y el espacio lateral libre mínimo será de 0,50 (m).

Longitudinalmente→ su ubicación depende de la velocidad de diseño de la vía y de la distancia de visibilidad, en este caso la velocidad de diseño fue definida en 70 (Km/h), por lo tanto de acuerdo a las Normas de Diseño Geométrico MOP (2003) estas señales en el sector rural deberán colocarse a una distancia mínima de 90 (m) para zonas rurales antes del riesgo que se trate de prevenir y en para zonas urbanas la distancia mínima debe ser entre 60 (m) a 80 (m).

Las principales señales preventivas localizadas en la vía son:

CURVA PRONUNCIADA, CURVA PELIGROSA, CURVA PRONUNCIADA EN S, CURVA Y CONTRACURVA, INTERSECCIÓN DE VIAS, VIA LATERAL, INCORPORACIÓN DE TRANSITO.

				
INTERSECCIÓN (P-06)	VÍA LATERAL DERECHA (P-07a)	VÍA LATERAL IZQUIERDA (P-07b)	BIFURCACIÓN DERECHA (P-10b)	ALTURA LIMITADA (P-36)
				
CURVA	CURVA	ENSANCHA-	ESTRECHA-	CAMINO CONTINUA

IZQUIERDA (P-02a)	DERECHA. (P-02b)	MIENTO DE CALZADA (P-21c)	MIENTO DE CALZADA (P-21a)	SINUOSO (P-03c)
 CURVA EN U (P-03c)	 CURVA PRONUN- CIADA (P-01a)			

**Figura 5.14 Señales Preventivas Autovía "Otavalo-Ibarra"**

- **Señales delineadoras:** las cuales permiten a los conductores conocer la proximidad a un lugar con cambio brusco (ancho, altura y dirección) de la vía, o indicar la presencia de obstrucciones en la misma.

*Simbología:* se identifican con la letra D.

*Ubicación:* serie de alineamientos horizontales.

Lateralmente→ los delineadores deberán ser colocados a los dos lados de la vía.

En el caso de los delineadores de curva, si la vía es bidireccional deberá ser colocada en dos caras, a una distancia entre 0,60 m y 1,50 m a partir del borde exterior del pavimento y a la misma distancia de la línea del espaldón. A una altura de 1,50 (m).

Longitudinalmente→ en curvas y tangentes de entrada y salida de éstas, el espaciamiento de los delineadores de curva horizontal deberá ser tal que sean visibles para el conductor y deberán colocarse tres a la vez como mínimo. Su separación depende del radio de curvatura en los delineadores de curva horizontal.



**Figura 5.15 Señales de Alineamiento Horizontal Autovía "Otavalo-Ibarra"**

- **Señales Informativas:** dan a conocer a los usuarios de la vía sobre rutas, identificación de la vía, distancias a las que se encuentran los diversos destinos, kilometraje o abscisado de la vía, direcciones, calles, indicar accesos a servicios, áreas recreativas, lugares de descanso, auxilio, alimentación, etc.

*Simbología:* se identifican con la letra I.



*Forma y dimensiones:* la mayoría son rectangulares, los colores usados de fondo en las señales son:

S. de destino → color verde y sus letras son de color blanco.

S. de información general → color azul y margen blanco.

*Ubicación:*

Longitudinalmente → las señales de destino deben ubicarse a 500 (m) antes de una intersección y para confirmar la población de destino se debe ubicar otra señal adicional en un rango entre 70 (m) y 150 (m) de distancia de la intersección o cruce. Mientras que las señales de información general se ubicaran en el lugar donde existe el servicio y a un kilómetro del mismo.

 <b>E35</b> RUTA NACIONAL (E-35)	<div style="background-color: #4CAF50; color: white; padding: 5px; border-radius: 10px; display: inline-block;"> <b>OTAVALO</b> </div> LUGAR (I-02)	<div style="background-color: #4CAF50; color: white; padding: 5px; border-radius: 10px; display: inline-block; margin-bottom: 5px;"> <b>ATUNTAQUI 10</b> </div> <div style="background-color: #4CAF50; color: white; padding: 5px; border-radius: 10px; display: inline-block; margin-bottom: 5px;"> <b>SAN ANTONIO 16</b> </div> <div style="background-color: #4CAF50; color: white; padding: 5px; border-radius: 10px; display: inline-block;"> <b>IBARRA 19</b> </div> ENTRONQUE (I-03)	 PARADA DE BUS (I-24)
---	---	---	---

**Figura 5.16 Señales Informativas Autovía "Otavalo-Ibarra"**

**Tabla 5.13 Ubicación e Identificación de la Señalización Vertical  
Autovía "Otavalo-Ibarra"**

ABSCISA	LADO DE LA VIA			CANT.	DIMENSIONES	COMENTARIOS
	IZQ.	PARTERRE	DER.		(m)	
0+000	I-02			1	1.2 X 0.6	Señal de Lugar
0+100			E-35	1	1.17 x1.17	Señal de ruta Nacional
0+150			I-03	1	2.4 x 1.8	Señal de Entronque
0+200	E-35			1	1.17 x1.17	Señal de ruta Nacional
0+270			I-04	1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
0+450			P-06	1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
0+500	I-05			1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
0+550			I-06	1	1.20x0.60	Señal de entronque
0+555	R-01			1	L=0.75	Señal de Pare
0+580			R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
0+600	I-07			1	1.20x0.60	Señal de entronque
0+700	P-06			1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
0+800			R-19	1	D=1.17	Velocidad Máxima
0+870	I-04			1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
1+090			I-08	1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
1+200	R-19			1	D=1.17	Velocidad Máxima
1+240			P-07a	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
1+350			I-09	1	1.20x0.60	Señal de entronque
1+390			R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
1+410	I-10			1	1.20x0.60	Señal de entronque
1+520	P-07b			1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral izquierda.
1+680	I-08			1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
2+030			P-06	1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
2+120			I-11	1	1,20 x 0.60	Señal de entronque
2+140	R-01			1	L=0.75	Señal de Pare
2+140			R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
2+150	I-12			1	1,20 x 0.60	Señal de entronque
2+270	P-06			1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
2+600			I-13	1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
2+620			P-07a	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
2+680	I-14			1	1,20 x 0.60	Señal de entronque

CONTINUA



2+750	P-07a		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
2+750		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
2+860	P-07b		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral izquierda.
3+030		P-07a	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
3+100		P-10b	1	1.17 x 1.17	Señal de bifurcación derecha
3+150		I-15	1	1,80 X 1,20	Señal de entronque
3+200	P36		1	L=1.17	Señal de altura máxima
3+400		R15	1	D=1.17	Señal de altura máxima
3+400		P-2a	1	1.17 x 1.17	Señal de curva izquierda
3+580	P36		1	L=1.17	Señal de altura máxima
3+620		P-07a	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
3+700	I-17		1	1,80 X 1,20	Señal de entronque
3+750	P-10b		1	1.17 x 1.17	Señal de bifurcación derecha
3+830	P-02b		1	1.17 x 1.17	Señal de curva derecha
3+830		P-06	1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
3+930		I-18	1	1.20x0.60	Señal de entronque
3+950	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
3+970	I-19		1	1.20x0.60	Señal de entronque
3+970		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
4+080	P-06		1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
4+100	I-13		1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
4+170		P-07a	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
4+260		R-19	1	D=1.17	Velocidad Máxima
4+300	R-19		1	D=1.17	Velocidad Máxima
4+600		I-20	1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
4+800		I-21	1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
4+850		P-21c	1	1.17 x 1.17	Señal de ensanchamiento
5+150		P-2b	1	1.17 x 1.17	Señal de curva derecha
5+290		P-07b	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral izquierda.
5+300		I-22	1	1.20x0.60	Señal de lugar
5+370	P-21c		1	1.17 x 1.17	Señal de ensanchamiento
5+400	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
5+480	P-02a		1	1.17 x 1.17	Señal de curva izquierda
5+520	P-07a		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
5+600	I-20		1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
5+950	I-22		1	1.20x0.60	Señal de lugar
6+200		I-23	1	1.20x0.60	Señal de lugar
6+290		P-06	1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
6+380	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare

CONTINUA

<b>6+420</b>		P-2b	1	1.17 x 1.17	Señal de curva derecha
<b>6+420</b>		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
	I-24		1	0.75x0.60	Señal de parada de bus
<b>6+470</b>		I-24	1	0.75x0.60	Señal de parada de bus
<b>6+450</b>	I-21		1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
<b>6+540</b>	P-06		1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
<b>6+980</b>		P-06	1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
<b>7+030</b>	P-02a		1	1.17 x 1.17	Señal de curva izquierda
<b>7+110</b>	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
<b>7+120</b>		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
<b>7+200</b>	P-06		1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
<b>7+310</b>		P-06	1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
<b>7+410</b>		I-24	1	1.20x0.60	Señal de entronque
<b>7+430</b>	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
<b>7+430</b>		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
<b>7+500</b>		R-19	1	D=1.17	Velocidad Máxima
<b>7+550</b>	P-06		1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
<b>7+600</b>	R-19		1	D=1.17	Velocidad Máxima
<b>7+640</b>		P-07b	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral izquierda.
<b>7+740</b>	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
<b>7+880</b>	P-07a		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
<b>8+040</b>		P-07b	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral izquierda.
<b>8+100</b>		I-25	1	1.20x0.60	Señal de entronque
<b>8+150</b>	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
<b>8+190</b>	I-26		1	1,20 x 0.60	Señal de entronque
<b>8+280</b>	P-07a		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
<b>8+550</b>		I-27	1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
<b>9+000</b>		P-21c	1	1.17 x 1.17	Señal de ensanchamiento
<b>9+120</b>	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
<b>9+050</b>		I-28	1	1.20x0.60	Señal de lugar
<b>9+250</b>	P-21a		1	1.17 x 1.17	Señal de estrechamiento
<b>9+360</b>		P-02b	1	1.17 x 1.17	Señal de curva derecha
<b>9+780</b>		P-36	1	D=1.17	Señal de altura máxima
<b>9+790</b>	P-02a		1	1.17 x 1.17	Señal de curva izquierda
<b>9+850</b>		R-29	1	D=1.17	Señal de prohibido peatones
<b>9+850</b>		R-12	1	D=1.17	Señal de prohibido bicicletas
<b>9+880</b>		R15	1	D=1.17	Señal de altura máxima
<b>10+200</b>		R-29	1	D=1.17	Señal de prohibido peatones
<b>10+205</b>		R-12	1	D=1.17	Señal de prohibido bicicletas

CONTINUA

10+250		P-02b	1	1.17 x 1.17	Señal de curva derecha
10+400	R-15		1	D=1.17	Señal de altura máxima
10+500		P-36	1	D=1.17	Señal de altura máxima
10+500		P-21a	1	1.17 x 1.17	Señal de estrechamiento de la vía
10+520	P-07a		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
10+700	I-28		1	1.20x0.60	Señal de lugar
10+750		P-21c	1	1.17 x 1.17	Señal de ensanchamiento de la vía
10+800		P-07a	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
10+950	P-07a		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
11+030	P-02a		1	1.17 x 1.17	Señal de curva izquierda
11+060		P-06	1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
11+150	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
11+190		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
11+200	I-27		1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
11+250		R-19	1	D=1.17	Velocidad Máxima
11+300	P-06		1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
11+380	R-19		1	D=1.17	Velocidad Máxima
11+600	P-07a		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
11+950		P-07a	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
12+190	P-07a		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
12+260		P-21c	1	1.17 x 1.17	Señal de ensanchamiento
12+300		I-29	1	1.20x0.60	Señal de lugar
12+500	P-21a		1	1.17 x 1.17	Señal de estrechamiento
12+580		P-06	1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
12+690	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
12+690		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
12+820	P-06		1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
13+120		P-21a	1	1.17 x 1.17	Señal de estrechamiento de la vía
13+300	I-29		1	1.20x0.60	Señal de lugar
13+370	P-21c		1	1.17 x 1.17	Señal de ensanchamiento de la vía
14+300		R-19a	1	D=1.17	Velocidad Máxima
14+400	R-19a		1	D=1.17	Velocidad Máxima
14+430		I-30	1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
14+610		P-03c	1	1.17 x 1.17	Señal de camino sinuoso
14+730	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
14+750	I-31		1	1.20x0.60	Señal de entronque

CONTINUA

14+880	P-07a		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
14+920		I-33	1	1.20x0.60	Señal de entronque
15+030	I-30		1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
15+080		P-03c	1	1.17 x 1.17	Señal de curva en U
15+400		P-01a	1	1.17 x 1.17	Señal de curva pronunciada
15+420		I-35	1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
15+450	P-03c		1	1.17 x 1.17	Señal de curva en U
15+520	I-36		1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
15+650		P-01a	1	1.17 x 1.17	Señal de curva pronunciada
15+650		I-37	1	1,20 x 0.60	Señal de entronque
15+730	I-38		1	1,20 x 0.60	Señal de entronque
15+850		P-21c	1	1.17 x 1.17	Señal de ensanchamiento de la vía
15+930		P-07a	1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
16+020	I-35		1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
16+040	P-01b		1	1.17 x 1.17	Señal de curva pronunciada
16+045	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
16+100	P-21a		1	1.17 x 1.17	Señal de estrechamiento de la vía
16+110	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
16+150		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
16+200		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
16+250	R-19a		1	D=1.17	Velocidad Máxima
16+350		P-21a	1	1.17 x 1.17	Señal de estrechamiento
16+370	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
16+430		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
16+530		P-2b	1	1.17 x 1.17	Señal de curva derecha
16+600		P-21c	1	1.17 x 1.17	Señal de ensanchamiento
16+790		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
16+800	I-36		1	1.8 x 1.2	Señal de Lugar
16+930	P-02a		1	1.17 x 1.17	Señal de curva izquierda
17+170		P-06	1	1.17 x 1.17	Señal de intersección
17+260		I-39	1	1,80 x1.20	Señal de entronque
17+265	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
17+300	I-40		1	1,80 x1.20	Señal de entronque
18+240		P-02b	1	1.17 x 1.17	Señal de curva derecha
18+580	P-07a		1	1.17 x 1.17	Señal de vía lateral derecha
18+840	R-01		1	L=0.75	Señal de Pare
18+860		R-01	1	L=0.75	Señal de Pare
18+890		I-44	1	1.20x0.60	Señal de Lugar
18+890	E-35		1	1.17 x 1.17	Señal de ruta Nacional

**Fuente:** Estudio de Ampliación Autovía "Otavalo-Ibarra", Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones, MTOP, Señalización.

### 5.3.1.3 Semáforos:

Dispositivos eléctricos que tienen la función de ordenar y regular el tránsito de vehículos y peatones en calles y carreteras. Es preciso establecer criterios generales para la instalación de un semáforo en una intersección, así como la determinación de los movimientos que se pueden dar simultáneamente, para esto tenemos:

*Volúmenes vehiculares mínimos:* es indicado instalar semáforos para mejorar el nivel de seguridad en una intersección. Cuando la razón principal para la instalación de semáforos son los volúmenes de tránsito, se debe satisfacer con los siguientes volúmenes vehiculares mínimos durante 8 horas para controladores de tiempo fijo de un día laborable:

**Tabla 5.14 Volúmenes Vehiculares Mínimos**

Número de carriles en cada acceso a la intersección		Vehículos por Hora en la Vía Mayor Volumen (Total en ambas direcciones)		Vehículos por Hora Acceso de Mayor Volumen de la vía menor (Una sola dirección)	
<i>Vía Principal</i>	<i>Vía Secundaria</i>	<i>Velocidad específica &lt;70 (Km/h)</i>	<i>Velocidad específica ≥70 (Km/h)</i>	<i>Velocidad específica &lt;70 (Km/h)</i>	<i>Velocidad específica ≥70 (Km/h)</i>
<b>1</b>	1	500	350	150	105
<b>2 ó más</b>	1	600	420	150	105
<b>2 ó más</b>	2 ó más	600	420	200	140
<b>1</b>	2 ó más	500	350	200	140

**Fuente:** Federal Highway Administration (2000): Manual of Uniform Traffic Control Devices.

En general todas las intersecciones en la autovía satisfacen los requerimientos mínimos para la instalación de semáforos de acuerdo a la Tabla 5.14 para vías principales y secundarias de 2 ó más carriles, con velocidades específicas superiores a 70 (Km/h).

*Duración de las Fases:*

- El número de fases debe ser el menor posible, para reducir los tiempos perdidos en cada ciclo.
- El número de movimientos simultáneos debe ser el máximo posible, sin causar conflictos entre sí.
- El recorrido dentro de la intersección debe ser el más corto posible para reducir los tiempos de despeje.

*Forma y dimensiones:* la cara de los semáforos vehiculares está compuesta por tres lentes circulares. Los colores de las luces tipo L.E.D. son: rojo, amarillo y verde respectivamente. El diámetro nominal de las tres lentes es 20 (cm) y el diámetro de la parte visible 19,7 (cm). La pantalla de contraste es rectangular con bordes redondeado y de fondo negro. Las viseras son cerradas de color amarillo de tipo corto con una longitud aproximada de 20 (cm).

*Mecanismo de Operación:* semáforos para el control de tránsito de vehículos, no accionados por el tránsito. Con tiempos fijos o preprogramados en la duración del ciclo y su reparto entre las fases para cada uno de los semáforos que regulan una intersección.

Secuencia de encendido inicial de las luces→ Amarillo intermitente-todo rojo- secuencia programada.

Secuencia operación de las luces→ Verde-amarillo-rojo-verde

*Ubicación:*

Transversalmente→ para semáforos con soporte tipo poste se ubicarán a una distancia entre 0,60 y 1,00 (m) del filo de la acera a una altura mínima de 2,30 (m). Para semáforos con soporte tipo ménsula larga de igual forma que la anterior, a una altura mínima de 5,30 (m).

La cara del semáforo debe colocarse en posición vertical y a 90 grados con respecto al eje de acceso. En los tipo báculo o ménsula conviene dar una inclinación de 5 grados hacia abajo.

Longitudinalmente→ se ubicarán de tal forma que sean visibles a los conductores que se aproximan a la intersección. Para los semáforos tipo poste se colocaran como mínimo dos en el lado más lejano de la intersección. Y para el caso de semáforos con soportes de tipo ménsula se colocarán mínimo dos por acceso, uno en el lado más lejano de la intersección y otro en la prolongación de las líneas de cruce para peatones.



**Fotografía 5.3 Disposición de los Semáforos - Intersección Autovía "Otavalo-Ibarra"**



**TIPO BÁCULO O MÉNSULA DE TRES SECCIONES ACCESO PRINCIPAL**

**TIPO POSTE ACCESO SECUNDARIO**

**Figura 5.17 Postes de Semáforo Autovía "Otavalo-Ibarra"**

### 5.3.2 Requisitos

El rol de la señalización vial es minimizar los efectos negativos que pudieran presentarse debido al trazado geométrico propiamente dicho, y así reducir el porcentaje de accidentes que se pudieran suscitar debido a la carretera. Una buena



aplicación de las normas pertinentes para la prevención, regulación del tránsito y sobretodo de información, hacen posible prevenir riesgos y posibles accidentes, proporcionando a los usuarios a su vez condiciones de seguridad, confort y fluidez adecuadas.

La función de los dispositivos de control vehicular, es indicar la información necesaria a los usuarios que transitan por la carretera, sobre las precauciones, las limitaciones y características del tramo que deben ser consideradas para mantener una adecuada circulación. Así se cumple con la Regla de Oro del Tránsito que dice: "que no deben existir cambios bruscos".

Las condiciones mínimas que todo dispositivo para el control del tránsito debe cumplir son:

- ✓ Satisfacer una necesidad.
- ✓ Llamar la atención.
- ✓ Transmitir un mensaje simple y claro.
- ✓ Imponer respeto a los usuarios.
- ✓ Estar en el lugar apropiado con el fin de dar tiempo a reaccionar.

De acuerdo a lo establecido en la Norma INEN 004-1:2011, Disposiciones Generales, los dispositivos de control de tránsito no deben presentar por si mismo peligro alguno para los usuarios de las vías ni contribuir a la ocurrencia o gravedad de cualquier tipo de accidente.

De este modo es necesario verificar el cumplimiento de la normativa de señalización. Por ende se señalan las principales características de funcionalidad de las señales de tránsito en la autovía "Otavalo-Ibarra":

- *Diseño:* en conjunto las señales de tránsito deben contemplar características tales como forma, tamaño, color, contraste, composición, iluminación o efecto reflejante, deberán llamar la atención del usuario y transmitir un mensaje simple y claro.

**Cuadro 5.6 Funcionalidad de las Señales de Tránsito  
Autovía "Otavalo-Ibarra"**

<b>Función</b>	<b>Estado Actual de la Señalización</b>	<b>S. H.</b>	<b>S. V.</b>	<b>Sem</b>
<b><i>Visibilidad</i></b>	<p>Son visibles en cualquier periodo del día o bajo toda condición climática. Son fácilmente identificables los detalles de colores y formas. La altura y la distancia entre el conductor y la señal es adecuada para poder asimilar y reaccionar a tiempo. La orientación y posición es adecuada, no existe obstrucciones ni deterioro que afecten la visibilidad de las señales.</p> <p>En lo referente a los dispositivos de control electrónicos, estos conservan una altura y posición adecuada, y los tiempos de cambio de fases entre semáforos se encuentran correctamente regularizados.</p>	✓	✓	✓
<b><i>Llamatividad</i></b>	<p>Se asegura la retro reflexión, especialmente para resaltar en horas de la noche al ser iluminadas por las luces de los vehículos. Las señales, pinturas de tráfico y los materiales retro reflectivos añadidos a los demarcadores se encuentran dentro de los niveles mínimos de retro reflexión aceptados por las Normas Técnicas Vigentes (INEN-ASTM).</p>	✓	✓	✓

CONTINUA

<b>Legibilidad</b>	El tiempo es suficiente para poder leer e interpretar con precisión y claridad las señales en un 100%. La distancia máxima a la que se puede leer un mensaje es igual a 600 veces la altura de la letra o símbolo. El plano de las señales no es perpendicular al eje de la calzada, así se evita que refleje rayos solares y no sea visible.	✓	✓	✓
<b>Comprensible</b>	En términos de velocidad y efectividad de respuesta las señales son 100% comprensibles para los conductores.	✓	✓	✓
<b>Iluminación</b>	<p>Los niveles de iluminación en la vía principal, en el intercambiador que conduce al cantón "Cotacachi" y en el paso deprimido de "Atuntaqui" son óptimos y cubren todo el ancho de la calzada. Su disposición es doble axial en toda la vía tanto para sub-tramos rurales como en inmediaciones de tipo urbano. Los postes son metálicos con una altura de 12 (m), sostienen dos lámparas fluorescentes a cada lado, estos se encuentran separados cada 40 (m) en el parterre central. Adicionalmente todo el cableado por iluminación es subterráneo.</p> <p>La potencia de las lámparas es el necesario para el tipo de vía, la uniformidad y la interdistancia entre luminarias satisfacen adecuadamente los requerimientos de alumbrado vial. Adicionalmente el grado de luminancia o cantidad de luz reflejada por la superficie del pavimento cae dentro de la clasificación de una calzada ligeramente difusa.</p> <p>La iluminación de todas las señales horizontales y verticales es adecuada. Las luces de los semáforos se las puede distinguir claramente a lo lejos.</p>	✓	✓	✓

S.H.→ *Señales Horizontales*S.V.→ *Señales Verticales*Sem.→ *Semáforo*✓ → *Cumple*X → *No Cumple*



**Figura 5.18 Iluminación y Llamatividad Autovía "Otavalo Ibarra"**

La iluminación debe ser proporcionada de forma adecuada en cualquier vialidad ya que su correcta disposición puede incrementar en mucho la capacidad, la velocidad de circulación y minimizar el riesgo de accidentes. Al contar con una disposición doble axial es frecuente encontrar ciertas preferencias de los conductores a circular por los carriles más iluminados que en este caso vendrían a ser los más cercanos al centro de la vía.

- *Ubicación:* los dispositivos de control deben estar ubicados dentro del cono visual del conductor, según la velocidad de los vehículos y dar el tiempo adecuado para una respuesta apropiada. En un autovía la separación lateral debe ser mínimo 3,00 (m) del borde de calzada o barrera (guardavía) y la altura mínima 2,00 (m).



**Fotografía 5.4 Ubicación de la Señalización Vertical aproximación Peaje de "San Roque"**

En la anterior fotografía se puede apreciar la conveniencia de emplear una serie de señales sucesivas para limitar la velocidad en el tramo, de manera que la primera señal de el tiempo suficiente al conductor para reducir cómodamente la velocidad. Esto debería aplicarse a todos los sectores urbanos donde la velocidad máxima permitida debe reducirse a más de 30 (Km/h) con respecto al tramo anterior, ocasionando que no se cuente con el tiempo suficiente para reaccionar desde que se ve la señal hasta que se llega a ella, por ejemplo para el caso de la velocidad límite en vehículos livianos la diferencia es superior a 30 (Km/h) al entrar a una zona poblada

produciendo que los conductores tengan que disminuir violentamente su velocidad, cuando este cambio debería ser paulatino.

Su disposición y orientación es correcta ya que la visibilidad de ninguna de ellas se ve obstruida por otras señales o carteles.



**Figura 5.19 Orientación de las Señales Verticales en tramos con trazado difícil**

**Fuente:** Varios Autores, Ingeniería de Carreteras, Cap. 25 Elementos de apoyo a la explotación, Volumen I, McGraw-Hill, España, 2004

- *Uniformidad:* los dispositivos de control de tránsito deben conservar las mismas características a todo lo largo de la vía, para poder ser interpretadas de igual forma siempre. En el caso de de la vía si se contempla este criterio de homogeneidad ya que varias de las señales en varios puntos conservan los mismos criterios de implantación y de colocación.
- *Conservación:* en todo el tramo comprendido entre "Otavalo" e "Ibarra" se tiene una buena condición física y funcional de todos los dispositivos. No se encuentran señales con deterioro o manchadas, se encuentran legibles y operativas. Todas las líneas y marcas en el pavimento no reflejan desgaste, cumpliendo con o determinado por la normativa vigente correspondiente al año 2011.



**Figura 5.20 Estado Actual de las Señales de Tránsito  
Autovía "Otavalo-Ibarra"**

#### **5.4 Seguridad Vial**

Cualquier infraestructura de transporte debe garantizar a los usuarios una circulación segura, cómoda y efectiva, manteniendo los principios básicos de la Señalización y Seguridad Vial que son los de informar, regular y orientar las condiciones de la vía y su entorno.

De acuerdo a lo especificado en el Documento Técnico para la Concesión de Carreteras del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), se señala como parte del Programa de Rehabilitación y Mantenimiento de Carreteras, que el Concesionario mantendrá las condiciones requeridas que garanticen la seguridad al usuario y un flujo estable de tráfico con adecuados niveles de servicio, teniendo en cuenta velocidades y libertad de maniobra. De especial atención serán los puntos negros (mayor incidencia de accidentes y dificultad de operación), zonas de neblina, cruces peatonales, centros poblados, salida de vehículos, fábricas, zonas militares y otros. Adicionalmente la seguridad vial comprende la estabilización de taludes, consideraciones de alineación horizontal vertical, estado de la superficie de rodadura, accesos a puentes, desvíos e intersecciones.

### 5.4.1 Causas de los Accidentes de Tránsito

Los accidentes de tránsito constituyen una de las principales causas de muerte en el Ecuador, por lo que se debe poner mucha atención a los factores que inciden en ellos.

Tres son los principales factores que influyen en los accidentes:

✓ **Factor Humano:**

- Inaptitud Psicofísica (edad, deterioro orgánico, enfermedad aguda o crónica).
- Fatiga.
- Consumo de alcohol (ebriedad) o de drogas.
- No respetar las señales de tránsito (exceso de velocidad).
- Desconocimientos de las Leyes y Normas de Tránsito.
- Imprudencia de los conductores (mal estacionados, pasarse el semáforo en rojo, invadir carril, etc.).
- Imprudencia de involucrados (no conductores).
- Uso del celular al conducir.
- Impericia.

✓ **Factor Mecánico (Estado del Vehículo)**

- Mantenimiento deficiente.
- Defectos de funcionamiento.
- Averías (pinchazos y reventones de neumáticos, frenos en mal estado, rotura de direcciones, etc).



✓ **Influencia de las Condiciones del Tráfico**

- Velocidad de circulación.
- Proporción de vehículos Pesados.

✓ **Influencia de las Carreteras**

- Limitación de los accesos y separación de los sentidos de circulación.
- Sección transversal.
- Diseño geométrico y horizontal.
- Nudos
- Estado del pavimento.
- Diseño de los márgenes (cunetas).

El fallo de alguna de ellas genera un desequilibrio en el sistema, produciendo graves consecuencias que derivan finalmente en un accidente. Las posibilidades de un accidente se incrementan por la interacción entre vehículos en una carretera, quienes se encuentran supeditados a innumerables variables que incluyen sus aptitudes, su conocimiento y su actitud. Al ser el transporte por carretera un medio de uso masivo y heterogéneo, ya que es empleado por toda la población, genera la aparición de conductas irresponsables debido al bajo grado de profesionalización existente en los conductores de vehículos. Los cuales sumados a las condiciones inherentes del trazado o el estado físico de la carretera, contribuyen al deterioro de las condiciones de seguridad, resultando en un aumento del número de accidentes en determinada zona.

En el año 2009 se publicó un "Informe sobre la situación mundial de la Seguridad Vial" por la Organización Mundial de la Salud, donde se indica que el 50% de las defunciones causadas por siniestros de tránsito se producen entre "usuarios vulnerables de la vía pública", es decir, motociclistas, ciclistas y peatones. Por ello la gran trascendencia que tienen los accidentes, constituyéndose hoy en día como un problema de salud pública. De mantenerse las tendencias actuales, en el año 2020 los accidentes de circulación podrían llegar a ubicarse como la tercera causa de mortalidad.

Las principales causas de accidentes de tránsito registradas en los últimos años en el Ecuador, son presentadas a continuación:

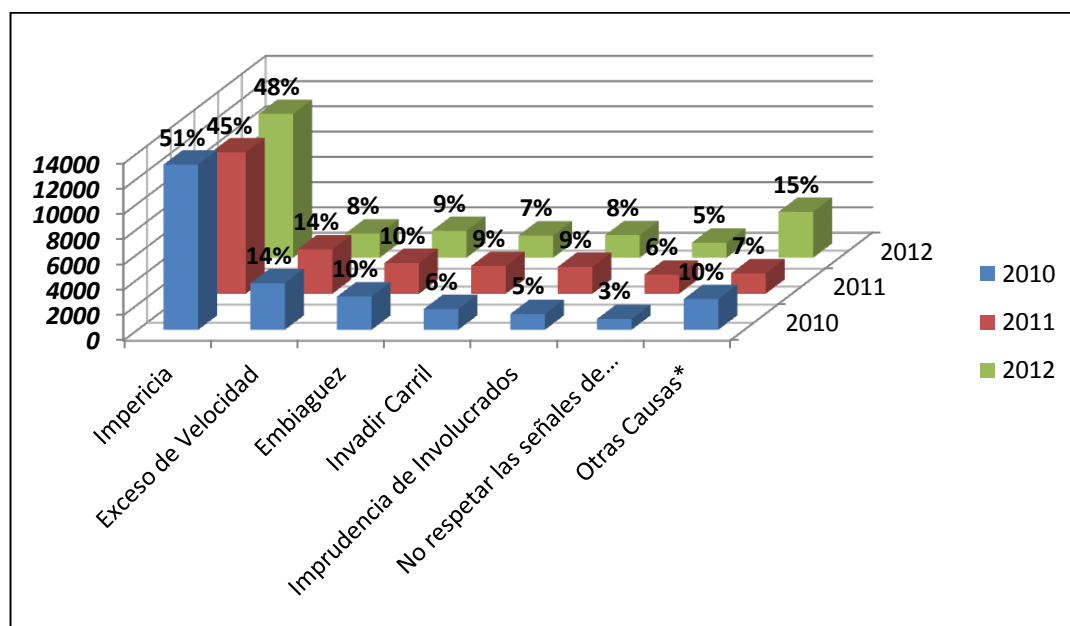
**Tabla 5.15 Accidentes de Tránsito por Causas Probables**

<b>CAUSA</b>	<b>2010</b>	<b>2011</b>	<b>2012</b>
<b>IMPERICIA/IMPRUDENCIA DEL CONDUCTOR</b>	13.088	11.203	11.397
<b>EXCESO DE VELOCIDAD</b>	3.685	3.518	1.911
<b>EMBRIAGUEZ</b>	2.633	2.437	2.134**
<b>INVADIR CARRIL</b>	1.640	2.201	1.768
<b>IMPRUDENCIA DE INVOLUCRADOS (NO CONDUCTORES)</b>	1.251	2.130	1.795
<b>NO RESPETAR LAS SEÑALES DE TRANSITO</b>	856	1.512	1.195
<b>OTRAS CAUSAS*</b>	2.435	1.625	3.642
<b>TOTAL:</b>	<b>25.588</b>	<b>24.626</b>	<b>23.842</b>

\* En otras causas se consideran: daños mecánicos, casos fortuitos; causas en proceso de investigación; vehículos mal estacionados y pasarse el semáforo en rojo.

\*\* En el año 2012, la embriaguez del conductor se ubica en el segundo lugar como causa probable.

**Fuente:** <http://www.ecuador-vial.com>



**Figura 5.21 Porcentajes de Participación**

La incidencia del factor humano tiene una proporción bastante alta en los accidentes, la mejora en las prestaciones de los vehículos y de la infraestructura contribuyen a que se reduzcan las situaciones de conflicto, la frecuencia de accidentes y por último la gravedad de los mismos.

#### 5.4.2 Análisis de Accidentes

Un accidente es por definición un suceso imprevisto que causa una alteración en la normal continuidad de la cosas, generando un daño. Cuando se habla de un accidente de tránsito, se entiende que está implicado un vehículo en movimiento de por medio y que éste ha tenido efecto en una vía pública. Tenemos tres clases de accidentes:

- *Accidentes con daños materiales:* no se producen lesiones.

- *Accidentes con víctimas*: se producen lesiones. Heridos graves y leves requieren hospitalización.
- *Accidentes fatales*: una víctima fallece como consecuencia de las lesiones.

Entre los tipos de accidentes más comunes se encuentran:

- ✓ Colisiones (frontales, laterales, traseras y alcances)
- ✓ Atropello
- ✓ Estrellamiento
- ✓ Rozamiento
- ✓ Volcamiento
- ✓ Encunetamiento
- ✓ Caída de pasajeros
- ✓ Obstáculos-derrumbes

Según la información recopilada sobre los niveles de accidentalidad en el Ecuador, se elaboro un cuadro comparativo donde se presentan las tasas correspondientes al número anual de víctimas mortales o de accidentes con víctimas registrados por cada 100.000 habitantes. Se presentan las tasas de accidentalidad (# de accidentes), morbilidad (#heridos) y mortalidad (#muertos) registrados en las provincias de Guayas, Pichincha, Azuay e Imbabura; ésta última por ser la provincia donde está emplazada la vía en estudio. Se utilizaron las proyecciones poblacionales del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).

**Tabla 5.16 Índices con respecto a la Población  
(x/100.000 Habitantes)**

<b>TASA DE ACCIDENTALIDAD POR PROVINCIAS</b>			
	<b>2010</b>	<b>2011</b>	<b>2012</b>
<b>Pichincha</b>	209,67	198,13	142,62
<b>Guayas</b>	243,02	228,39	239,21
<b>Azuay</b>	157,67	151,96	137,09
<b>Imbabura</b>	163,18	159,08	183,00
<b>TASA DE MORTALIDAD POR PROVINCIAS</b>			
	<b>2010</b>	<b>2011</b>	<b>2012</b>
<b>Pichincha</b>	11,58	9,58	10,40
<b>Guayas</b>	16,67	13,57	13,95
<b>Azuay</b>	10,68	10,75	10,22
<b>Imbabura</b>	22,00	20,00	23,93
<b>TASA DE MORBILIDAD POR PROVINCIAS</b>			
	<b>2010</b>	<b>2011</b>	<b>2012</b>
<b>Pichincha</b>	154,05	156,67	104,92
<b>Guayas</b>	160,64	148,06	160,77
<b>Azuay</b>	108,99	121,3	102,19
<b>Imbabura</b>	136,83	133,84	142,63

**Fuente:** Agencia Nacional de Tránsito, Comisión de Tránsito del Ecuador, INEC

#### **5.4.2.1 Índice de Siniestralidad**

La relación existente entre la movilidad y los niveles de riesgo, se lo entiende de mejor manera si consideramos dos factores: la exposición al riesgo, que depende del número de usuarios (volumen) por kilómetro recorrido y el nivel de riesgo de sufrir un accidente (índice de peligrosidad). Por esta razón, el riesgo en determinado tramo depende del nivel de tráfico que soporta cierta carretera, y variará si éste cambia radicalmente. Por ejemplo en autovías, los índices de peligrosidad aumentan sensiblemente cuando el flujo se acerca a la capacidad de la autovía.

De acuerdo a numerosos estudios realizados se comprobó que la variable de mayor influencia en la frecuencia de accidentes, es el volumen del tráfico soportado por una carretera en determinado tramo. El nivel de riesgo de sufrir un accidente en un tramo específico puede establecerse mediante los siguientes índices:

- *Índice de Peligrosidad*: mide el número de accidentes que se presentan en relación con el número de vehículos que transitan por la vía y la longitud del tramo. (No. de accidentes con víctimas /  $10^8$  Veh.-Km)

$$Ip = \frac{N * 10^6}{TPD * 365 * L}$$

Donde:

$Ip$ = Índice de peligrosidad de accidentes totales

$N$ = Número de accidentes

$TPD$ = Tráfico promedio diario (Veh./día).

$L$ = Longitud del tramo (Km).

- *Índice de Gravedad*: mide la severidad de los accidentes que se presentan en la carretera. (No. de víctimas fatales/100 accidentes con víctimas)

$$Ig = \frac{(AF * 9 + AG * 1,5 + AL) * 10^6}{TPD * 365 * L}$$

Donde:

$Ig$ = Índice de gravedad

$N$ = Número de accidentes

AF= Accidentes fatales.

AG= Accidentes graves.

AL= Accidentes leves.

TPD= Tráfico promedio diario (Veh./día).

L= Longitud del tramo (Km).

Cada uno de estos índices presenta rangos para determinar su nivel de incidencia, como se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 5.17 Niveles de los Índices de Peligrosidad y Gravedad**

NIVELES	RANGOS $I_p$	RANGOS $I_g$
ALTO	$I_p > 500$	$I_s > 1000$
MEDIO	$200 < I_p < 500$	$500 < I_s < 1000$
BAJO	$100 < I_p < 200$	$200 < I_s < 500$
MUY BAJO	$0 < I_p < 100$	$0 < I_s < 200$
NULO	$I_p = 0$	$I_s = 0$

**Fuente:** Concesionaria Panamericana Vial S.A

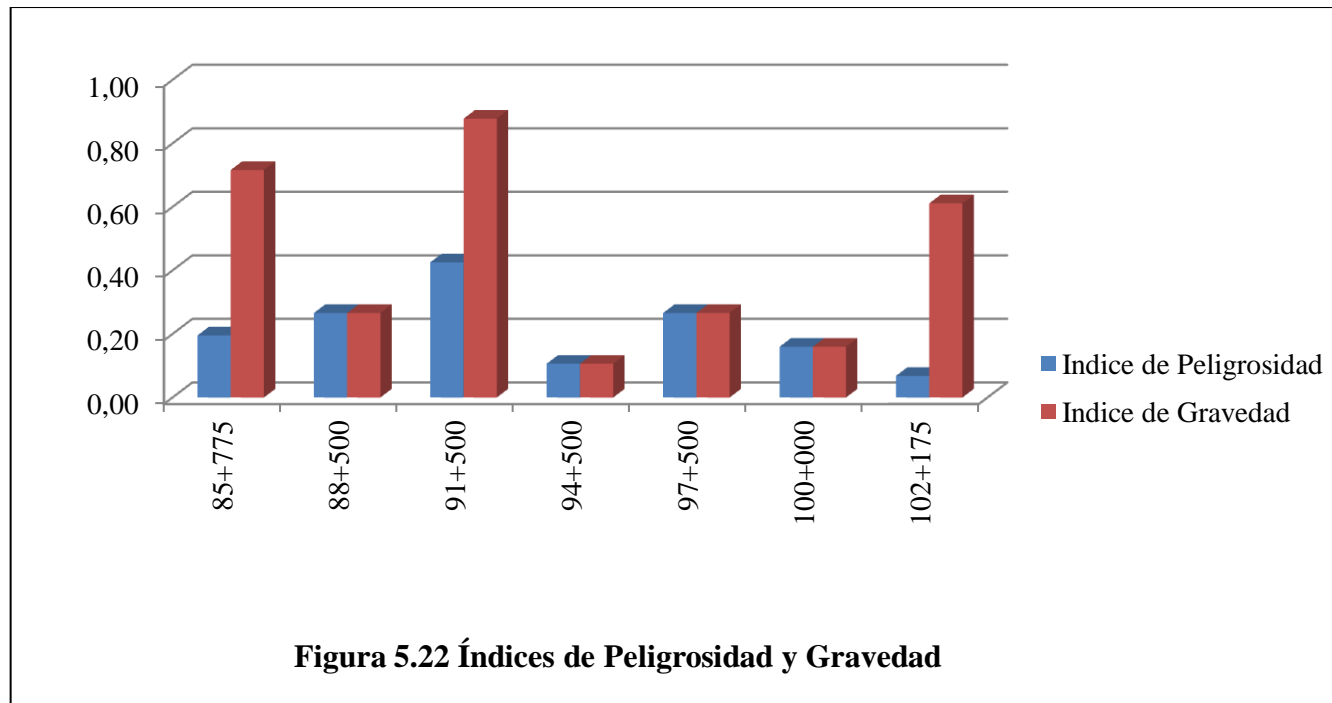
Las fórmulas antes señaladas son empleadas a nivel mundial en vías concesionadas.

A continuación se presenta una tabla donde se muestran los índices de peligrosidad y severidad calculados para la autovía "Otavalo-Ibarra":

**Tabla 5.18 Cálculos Índice de Peligrosidad y Gravedad Autovía "Otavalo-Ibarra"  
Consolidado 1 de Enero al 30 de Septiembre de 2012**

<b>Tipos de Accidentes</b>													
<b>Abscisa</b>			<b>AL</b>	<b>AG</b>	<b>AF</b>	<b>N</b>	<b>%</b>	<b>L</b>	<b>TPD</b>	<b>Índice de Peligrosidad</b>		<b>Índice de Gravedad</b>	
<b>84+550</b>	-	87+000	2	0	1	3	11,54%	2,5	17173	0,20	Muy Bajo	0,72	Muy Bajo
<b>87+001</b>	-	90+000	5	0	0	5	19,23%	3,0	17173	0,27	Muy Bajo	0,27	Muy Bajo
<b>90+001</b>	-	93+000	6	1	1	8	30,77%	3,0	17173	0,43	Muy Bajo	0,88	Muy Bajo
<b>93+001</b>	-	96+000	2	0	0	2	7,69%	3,0	17173	0,11	Muy Bajo	0,11	Muy Bajo
<b>96+001</b>	-	99+000	5	0	0	5	19,23%	3,0	17173	0,27	Muy Bajo	0,27	Muy Bajo
<b>99+001</b>	-	101+000	2	0	0	2	7,69%	2,0	17173	0,16	Muy Bajo	0,16	Muy Bajo
<b>101+001</b>	-	103+350	0	0	1	1	3,85%	2,3	17173	0,07	Muy Bajo	0,61	Muy Bajo
<b>TOTAL CARRETERA</b>						<b>26</b>	<b>100,00%</b>	<b>18,8</b>		<b>0,21</b>	<b>Muy Bajo</b>	<b>0,43</b>	<b>Muy Bajo</b>





**Fuente:** Informe de Accidentalidad, Concesionaria Panamericana Vial S.A

Como se puede notar ninguno de los índices supera siquiera la unidad por lo que los niveles están en la categoría de muy bajos. Por lo tanto ninguno de los tramos puede considerarse como peligroso y no se requieren medidas de mejora urgentes con respecto a la seguridad.

La influencia de las características de la carretera sobre los índices de peligrosidad y de mortalidad se debe a una combinación de varios parámetros como la limitación de accesos, la sección transversal, nudos y situaciones del trazado geométrico. Por ejemplo en la autovía "Otavalo-Ibarra" al contar con una limitación de accesos parcial (Cirillo, 1992), el grado de influencia sobre los índices de peligrosidad y de mortalidad se establecen en los siguientes porcentajes:

*Índice Relativo de Peligrosidad:* 94% para zonas urbanas y 64 % para tramos interurbanos.

*Índice Relativo de Mortalidad:* 125% para zonas urbanas y 67 % para tramos interurbanos.

Es preciso mencionar que si la limitación de accesos fuera inexistente el grado de influencia sobre éstos límites fuera del ciento por ciento, sin embargo se debe destacar que si el control de accesos fuera total, este grado de influencia se reduciría a niveles mucho menores a los antes mencionados favoreciendo la seguridad vial.

### 5.4.3 Análisis de Zonas Conflictivas

Se identificaron dos lugares con conflictos en el tramo: intersección de "San Roque" y en el sector de "Chaltura" según los siguientes criterios:

- *Variedad de Movimientos Permitidos en intersecciones:* se permiten los giros izquierdos y derechos desde varios puntos de llegada a la intersección, sumados al servicio de camionetas de transporte ubicados en las diferentes intersecciones que realizan giros y maniobras prohibidas sin seguir trayectorias adecuadas al ingresar a la intersección, formando carriles adicionales, irrespetando las leyes de tránsito y se convierten en posibles causales de un accidente, en el caso de que un vehículo en sentido contrario no se percate de su venida dentro de la intersección.



**Fotografía 5.5 Tipos de Movimientos en los Accesos Secundarios  
Intersección "San-Roque"**

- *Cruce de peatones por zonas indebidas:* en horas de entrada y salida de los establecimientos escolares, el embarque y desembarque de pasajeros en sitios no permitidos por parte de las unidades de transporte, son algunas de las causas del por qué los peatones realizan estos cruces indebidos por la vía. Muy poca gente hace uso del puente peatonal y del paso cebra ubicados en la intersección, cruzando la vía por zonas inadecuadas exponiéndose a ser atropellados.



**Fotografía 5.6 Cruce Indebido de Peatones**

**Intersección "San-Roque"**

Según los criterios del MOPT (Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 1992) de España para carreteras de tipo suburbano no son aconsejables los pasos cebra, en vías con tráfico mayor a 600 (Veh./hora) en ambos sentidos.

- *Exceso de Velocidad:* en la autovía se registran un importante número de accidentes debido a la velocidad que imprimen los conductores a sus vehículos. En general todo el tramo comprendido entre "San Roque" (abscisa 90+900) y

"Atuntaqui" (abscisa 94+200), es donde se registra la mayor cantidad de accidentes producto de la velocidad, esto se pudo evidenciar al realizar el estudio de velocidad en la llamada recta de "Santa Bertha" la cual se encuentra ubicada en este mismo sector. De acuerdo al Informe de Accidentalidad presentado por la concesionaria Panavial S.A. se puede comprobar cómo este factor es determinante en la gravedad de los accidentes, el cual deja en claro que la gravedad de un accidente aumenta con la velocidad que se produce el impacto.

La Tabla 5.19 describe el registro mensual de accidentes de tránsito correspondiente al mes de septiembre del año 2012, en el cual se detalla la presencia de una víctima mortal producto del exceso de velocidad en la Autovía "Otavalo - Ibarra".

**Tabla 5.19 Detalle de Accidentes Fatales (Fallecidos)  
Septiembre de 2012**

TRAMO	Abscisa		FECHA	PR	SECTOR	FALLECIDOS	CAUSAS
CAJAS - IBARRA	63+750	- 66+000	-	-	-	0	-
	66+001	- 69+000	-	-	-	0	-
	69+001	- 72+000	-	-	-	0	-
	72+001	- 75+000	-	-	-	0	-
	75+001	- 78+000	-	-	-	0	-
	78+001	- 81+000	-	-	-	0	-
	81+001	- 84+000	-	-	-	0	-
	84+001	- 87+000	-	-	-	0	-
	87+001	- 90+000	-	-	-	0	-
	90+001	- 93+000	28/09/2012	91+900	LA QUEBRADA	2	EXCESO DE VELOCIDAD
	93+001	- 96+000	-	-	-	0	-
	96+001	- 99+000	-	-	-	0	-
	99+001	- 101+000	-	-	-	0	-
101+001	- 103+350	-	-	-	0	-	
<b>TOTALES</b>						<b>2</b>	

**Fuente:** Informe de Accidentalidad Sector Cajas - Ibarra, Concesionaria Panamericana Vial S.A

Dos criterios deben ser tomados en consideración en la relación entre la velocidad y la inseguridad de la circulación. El primero tiene que ver con el

tiempo de reacción del conductor para percibir un obstáculo y decidir si esquivarlo o frenar, el mismo que disminuye si la velocidad aumenta. El segundo aspecto se refiere a la disminución de las posibilidades existentes de recuperar el control de un vehículo al aumentar la velocidad, sobretodo en curvas.

Para poder reducir los riesgos en este sentido es necesario recurrir a un sistema de vigilancia y sanciones para hacer cumplir con los límites impuestos de velocidad en la autovía. El estudio de velocidad efectuado en la autovía "Otavalo-Ibarra" arrojó que es razonable la velocidad límite establecida mediante señales como la máxima permitida, de no ser así los límites resultan poco creíbles y más bien sirven para aumentar el número de infractores.

- *Ubicación de las Paradas de autobús:* en autovías y vías rápidas se recomienda la utilización de vías de servicio o carriles de parada de pequeña longitud, separados de las calzadas centrales y comunicados con ellas mediante los correspondientes tramos de aceleración y deceleración. Esto debe evidenciarse en todo los sectores por donde cruza la vía, para evitar obstaculizar el normal flujo vehicular de la zona.

Nota: Se considera una parada cuando el motor del vehículo reduce bruscamente sus revoluciones por minuto en un 60% o más.

#### **5.4.4 Zonas de señalización recomendadas**

Se recomienda limitar la velocidad con señales que indiquen progresivamente al conductor sobre la necesidad de reducir la velocidad en sectores como el ingreso a

"Chaltura" donde existen condiciones de peligrosidad por tratarse de un tramo con un trazado difícil por presencia de curvas cerradas con un nivel de rasante en declive superior al 6% (desplazamiento considerado en sentido Norte); no existe la distancia de parada mínima recomendada y la velocidad de aproximación es alta.

Estas señales deben ser de tipo regulatorio conjuntamente con una señal preventiva que indique la inmediata reducción de la velocidad. Este tipo de señales deben ser instaladas con la suficiente antelación para que los conductores no tengan que frenar bruscamente, se recomienda de 60 (m) a 120 (m) antes de la señal preventiva, de tal manera que las dos señales sean visualizadas por el conductor al mismo tiempo.

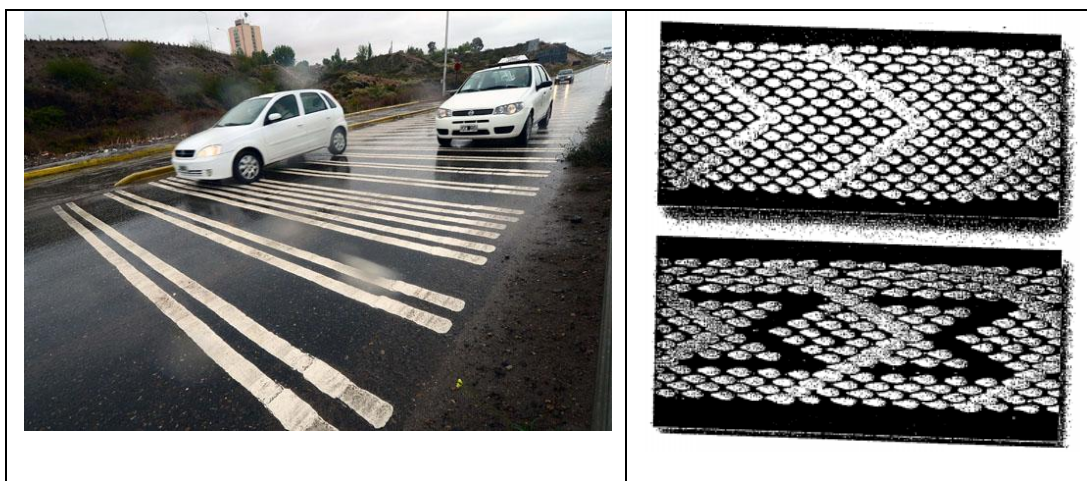


**R4-4**

**Figura 5.23 Señal de Reducción de Velocidad**

**Fuente:** Señalización Vertical RTE INEN 004-1:2011

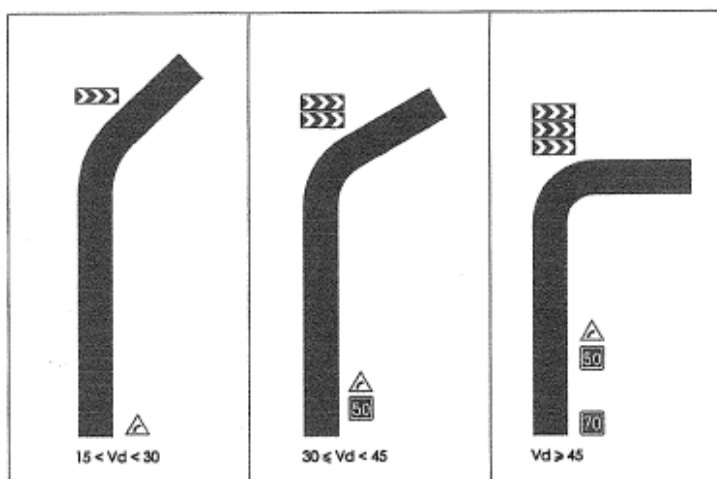
Adicionalmente se recomienda indicar el límite de velocidad máximo en curvas, que de acuerdo a la Ley actual es de 60 (Km/h) para carreteras (Tabla 2.2). Conjuntamente a esto se debe instalar a todo lo ancho de la sección transversal antes del ingreso a las curvas, reductores de velocidad o implementar el nuevo sistema de Bandas Transversales de Alerta (BTA).



**Figura 5.24 Bandas Transversales de Alerta (BTA)**

**Fuente:** Acuerdo Ministerial No. 020, MTOP

La norma de señalización recomienda la siguiente disposición en curvas en función de la velocidad de diseño de la vía.



**Figura 5.25 Disposición Recomendada de la Señalización Vertical en Curvas**

**Fuente:** Varios Autores, Ingeniería de Carreteras, Cap. 25 Elementos de apoyo a la explotación, Volumen I, McGraw-Hill, España, 2004



Se sabe que la frecuencia media de los accidentes en curvas con radios menores de 400 (m) es superior a la de curvas con un radio mayor e incluso a la de las rectas. El grado de influencia en curvas cerradas aumenta si además coincide con rampas o pendientes de gran inclinación y velocidades de aproximación altas, puesto que en autopistas y autovías con flujos de circulación importante, como es el caso de la vía en estudio, la disminución de la velocidad por parte de los vehículos pesados en rampas con pendientes en el orden del 4%, llegan a afectar a los vehículos más rápidos, ya que al no poder ser percibidos a tiempo y las condiciones de poca visibilidad en este tipo de tramos sinuosos, incrementan el nivel de riesgo de accidentes.

***CAPÍTULO VI. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DEL  
NIVEL DE SERVICIO DE LA CARRETERA  
MULTICARRIL, TRAMO “OTAVALO – IBARRA”***

**6.1 DESCRIPCIÓN DEL TRAMO**

La autovía "Otavalo-Ibarra" tiene una longitud de 18,90 (Km) con características de una carretera ondulada, con 6 carriles; 3 carriles por sentido, separados por un parterre central con una estación de peaje en la abscisa 5+100 de la vía. La autovía pertenece al tramo norte concesionado E-35.

**6.2 CÁLCULO DE CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO AUTOVÍA  
"OTAVALO-IBARRA"**

La importancia de este tema radica en lo estipulado en el contrato y reglamento de la concesión, donde se hace mención a la calidad de servicio como condición fundamental para garantizar a los usuarios servicios seguros, oportunos y eficientes.

Por esta razón y con el objeto de evaluar el Nivel de Servicio en la vía, se describe a continuación el procedimiento de análisis del NDS para las condiciones actuales y al final del periodo de diseño en la autovía "Otavalo-Ibarra", basado en la

metodología de capacidad y nivel de servicio del HCM 2000 en carreteras multicarril.

### **6.2.1 Análisis Operacional**

Para el desarrollo de este análisis se debe considerar las condiciones geométricas y de tráfico existentes en la carretera, las mismas que ha sido meticulosamente analizadas de manera secuencial en los capítulos anteriores de este proyecto de grado.

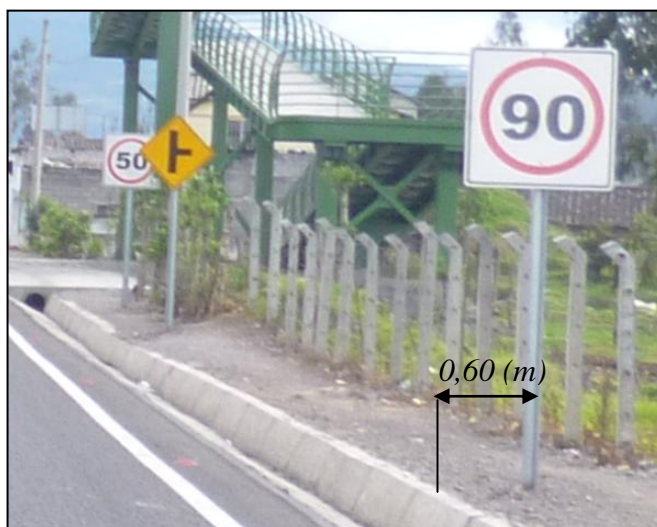
Los datos de entrada al procedimiento de análisis operacional son:

**I. Geometría:** se especifica a detalle la geometría de la vía.

*a. Número de Carriles:* 6 carriles, 3 por sentido

*b. Ancho de Carriles:* 3,65 (m)

*c. Espacios Laterales:* las obstrucciones laterales a todo lo largo de la vía constituyen las señales verticales, las mismas que se encuentran a 0,60 (m) del borde de la calzada.



**Fotografía 6.1 Ubicación de la Señalética Vertical Autovía "Otavalo-Ibarra"**

*d. Pendientes:* utilizando los valores de la Tabla 5.8 para cada uno de los puntos de control, se segmentó la vía en tramos de acuerdo a las intersecciones semaforizadas, además existe diferentes límites de velocidad a lo largo de la carretera y debido a los cambios de pendiente hacen necesario dividir la vía en secciones para su análisis. La siguiente Tabla 6.1 indica los valores de pendiente promedio y la longitud por tramos en el sentido Norte, "Otavalo - Ibarra". Mientras que en el sentido de circulación Sur, "Ibarra - Otavalo", las pendientes adoptan el signo contrario, es decir si la pendiente en el primer caso es negativa (-) o se encuentra en descenso, la pendiente para el sentido contrario se convierte en ascendente o positiva (+). En la siguiente tabla se indican los tramos asumidos para su respectivo análisis:

**Tabla 6.1 Pendientes y Longitudes por Tramos Autovía "Otavalo-Ibarra"  
Sentido: Norte**

TRAMOS	Pendiente	Longitud
	(%)	(m)
<i>Tramo 1: "Otavalo-Inter. Peguche"</i>	6,5	475
<i>Tramo 2: "Inter. Peguche - Inter. San Roque"</i>	-1,6	6.012
<i>Tramo 3: " Inter. San Roque - Inter. Natabuela"</i>	-1,2	6.083
<i>Tramo 4: " Inter. Natabuela - Inter. Chaltura"</i>	-3,7	2.230
<i>Tramo 5: " Inter. Chaltura - Inter. San Antonio de Ibarra"</i>	-4,8	1.420
<i>Tramo 6: " Inter. San Antonio de Ibarra - Ibarra"</i>	-1,5	2.673
<b>TOTALES=</b>		<b>18.893</b>

*e. Tipo de terreno:* ondulado.

*d. Puntos de Acceso:* el número total de puntos de acceso (intercesiones y entrada de autos) en el lado derecho del camino en la dirección de los viajes que está siendo estudiado entre la longitud del tramo en kilómetros. Según el grado de influencia en la fluidez del tráfico esta debe ser considerada. Las seis intersecciones semaforizadas presentan la mayor incidencia sobre el ingreso y salida de vehículos en la autovía. Estas se encuentran ubicadas a más de 3 (Km) entre sí y producen detenciones de los vehículos cuando la señal se encuentra en luz roja, sin embargo en los ingresos hacia las dos principales poblaciones existen pasos a desnivel, los cuales permiten el flujo continuo de los vehículos sin provocar reducciones de velocidad . Al no tener un control completo de los ingresos, se contabilizaron todos los accesos a los dos costados de la autovía obteniendo una densidad de 5 accesos por kilómetro en ambos sentidos, los mismos que no inciden significativamente sobre la velocidad de los vehículos por ser accesos secundarios a propiedades cercanas o caminos alternos con muy poca circulación diaria.

**II. Volumen:** el volumen de tráfico existente fue determinado mediante los conteos horarios en el día de mayor incidencia o flujo vehicular. Como se observa en el Cuadro 2.30 para la hora de máxima demanda correspondiente al periodo entre las 13:00 y las 14:00 del día Sábado, día con el volumen más alto de vehículos registrados en la muestra representativa semanal considerada. El volumen horario determinado es igual a:

$$VHMD = 765 \text{ (Vehículos Mixtos/hora)}$$

Para efectos de nuestro análisis se va a tomar el valor obtenido al multiplicar el volumen de la hora de máxima demanda (VHMD) por el factor correspondiente al mes de enero, mes en el cual se efectuó el conteo, igual a 1,12 (Obtenido de la Tabla 2.21). Esta operación da como resultado el valor de:

$$VHMD_{máximo} = 857 \text{ (Vehículos mixtos/hora)}$$

**III. Velocidad:** se determinó la velocidad a flujo libre por medidas directas en el campo. Esta velocidad refleja los efectos de todas las condiciones del lugar que influyen en la velocidad, incluyendo los empleados en el procedimientos de estimación indirecta, además de los límites de velocidad y los correspondientes al alineamiento vertical y horizontal. En la sección 2.2.1.6.1 del estudio efectuado de velocidades se estableció que el valor de la velocidad media de los vehículos a flujo libre (*FFS*) es de:

$$FFS = 85 \left( \frac{\text{Km}}{\text{h}} \right)$$

La velocidad a flujo no debe ser ajustada puesto que la misma fue medida en campo, pero para fines comparativos se utilizará la velocidad del percentil 85° para poder indicar como deben aplicarse los factores de corrección para condiciones ideales.

La velocidad del percentil 85° ( $P_{85}$ ) de vehículos ligeros de acuerdo a la curva de distribución acumulada de la Figura 2.8 es:

$$P_{85} \rightarrow 94 \text{ (Km/h) en ambas direcciones.}$$

La expresión básica para estimar de manera indirecta la velocidad de flujo libre para el análisis operacional de carreteras multicarril es la misma que fue desarrollada en el Capítulo 4, la cual emplea una velocidad a flujo libre base (BFFS). La determinación de los ajustes a la velocidad a flujo libre, se apoyan en el Cuadro 4.2 del capítulo "Nivel de Servicio". La fórmula básica para convertir la velocidad de flujo libre ideal a una actual, es la proporcionada por el HCM 2000 para carreteras multicarril:

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_M - f_A$$

Se asume la velocidad a flujo libre base 3,0 (Km/h) menos que a velocidad del percentil 85° de acuerdo a la teoría presentada en este procedimiento:

$$BFFS = 94,0 - 3,0 = 91,0 \text{ (Km/h)} \rightarrow P_{85} \text{ (Tomado Estudio de velocidad Autovía "Otavalo-Ibarra", Capítulo 2)}$$

Los factores de ajuste que afectan la circulación en condiciones base son:

**Cuadro 6.1 Factores de Ajuste en Condiciones Base  
Autovía "Otavalo-Ibarra"**

<b>Ancho de Carriles</b>	$f_{LW}=0,0$ (Km/h)	Ancho de Carril= 3,6 (m) (Tabla 21-4, HCM 2000)
<b>Distancia Libre Lateral</b>	$f_{LC}=2,70$ (Km/h)	$TLC = LC_R + LC_L$ $TLC = 0,90 (m) + 0,30 (m)$ $TLC = 1,20 (m)$  Distancia Libre Lateral= 1,2 (m) Carreteras Seis Carriles (Tabla 21-5, HCM 2000)
<b>Tipo de Faja Separadora Central</b>	$f_M=0,00$ (Km/h)	Carreteras Divididas (Tabla 21-6, HCM 2000)
<b>Densidad de Puntos de Acceso</b>	$f_A=3,3$ (Km/h)	Puntos de Acceso/Kilómetro= 5  Interpolando (Tabla 21-7, HCM 2000)

*Nota:* La determinación de los ajustes por estimación indirecta FFS, dados en (Km/h), se determinan según el Cuadro 4.2.

Ahora se va a estimar la Velocidad Flujo Libre (FFS) de forma indirecta en condiciones ideales para las condiciones presentes en la Autovía "Otavalo-Ibarra".

Utilizando los valores de reducción determinados anteriormente, tenemos:

$$FFS = 91,0 - 0 - 2,7 - 0 - 3,3 = 85 \text{ (Km/h)}$$

Podemos decir entonces que la FFS estimada de la vía en estudio es igual a 85 (Km/h). Si este valor lo comparamos con la velocidad obtenida de manera directa, notamos que son iguales, por lo que podemos concluir que la metodología empleada se ajusta bastante bien al análisis de una carretera multicarril de tipo suburbano.

Con la finalidad de ejecutar un análisis específico de cada uno de los tramos, se emplearon las velocidades de recorrido determinadas en el estudio de tiempos de viaje efectuado en la autovía. (Tablas 2.9 y 2.10)



**IV. Características del Tráfico:** las siguientes características son necesarias para el análisis operacional. El detalle para la determinación de los mismo fue desarrollado en el Capítulo 2, obteniéndose:

a. *FHMD*= 0,89

b. *Porcentaje de Camiones y buses*= se toman como base vehículos livianos , buses y camiones para el año 2012 de acuerdo a la clasificación del TPDA de la Tabla 2.26 obtenida en el Capítulo 2.

**Tabla 6.2 Composición del TPDA de "Otavalo-Ibarra"  
Año 2012**

Tramo	Livianos	Buses		Camiones			TPDA
		2 Ejes	3 Ejes	2 Ejes	3 Ejes	+ 3 Ejes	
<i>Otavalo-Ibarra</i>	13.225	1.214	5	1.390	141	314	16.289
%	81,19	7,45	0,03	8,53	0,87	1,93	100

Entonces el porcentaje de Camiones y Buses suma el **18,81%** del total del tráfico.

c. *Porcentaje de Vehículos Recreacionales*= No se considera este tipo de vehículos para efectos de este análisis.

**V. Entorno de la Carretera:** la autovía "Otavalo-Ibarra" es una carretera multicarril de tipo suburbano dividida, es decir presenta una faja separadora central o parterre que separa en dos calzadas la vía.

a. *Densidad de Puntos de Acceso*= número de puntos de acceso, ya sean entradas o intersecciones señalizadas. De acuerdo a la Tabla 5.12 se obtuvo una densidad tanto para el sentido Norte como para el sentido Sur de 3 (accesos/Km), dando como resultado una densidad de 5 (accesos/Km) en ambas direcciones. Cada punto de acceso por kilómetro decrece la estimación de la velocidad a flujo libre en aproximadamente 0,70 (Km/h), indistintamente del tipo de separación.

b. *Factor Direccional* = debido a que los volúmenes establecidos del tránsito promedio diario anual no tienen una descomposición por sentido de circulación, es necesario establecer un factor de distribución direccional que se ajuste a las condiciones presentes en la vía en estudio. El factor utilizado en el diseño de la estructura del pavimento de acuerdo a los Estudios de Ampliación de la Autovía "Otavalo-Ibarra" provistos por el MTOP; fue igual a 0,60. Si analizamos el total de vehículos mixtos registrados en los conteos horarios, podemos notar que el porcentaje de vehículos en el sentido Norte es el 55% del total de vehículos contabilizados durante 12 horas. Por lo tanto el factor de distribución direccional a adoptarse va a ser igual a 0,55.

#### **6.2.1.1 Procedimiento de Cálculo:**

Dadas las características de la autovía "Otavalo-Ibarra" se procede a determinar las tres medidas de eficiencia: relación volumen a capacidad (v/c), la densidad (vehículos livianos/Km/carril) y la velocidad media de los vehículos livianos; para efectuar el análisis del nivel de servicio en Carreteras Multicarril se aplicó la metodología del Manual de Capacidad de Carreteras 2000 (HCM 2000). El

procedimiento a llevarse a cabo se encuentra representado en el esquema de la Figura 4.11 del Capítulo 4.

Se procede a desarrollar el análisis operacional para el Tramo 3, comprendido entre los intercambiadores de "San Roque" y "Natabuela" Abscisas 6+415 a la 12+700. Las principales características son:

**Datos:**

- Carretera multicarril suburbana, dividida y con control parcial de accesos.
- 6 carriles (3 por sentido) con un ancho de 3,65 (m) cada uno.
- Velocidad de flujo libre (FFS):

Sentido Norte → FFS= 85 (Km/h) *Tabla 2.9*

Sentido Sur → FFS= 84 (Km/h) *Tabla 2.10*

- Volumen en la hora pico (VHMD) en cada dirección:

Sentido Norte → VHMD<sub>NORTE</sub>= 857 (Vehículos mixtos/hora)

Sentido Sur → VHMD<sub>SUR</sub>= 724 (Vehículos mixtos/hora)

*Nota: VHMD<sub>SUR</sub> = 646 \* 1,12 = 724 (Veh. Mixtos/hora), Gráfica 2.23 (Mes de Enero)*

- Distribuidos en 81% automóviles, 8 % buses y 11% camiones. *Tabla 6.2*
- FHMD= 0,89
- Viajeros Comunes

**Tramo 3:**

- Longitud= 6,08 (Km). *Tabla 6.1*
- Terreno Ondulado

- Pendiente Promedio del Tramo:

Sentido Norte (Descendente) = - 1,2 % *Tabla 6.1*

Sentido Sur (Ascendente)= + 1,2 % *Tabla 6.1*

- Densidad Puntos de Acceso= tanto para el sentido Norte como para el sentido Sur de 3 (accesos/Km). *Tabla 5.12*

### **Solución:**

Para obtener el Nivel de Servicio existen dos posibilidades, la primera de ellas consiste en comparar la densidad calculada con los rangos de densidad provistos en la Tabla 4.7. Y la segunda consta de los siguientes pasos:

**Paso 1.** En primer lugar se define adecuadamente el segmento de la vía a analizarse.

**Paso 2.** La velocidad no debe ser ajustada puesto que la misma fue medida en campo. Para el caso de las velocidades medidas en campo, el HCM 2000 no recomienda hacer ajustes como los que se hacen cuándo la velocidad es estimada.

**Paso 3.** Se obtienen los valores de equivalencia de vehículos livianos para camiones y buses, con el objeto de encontrar el factor de ajuste por presencia de vehículos pesados ( $f_{HV}$ ).

### **Tramo 3 (descenso):**

$E_T = 1,5$  *Tabla 4.11*

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)} = \frac{1}{1 + 0,19(1,5 - 1) + 0} = \mathbf{0,913}$$

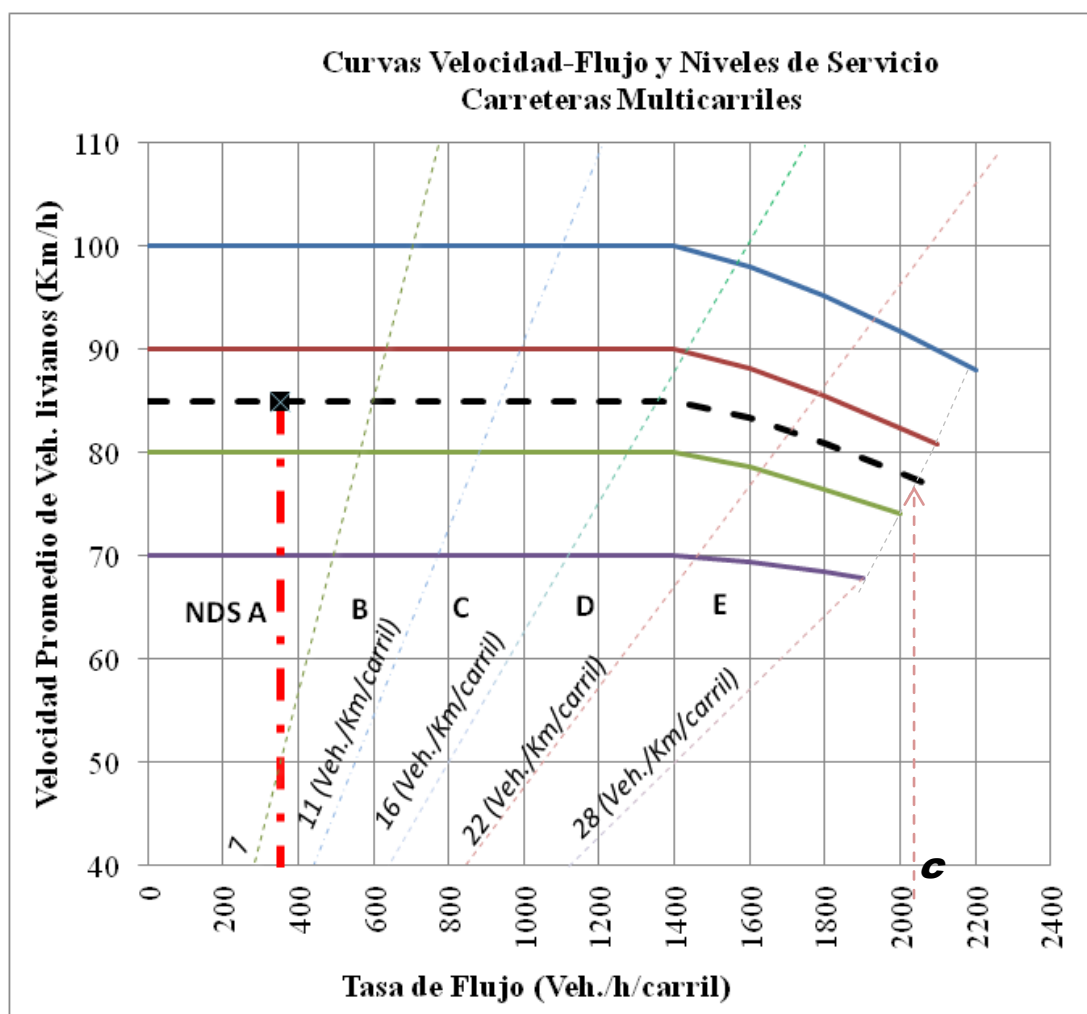
**Paso 4.** El flujo de servicio es calculado para cada dirección de circulación. El número de carriles por sentidos es igual a 3, de tal forma que la tasa de flujo ( $V_p$ ) pueda quedar expresada en una base por carril. De esta manera, los volúmenes horarios mixtos,  $VHMD$ , se convierten a flujos de automóviles o vehículos livianos equivalentes por hora. Para el sentido Norte el flujo corresponde a:

$$V_p = \frac{VHMD_{Norte}}{FMHD * N * f_{HV} * f_p} = \frac{857 \left(\frac{Veh.}{h}\right)}{0,89 * 3 * 0,913 * 1,00}$$

$$= 352 \text{ (Veh. Liv./h/carril)}$$

**Paso 5.** El nivel de servicio se lo determina basado en el diagrama *velocidad - flujo y densidad* de la siguiente manera:

- Se grafica una curva con la velocidad de flujo libre (FFS) sobre la Figura 4.6 "Flujo-Velocidad" presentada en el Capítulo 4.
- Con el valor de flujo de servicio ( $V_p$ ) y la velocidad promedio de viaje (FFS) extrapolada igual a 85 (Km/h) ingresamos en la gráfica mostrada a continuación:



**Figura 6.1 Curva Velocidad-Flujo para el Tramo 3: "San Roque - Natabuela"  
Sentido: Norte**

- El punto obtenido de la intersección entre la línea de color rojo proyectada desde la tasa de flujo y la curva de velocidad a flujo libre, indica que se tiene una velocidad promedio de viaje de 85 (Km/h) a un nivel de servicio A en el sentido norte del tramo analizado.
- Se puede además apreciar las regiones que demarcan los diferentes niveles de servicio y sus respectivas densidades máximas, ya que la densidad es el primer determinante del NDS.

*Nota:* Las curvas fueron graficadas de acuerdo a las ecuaciones presentadas en el Capítulo 21 del HCM 2000, las cuales permiten establecer el comportamiento de la curva velocidad-flujo cuando esta deja de ser constante hasta determinado flujo y se reduce al aproximarse a su capacidad.

**Paso 6.** La capacidad representa el flujo de servicio máximo a nivel E, para el cual la relación  $v/c$  es igual a 1,00. Mediante el uso de la Figura 6.1 se determina el punto de intersección entre la curva de velocidad media construida, con la recta de densidad límite a un nivel de servicio E, obteniéndose el siguiente valor de capacidad ( $c$ ):

$$c = 2.050 \text{ (Veh. Livianos/h/carril)}$$

Al comparar este valor con el flujo actual, se deduce que para llegar a coparse la capacidad se necesita un flujo adicional en el tramo de:

$$\mathbf{Vol. adicional} = c - Vp = 2.050 - 352 = 1.698 \text{ (Veh. Liv./h/carril)}$$

Ó lo que es lo mismo, un volumen mixto adicional, en la hora de máxima demanda, de:

$$\mathbf{Vol. adicional} = V \text{ adicional} * (FHMD) * (f_{HV})$$

$$\mathbf{Vol. Adicional} = 1.698 * 0,89 * 0,913 = 1.380 \text{ (Veh. Mixtos /h/carril)}$$

Interpretando la Figura 6.1 la velocidad media que llegarían a tener los vehículos en capacidad ( $V_c$ ), es decir a un flujo superior a los 1.400 (Veh. Liv./h/carril), sería igual a:

$$V_c = 76 \left( \frac{Km}{h} \right)$$

Como se puede apreciar tanto la capacidad por carril como la velocidad en capacidad obtenidos mediante la Metodología del HCM 2000, es muy próxima a la calculada en el Capítulo 3 donde se emplearon las formulaciones planteadas por el libro "Ingeniería de Carreteras", permitiéndonos remarcar la aplicabilidad y confiabilidad que tienen estos dos procedimientos, a las condiciones específicas presentes en nuestro medio.

**Paso 7.** La densidad puede ser obtenida mediante la Tabla 4.7 y la Figura 4.3 o de manera más precisa empleando la siguiente ecuación:

$$D = \frac{v_p}{S} = \frac{352 \text{ (Veh. Liv./h/carril)}}{85 \left( \frac{Km}{h} \right)} = 4,1 \text{ (Veh. Liv./Km/carril)}$$

Para el mismo tramo ahora en el sentido Sur (subida), determinamos el factor de ajuste y la tasa de flujo para encontrar la densidad y el nivel de servicio característico de la siguiente forma:

**Tramo 3 (ascenso):**



$$E_T = 1,5$$

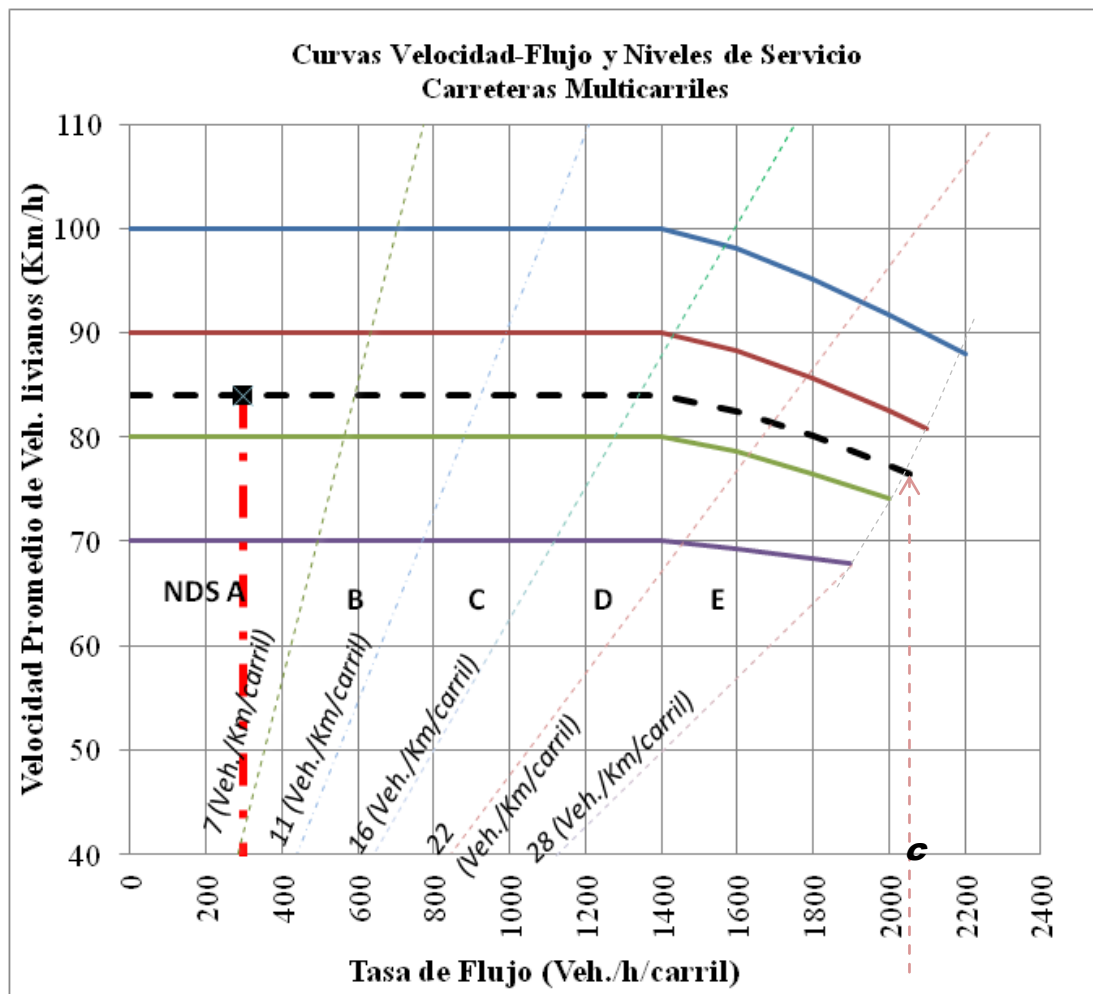
Tabla 4.9

$$V_p = \frac{VHMD_{sur}}{FMHD * N * f_{HV} * f_p} = \frac{724 \left(\frac{Veh.}{h}\right)}{0,89 * 3 * 0,913 * 1,00}$$

$$= 297 \text{ (Veh. Liv./h/carril)}$$

$$D = \frac{v_p}{S} = \frac{297 \text{ (Veh. Liv./h/carril)}}{85 \left(\frac{Km}{h}\right)} = 3,5 \text{ (Veh. Liv./Km/carril)}$$

Con la velocidad de flujo libre igual a 84 (Km/h) y el flujo establecido anteriormente, podemos ingresar a la gráfica y determinamos que el nivel de servicio en el cual opera actualmente este tramo específico es el A, como podemos apreciar a continuación:



**Figura 6.2 Curva Velocidad-Flujo para el Tramo 3: " Natabuela- San Roque"  
Sentido: Sur**

Además podemos notar que la variación en las densidades se debe principalmente al flujo existente en el tramo según su el sentido de circulación, aunque en los dos análisis prevalecen las condiciones de operación de un Nivel de Servicio A.

**Paso 8.** Los rangos máximos del flujo de servicio, de la relación  $v/c$ , y de la densidad máxima para determinar el nivel de servicio están dados en la Tabla 4.7.

**Paso 9.** Se muestra la hoja de cálculo elaborada para el análisis operacional en carreteras multicarril del Tramo 3: "Inter. San Roque-Inter. Natabuela".

Para efectos de facilitar y agilizar el procesamiento de la información, se elaboró un programa el cual permite calcular el Nivel de Servicio en Carreteras Multicarril, ya sea en fase de planeamiento u operación. Su implementación fue desarrollada en base a la hoja cálculo presentada por el Manual de Capacidad de Carreteras en su versión 2000. Este permite a los usuarios, no solamente presentar de manera comprensible el procedimiento para el análisis de capacidad y nivel de servicio, sino que también permite graficar las curvas *Velocidad - Flujo* de manera precisa.

Programa - Carretera Multicarriles ✕

INFORMACIÓN GENERAL		INFORMACIÓN DEL SITIO	
Analista	<input type="text" value="A.E.R.V."/>	Jurisdicción	<input type="text" value="Imbabura"/>
Compañía	<input type="text" value="E.S.P.E"/>	Carretera/Sentido de Viaje	<input type="text" value="Ambos Sentidos"/>
Fecha de Ejecución	<input type="text"/>	Desde/Hacia	<input type="text" value="OTAV.-IBARRA"/>
Periodo de Ejecución del Análisis	<input type="text"/>	Año de Análisis	<input type="text" value="2013"/>

**DATOS DE ENTRADA:**

% Gradiente: Ascendente/Descendente	<input type="text" value=" "/>		
Ancho de Carril, LW	<input type="text"/>	m	<input type="button" value="Aceptar"/>  <input type="button" value="Glosario"/>
Factor de Hora Pico, PHF	<input type="text"/>		
% Camiones y Buses, Pt	<input type="text"/>		
% Veh. Recreacionales, Pr	<input type="text"/>		
Número de Carriles, N	<input type="text"/>		


*Nota:  
Ingresar decimales con punto (.)*

**DATOS DE ENTRADA ANALISIS OPERACIONAL:**

Volumen en Hora Pico, V	<input type="text"/>	Veh./h
Velocidad a Flujo Libre Medido, FFS	<input type="text"/>	Km/h

**DATOS DE ENTRADA ANALISIS DE DISEÑO :**

Tráfico Promedio Diario Anual, TPDA	<input type="text"/>	Veh./día
Hora Pico Proporcional, K	<input type="text"/>	
Factor Direccional, D	<input type="text"/>	
Velocidad a Flujo Libre Base, BFFS	<input type="text"/>	Km/h



The image shows a software dialog box titled "Glosario" with a close button (X) in the top right corner. Inside the dialog, there is a table with two columns: "Variable" and "Definición". The table lists several variables and their corresponding definitions. At the bottom of the dialog, there is a "Cancelar" button.

<u>Variable</u>	<u>Definición</u>
<b>N</b>	Número de Carriles por Sentido
<b>V</b>	Volumen Horario por Sentido (Vehículos Mixtos/carril)
<b>Vp</b>	Tasa de Flujo Equivalente en 15 minutos (Veh./h/carril)
<b>NDS</b>	Nivel de Servicio
<b>VHP</b>	Volumen Horario Proyectado
<b>S</b>	Velocidad
<b>D</b>	Densidad
<b>FFS</b>	Velocidad a Flujo Libre Velocidad a Flujo Libre Base

**Figura 6.3 Ingreso de Datos Programa "Carreteras Multicarril A.E.R.V"**

A continuación se presentan las hojas de cálculo resultantes del análisis operacional efectuado en el Tramo 3 de la carretera multicarril "Otavalo-Ibarra", por sentido de circulación:

**Cuadro 6.2 Hoja de Cálculo Tramo 3: "San Roque - Natabuela"  
Sentido: Norte**

<b>HOJA DE CÁLCULO - CARRETERAS MULTICARRILES</b>			<small>LIMPIAR HOJA</small>
		<b>Datos</b>	<b>Procedimiento para el Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio:</b> 1. Ingresar los Datos de Entrada del Sistema Vial <b>INGRESAR PARÁMETROS</b> 2. Seleccionar en la Hoja de Cálculo la <b>APLICACIÓN</b> 3. Revisar los factores en las Tablas correspondiente 4. Oprimir botón Calcular 5. Ver Gráfica <b>GRÁFICA</b>
<b>Aplicación</b>	<b>Entrada</b>	<b>Salida</b>	
Operacional (NDS)	VFL, N, Vp	NDS, V, D	
Diseño (N)	VFL, NDS, Vp	N, V, D	
Diseño (Vp)	VFL, NDS, N	Vp, V, D	
Planificación (NDS)	VFL, N, TPDA	NDS, V, D	
Planificación (N)	VFL, LOS, TPDA	N, V, D	
Planificación (Vp)	VFL, NDS, N	Vp, V, D	
<b>Información General</b>		<b>Información del Sitio</b>	
Analista	Andrés Ramón	Carretera/Sentido de Viaje	"Otav.-Ibarra"
Agencia o Compañía	E.S.P.E.	Desde/Hacia	Descenso Norte
Fecha de Ejecución	27/07/2013	Jurisdicción	
Periodo de Ejecución del Análisis		Año de Análisis	2013
<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Operacional (NDS)	Diseño (N)	Diseño (Vp)	Planificación (NDS)
			Planificación (N)
			Planificación (Vp)
<b>Datos de Entrada del Flujo</b>			
Volumen, V	857	Veh./h	Factor de Hora Pico, FHMD
Trafico Promedio Diario Anual, TPDA		Veh./día	% Camiones y Buses, P <sub>T</sub>
Hora Pico Proporcional al TPDA, K			% Veh. Recreacionales, P <sub>r</sub>
Proporcional de Hora Pico según dirección, D			a. Gradiente General de Terreno:
V <sub>HP</sub> =TPDA*K*D		Veh./h	<input type="checkbox"/> Llano <input type="checkbox"/> Ondulado <input type="checkbox"/> Montañoso
Tipo de Conductor: Cercanías/Días de la Semana <input checked="" type="checkbox"/>			b. Gradiente Específica: <input checked="" type="checkbox"/>
Recreacional/Fin de Semana <input type="checkbox"/>			Ascendente/Descendente
			Número de Carriles (N)
			Longitud (Km)=
			6,080
			1,2
			3
<b>Cálculo de Ajustes del Flujo</b>			
f <sub>p</sub>	1,00		E <sub>r</sub>
E <sub>t</sub>	1,5	1,5	0
			Tabla 21-8, 21-10
			Tabla 21-8,21-9,21-11
			f <sub>HV</sub> = $\frac{1}{1 + P_T + P_r}$
			0,913
			<b>CALCULAR</b>
<b>Datos de Entrada de Velocidad</b>		<b>Cálculo de Ajustes de Velocidad y FFS</b>	
Ancho de Carril, LW	3,65	m	f <sub>lw</sub>
Distancia Lateral, TLC		m	f <sub>lc</sub>
Puntos de Acceso, A		A/Km	f <sub>A</sub>
Tipo de Parterre, M	<input type="checkbox"/> Sin División <input checked="" type="checkbox"/> Con División		f <sub>M</sub>
Velocidad a Flujo Libre (Medido), FFS	85	Km/h	FFS=BFFS-f <sub>lw</sub>
Velocidad a Flujo Libre Base, BFFS		Km/h	f <sub>lc</sub> -f <sub>A</sub> -f <sub>M</sub>
<b>Operacional, Planamiento (NDS); Diseño, Planeamiento (Vp)</b>		<b>Diseño, Planeamiento (N)</b>	
<b>OPERACIONAL (NDS) ó PLANEAMIENTO (NDS)</b>		<b>DISEÑO (N) ó PLANEAMIENTO (N) → 1era Iteración</b>	
Vp= $\frac{V \cdot f_{HV}}{N}$	352	Veh./h/carril	N
S	85	Km/h	Asumido
D=Vp/S	4,1	Veh./Km/carril	Vp= $\frac{V \cdot f_{HV}}{N}$
NDS	A		NDS
<b>DISEÑO (Vp) ó PLANEAMIENTO (Vp)</b>		<b>DISEÑO (N) ó PLANEAMIENTO (N) → 2da Iteración</b>	
NDS			N
Vp		Veh./h/carril	Asumido
V=Vp*PHF*N*f <sub>HV</sub> *f <sub>p</sub>		Veh./h	Vp= $\frac{V \cdot f_{HV}}{N}$
S		Km/h	NDS
D=Vp/S		Veh./Km/carril	S
			Km/h
			D=Vp/S
			Veh./Km/carril
Elaborado por: Andrés Ramón		27/07/2013	

**Cuadro 6.3 Hoja de Cálculo Tramo 3: "San Roque - Natabuela"  
Sentido: Sur**

<b>HOJA DE CÁLCULO - CARRETERAS MULTICARRILES</b>			<small>LIMPIAR HOJA</small>	
		<b>Datos</b>		
<b>Operacional (NDS)</b>	VFL, N, Vp	NDS, V, D		
<b>Diseño (N)</b>	VFL, NDS, Vp	N, V, D		
<b>Diseño (Vp)</b>	VFL, NDS, N	Vp, V, D		
<b>Planificación (NDS)</b>	VFL, N, TPDA	NDS, V, D		
<b>Planificación (N)</b>	VFL, LOS, TPDA	N, V, D		
<b>Planificación (Vp)</b>	VFL, NDS, N	Vp, V, D		
			<b>Procedimiento para el Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio:</b> 1. Ingresar los Datos de Entrada del Sistema Vial <b>INGRESAR PARÁMETROS</b> 2. Seleccionar en la Hoja de Cálculo la <b>APLICACIÓN</b> 3. Revisar los factores en las Tablas correspondiente 4. Oprimir botón Calcular 5. Ver Gráfica <b>GRÁFICA</b>	
<b>Información General</b>		<b>Información del Sitio</b>		
Analista	Andrés Ramón	Carretera/Sentido de Viaje	"Otav.-Ibarra"	
Agencia o Compañía	E.S.P.E.	Desde/Hacia	Ascenso - Sur	
Fecha de Ejecución	27/07/2013	Jurisdicción		
Periodo de Ejecución del Análisis		Año de Análisis	2013	
<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
<b>Operacional (NDS)</b>	<b>Diseño (N)</b>	<b>Diseño (Vp)</b>	<b>Planificación (NDS)</b>	<b>Planificación (N)</b>
<b>Planificación (Vp)</b>				
<b>Datos de Entrada del Flujo</b>				
Volumen, V	724	Veh./h	Factor de Hora Pico, FHMD	0,89
Trafico Promedio Diario Anual, TPDA		Veh./día	% Camiones y Buses, P <sub>r</sub>	19
Hora Pico Proporcional al TPDA, K			% Veh. Recreacionales, Pr	0
Proporcional de Hora Pico según dirección, D			<b>a. Gradiente General de Terreno:</b> <input type="checkbox"/> Llano <input type="checkbox"/> Ondulado <input type="checkbox"/> Montañoso	
V <sub>HP</sub> =TPDA*K*D		Veh./h	<b>b. Gradiente Específica:</b> <input checked="" type="checkbox"/>	Longitud (Km)= 6,080
Tipo de Conductor:	Cercanías/Días de la Semana <input checked="" type="checkbox"/>		Ascendente/Descendente	1,2 %
	Recreacional/Fin de Semana <input type="checkbox"/>		Número de Carriles (N)	3
<b>Cálculo de Ajustes del Flujo</b>				
f <sub>p</sub>	1,00		E <sub>r</sub>	0
E <sub>t</sub>	1,5	1,5	f <sub>HV</sub> = $\frac{1}{1 + \frac{P_r}{100} + \frac{P_r}{100} + \frac{P_r}{100}}$	0,913
<small>Tabla 21-8, 21-10</small> <b>CALCULAR</b>				
<b>Datos de Entrada de Velocidad</b>			<b>Cálculo de Ajustes de Velocidad y FFS</b>	
Ancho de Carril, LW	3,65	m	f <sub>1w</sub>	Km/h
Distancia Lateral, TLC		m	f <sub>1c</sub>	Km/h
Puntos de Acceso, A		A/Km	f <sub>A</sub>	Km/h
Tipo de Parterre, M	<input type="checkbox"/> Sin División <input checked="" type="checkbox"/> Con División		f <sub>M</sub>	Km/h
Velocidad a Flujo Libre (Medido), FFS	84	Km/h	FFS=BFFS-f <sub>1w</sub> -f <sub>1c</sub> -f <sub>A</sub> -f <sub>M</sub>	Km/h
Velocidad a Flujo Libre Base, BFFS		Km/h		
<b>Operacional, Planeamiento (NDS); Diseño, Planeamiento (Vp)</b>			<b>Diseño, Planeamiento (N)</b>	
<b>OPERACIONAL (NDS) ó PLANEAMIENTO (NDS)</b>			<b>DESEÑO (N) ó PLANEAMIENTO (N) → 1era Iteración</b>	
Vp= $\frac{V_{HP}}{N}$	297	Veh./h/carril	N	Asumido
S	84	Km/h	Vp= $\frac{V_{HP}}{N}$	Veh./h/carril
D=Vp/S	3,5	Veh./Km/carril	NDS	
NDS	A			
<b>DESEÑO (Vp) ó PLANEAMIENTO (Vp)</b>			<b>DESEÑO (N) ó PLANEAMIENTO (N) → 2da Iteración</b>	
NDS			N	Asumido
Vp		Veh./h/carril	Vp= $\frac{V_{HP}}{N}$	Veh./h/carril
V=Vp*PHF*N*f <sub>lv</sub> *f <sub>p</sub>		Veh./h	NDS	
S		Km/h	S	Km/h
D=Vp/S		Veh./Km/carril	D=Vp/S	Veh./Km/carril
<b>Elaborado por: Andrés Ramón</b>			<b>27/07/2013</b>	

**Resultados:**

Los resultados del análisis operacional efectuado en el Tramo 3 Inter. "San Roque"-Inter. "Natabuela" son:

**Tabla 6.3 Resultados Tramo 3**

<b>Sentido</b>	<b>Norte</b>	<b>Sur</b>
<i>NDS</i>	<b>A</b>	<b>A</b>
<i>Velocidad (Km/h)</i>	85	84
<i>Densidad (Veh. Liv./Km/carril)</i>	4,1	3,5



**Fotografía 6.2 Nivel de Servicio A  
Sector: Intersección "San Roque"**

**Paso 9.** En este paso se presenta el análisis completo de los tramos que comprenden la totalidad de la vía en estudio, siguiendo la metodología antes empleada en la determinación del nivel de servicio existente. Para efectos de este análisis se

consideraron los mismos volúmenes horarios en todos los tramos por sentido, debido a que a lo largo de la vía no existen reducciones de carriles ni cambios en la sección típica de la vía que puedan incidir drásticamente sobre el flujo máximo de vehículos.

Las características presentes en cada uno de los tramos de la autovía son:

### Datos:

- Carretera multicarril suburbana, dividida y con control parcial de accesos.
- 6 carriles (3 por sentido) con un ancho de 3,65 (m) cada uno.
- Velocidad de flujo libre (FFS):

Velocidades de Recorrido

*Tabla 2.9 y Tabla 2.10*

- Volumen en la hora pico (VHMD) en cada dirección:

Sentido Norte → VHMD<sub>NORTE</sub> = 857 (Vehículos mixtos/hora)

Sentido Sur → VHMD<sub>SUR</sub> = 724 (Vehículos mixtos/hora)

$VHMD_{SUR} = 646 * 1,12 = 724$  (Veh. Mixtos/hora), *Gráfica 2.23 (Mes de Enero)*

- Distribuidos en 81% automóviles, 8 % buses y 11% camiones. *Tabla 6.2*
- FHMD= 0,89
- Viajeros Comunes

**Cuadro 6.4 Características por Tramo "Otavalo-Ibarra"  
Sentido: Norte**

	Tramo	Abscisa		Longitud (Km)	Pendiente (%)	
1	Otavalo-Inter. Peguche	0+000	- 0+573	0,573	6,5	Subida
2	Inter. Peguche - Inter. San Roque	0+573	- 6+415	5,842	-1,6	Bajada
3	Inter. San Roque - Inter. Natabuela	6+415	- 12+700	6,285	-1,2	
4	Inter. Natabuela - Inter. Chaltura	12+700	- 14+700	2,000	-3,7	
5	Inter. Chaltura - Inter. San Antonio de Ibarra	14+700	- 16+140	1,440	-4,8	
6	Inter. San Antonio de Ibarra - Ibarra	16+140	- 18+893	2,753	-1,5	



**Cuadro 6.5 Características por Tramo "Ibarra-Otavallo"  
Sentido: Sur**

	Tramo	Abscisa		Longitud (Km)	Pendiente (%)	
6	Ibarra - Inter. San Antonio de Ibarra	18+893	- 16+140	2,753	1,5	Subida
5	Inter. San Antonio de Ibarra - Inter. Chaltura	16+140	- 14+700	1,440	4,8	
4	Inter. Chaltura - Inter. Natabuela	14+700	- 12+700	2,000	3,7	
3	Inter. Natabuela - Inter. San Roque	12+700	- 6+415	6,285	1,2	
2	Inter. San Roque - Inter. Peguche	6+415	- 0+573	5,842	1,6	
1	Inter. Peguche -Otavallo	0+573	- 0+000	0,573	-6,5	Bajada

Se elaboró el Cuadro 6.6 y el Cuadro 6.7 siguiendo el procedimiento antes descrito, donde se presentan los resultados obtenidos en el análisis operacional para cada uno de los tramos. Se emplearon para este efecto todos los resultados obtenidos en los estudios de: velocidad de circulación, pendientes específicas, longitudes en cada uno de los sectores, los volúmenes horarios de máxima demanda por sentido, etc.

De acuerdo a los criterios de la Tabla 4.7 que definen el Nivel de Servicio y conociendo que su principal determinante es la densidad de tráfico medido en vehículos livianos equivalentes por kilómetro y por carril (Veh. Liv./Km/carril); se desarrollaron los siguientes cuadros:

**Cuadro 6.6 Nivel de Servicio Actual por Tramos Autovía "Otavalo-Ibarra"  
Sentido: Norte**

	Tramo	VHMD	Factor de Equivalencia Camiones y	Velocidad de Recorrido	fVP	Vp	Da	NDS
		(Veh. Mix./h)	(E <sub>T</sub> )	(Km/h)		(Veh./h/carril)	(Veh./Km/carril)	
1	Otavalo-Inter. Peguche	857	2,5	65	0,778	413	6,4	A
2	Inter. Peguche - Inter. San Roque	857	1,5	65	0,913	352	5,4	A
3	Inter. San Roque - Inter. Natabuela	857	1,5	85	0,913	352	4,1	A
4	Inter. Natabuela - Inter. Chaltura	857	1,5	84	0,913	352	4,2	A
5	Inter. Chaltura - Inter. San Antonio de Ibarra	857	1,5	59	0,913	352	6,0	A
6	Inter. San Antonio de Ibarra - Ibarra	857	1,5	79	0,913	352	4,5	A

**Cuadro 6.7 Nivel de Servicio Actual por Tramos Autovía "Otavalo-Ibarra"  
Sentido: Sur**

	Tramo	VHMD	Factor de Equivalencia Camiones y Buses	Velocidad de Recorrido	fVP	Vp	Da	NDS
		(Veh. Mix./h)	(E <sub>T</sub> )	(Km/h)		(Veh./h/carril)	(Veh./Km/carril)	
6	Ibarra - Inter. San Antonio de Ibarra	724	1,5	73	0,913	297	4,1	A
5	Inter. San Antonio de Ibarra - Inter. Chaltura	724	3	44	0,725	375	8,5	B
4	Inter. Chaltura - Inter. Natabuela	724	2,5	57	0,778	349	6,1	A
3	Inter. Natabuela - Inter. San Roque	724	1,5	84	0,913	297	3,5	A
2	Inter. San Roque - Inter. Peguche	724	1,5	58	0,913	297	5,1	A
1	Inter. Peguche -Otavalo	724	1,5	57	0,913	297	5,2	A

El Nivel de Servicio existente en la vía, describe condiciones de operación del tipo A para carreteras multicarril suburbanas donde la circulación es libre y fluida, los volúmenes de tránsito son bajos y se tienen velocidades relativamente altas de 90 (Km/h) o más. En el Cuadro 4.4 del Capítulo 4 se describe ampliamente las principales características de este nivel de servicio.

En lo referente a factores de ajuste, estos fueron determinados según las Tablas 4.9 y 4.11 del manual para pendientes en ascenso y descenso. Para el sentido Norte la mayoría de los factores de equivalencia para vehículos pesados corresponden a condiciones de terreno tipo llano, con excepción del tramo "Otavalo - Inter. Peguche" que conserva una pendiente de subida aproximada del 7%. En cambio para el sentido Sur la mayor parte de los tramos están en ascenso o subida, siendo el tramo comprendido entre las intersecciones de "San Antonio de Ibarra" y la de "Chaltura", el que conserva la pendiente más pronunciada de todo el recorrido. En este sector la velocidad promedio de los vehículos se ve reducida, traduciéndose en una pérdida del nivel de servicio a la categoría *B* y una densidad de 8,5 (Veh. livianos/Km/carril).

Una consideración importante a destacar, son las velocidades de recorrido que fueron empleadas en el procedimiento de cálculo. Como se puedes apreciar en los Cuadros 6.7 y 6.8, las velocidades a flujo libre adoptadas son menores al rango entre 70 y 100 (Km/h) aceptado por la metodología del HCM 2000. Por este motivo se asumieron en primera instancia velocidades a flujo libre de 70 (Km/h) en los tramos donde se registró menores velocidades promedio. Al momento de realizar esta aproximación se obtuvieron resultados que no se apegan a la realidad sostenida cuando se conduce por la vía, y esto se debe básicamente a que las condiciones geométricas de la vía dificultan alcanzar las condiciones mínimas de velocidad propuestos por el manual americano del TRB.

Por esta razón y después de hacer un análisis ingenieril minucioso en cuanto a la estimación de los factores por pendientes y velocidades en cada uno de los tramos, se comprobó la necesidad de emplear las mismas velocidades de recorrido obtenidas en

el estudio en sitio efectuado. Esto puede verificarse fácilmente al ingresar la velocidad mínima de 70 (Km/h) dentro del procedimiento de cálculo, se obtuvieron valores de densidad un poco menores y no representaban mayor cambio a los resultados presentados en los Cuadros 6.7 y 6.8, demostrando que no es necesario para efectos de este análisis en particular, imponerse ésta condicionante mínima de velocidad. Sin embargo, si las velocidades son determinadas por medio de mediciones de origen indirecto como sucede en análisis de planeamiento o de diseño, es requisito indispensable estar dentro del rango entre 70 a 100 (Km/h) de velocidad a flujo libre para la correcta implementación de la metodología provista por el manual. Caso contrario manejar la metodología para a determinación del nivel de servicio en calles urbanas.

### **6.2.2 Análisis de Diseño:**

Esta sección describe el análisis realizado considerando la demanda futura proyectada para la vía en estudio, donde según los datos, y aplicando los principios de ingeniería de tránsito se puede determinar las características funcionales del proyecto. Esto consiste en definir, por un lado la demanda máxima futura, y por otro lado la capacidad de la oferta vial disponible para soportar tal demanda. En la medida que la capacidad de oferta está cercana, pero superior a la demanda máxima esperada para el año de diseño, se garantiza un adecuado nivel de servicio durante toda la vida útil de la facilidad viaria.

La metodología aplicada es la que consta en el HCM 2000 para análisis de diseño, pero en este caso es utilizada con la finalidad de verificar si la autovía "Otavalo-

Ibarra" satisface el nivel de servicio mínimo de diseño especificado por la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12).

#### **6.2.2.1 Procedimiento de Cálculo:**

Los estudios de volúmenes de tráfico futuro en la autovía "Otavalo-Ibarra" nos permiten proyectar cuales serán las condiciones de servicio en los próximos años, asumiendo que el tráfico esperado aumente en relación al actual, manteniéndose las mismas características existentes en la actualidad hasta el año final de diseño, el mismo que ha sido proyectado a 20 años. Esto es, desde su entrega en septiembre del 2011 hasta el año 2030.

De manera general el tramo extendido corresponde a una carreteras multicarril de tipo suburbano emplazada en una zona de terreno ondulado y con 3 carriles por sentido divididos por un parterre central de 3,00 (m). Se señalan a continuación los parámetros adicionales necesarios en el análisis:

#### **Datos:**

- $TPDA_{2030} = 39.080$  (Vehículos mixtos/día/ambos sentidos) *Tabla 2.32*
- 13% de camiones. Año 2030 *Tabla 2.32*
- 6 carriles (3 por sentido) con un ancho de 3,65 (m) cada uno.
- Distancia Libre Lateral= 1,2 *Cuadro 6.2*
- Límite de Velocidad = 90 (Km/h)
- FHMD= 0,89
- K= 10%

- Distribución direccional 55/45 → D= 0,55
- 5 Accesos por kilómetro
- Terreno Ondulado
- Viajeros Comunes

**Solución:**

**Paso 1.** Se calcula el volumen horario de proyecto en función del tránsito promedio diario anual TPDA y de la distribución direccional empleando la siguiente ecuación:

$$VHP = K * D * TPDA_F$$

$$VHP = 0,10 * 0,55 * 39.080 = \mathbf{2.150} \text{ (Veh. Mixtos/h/sentido)}$$

**Paso 2.** La velocidad a flujo libre FFS es estimada, basado en las condiciones locales según el análisis desarrollado en la sección 6.2.1 correspondiente a velocidad, el mismo que se describe a continuación:

$$FFS = BFFS - f_{LW} - f_{LC} - f_M - f_A$$

BFFS= 91,0 (Km/h) → Determinado según la sección 6.2.1

Los factores de ajuste según el Cuadro 6.2 son:

$$f_{LW} = 0,0$$

$$f_{LC} = 2,7$$

$$f_M = 0,0$$

$$f_A = 3,3$$

La velocidad a flujo libre FFS es:

$$FFS = 91,0 - 0,0 - 2,7 - 0,0 - 3,3 = 85,0 \left( \frac{Km}{h} \right)$$

Con esta velocidad a flujo libre estimada en 85 (Km/h) se podría construir la curva *Velocidad-Flujo*. En el caso de realizar un análisis a nivel de planeamiento, es requisito indispensable establecer la tasa máxima de flujo (V) para un nivel de servicio deseado. Esta tasa se la puede obtener interceptando la curva *Velocidad-Flujo* esbozada con la línea que define la densidad máxima de dicho nivel de servicio. Y de esta manera encontrar el número de carriles necesarios en condiciones ideales para alcanzar un NDS deseado en determinada vialidad.

Como en este caso el número de carriles es conocido y el principal objetivo es conocer el nivel de servicio a futuro en la vía en estudio, se continua con el Paso 3.

**Paso 3.** Se obtienen los valores de equivalencia de vehículos livianos para camiones y buses, con el objeto de encontrar el factor de ajuste por presencia de vehículos pesados en terreno ondulado ( $f_{HV}$ ).

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1)}$$

Donde:

$E_T = 2,5$  (Ondulado) *Tabla 4.8*

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,13(2,5 - 1) + 0} = 0,837$$

**Paso 4.** Se determina la tasa de flujo máximo por carril ( $V_p$ ) aplicando la siguiente ecuación:

Donde:

$f_p = 1,0$  Conductores habituales

$N = 3$  carriles por sentido

$$V_p = \frac{VHP}{FMHD * N * f_{HV} * f_p} = \frac{2.150 \left(\frac{Veh.}{h}\right)}{0,89 * 3 * 0,837 * 1,00}$$

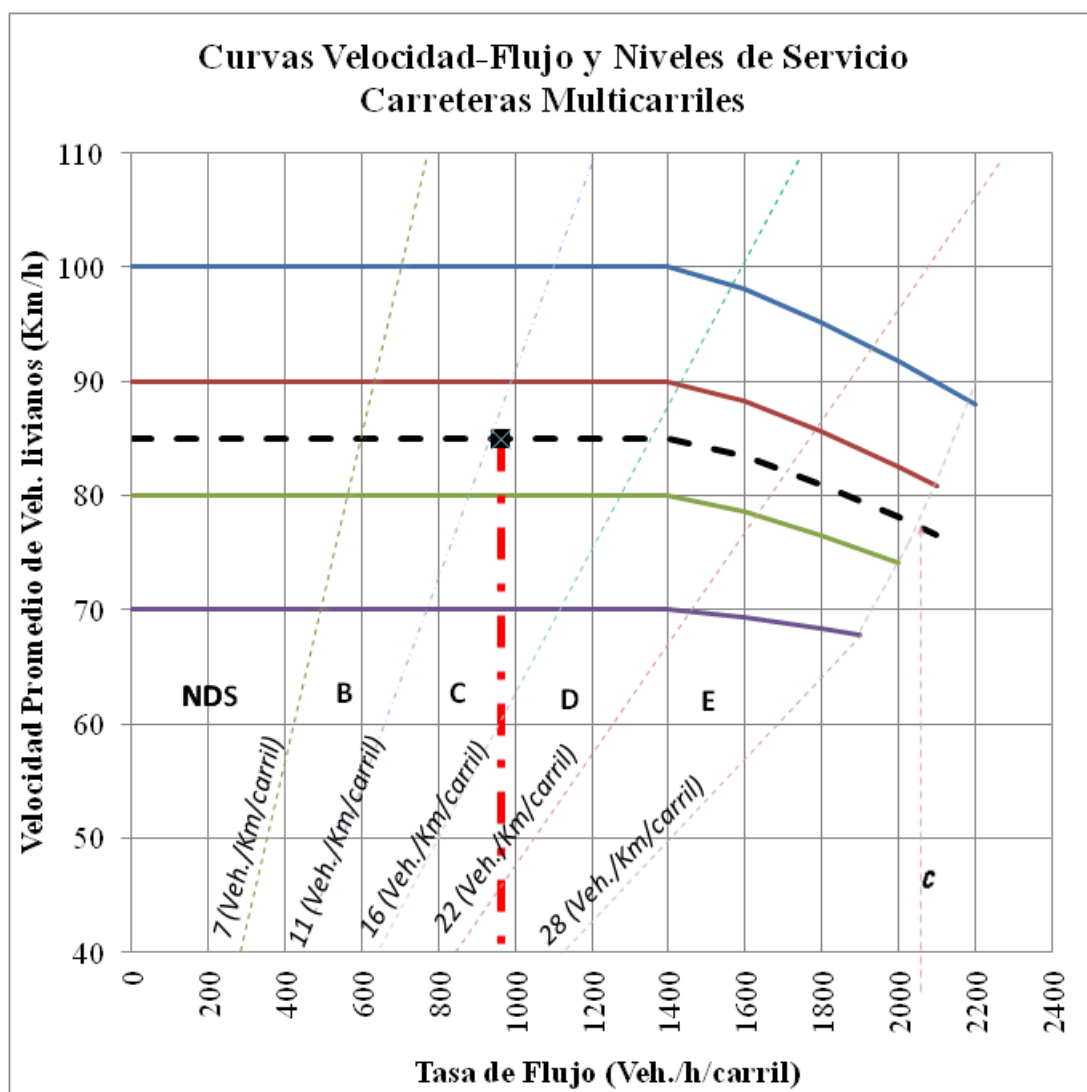
$$= 963 \text{ (Veh. Liv./h/carril)}$$

**Paso 5.** Con la velocidad de flujo libre igual a 85 (Km/h) y el flujo establecido anteriormente, podemos ingresar a la Figura 4.6 y construir la curva velocidad-flujo correspondiente. Ahora, en base a la tasa de flujo de 963 (Veh. Livianos/h/carril) y a la curva FFS graficada, se lee la velocidad media de los automóviles "S" como 85 (Km/h). Por lo tanto si aplicamos el método analítico de cálculo, la densidad resultante es:

$$D = \frac{v_p}{S} = \frac{963 \text{ (Veh. Liv./h/carril)}}{85 \left(\frac{Km}{h}\right)} = 11,3 \text{ (Veh. Liv./Km/carril)}$$

En la Figura 6.4 podemos observar que el Nivel de Servicio al cual operaría en el año 2030 la autovía "Otavalo-Ibarra" sería el C, con 3 carriles por sentido y manteniendo las condiciones geométricas actuales. La gráfica corrobora el valor de densidad obtenido de forma analítica para el año de proyecto de la vía en estudio.





**Figura 6.4 Curva Velocidad-Flujo Proyectada Autovía "Otavalo-Ibarra"  
Sentido: Ambos Sentidos  
Año: 2030**

**Paso 6.** Se puede obtener de la Figura 6.4 la capacidad de la vía al año proyectado, al ser la capacidad ( $c$ ) el flujo de servicio máximo a un nivel E, para la cual la relación  $v/c$  sería igual a 1,00. La capacidad por carril ( $c$ ) en función de la velocidad a flujo libre de 85 (Km/h) de la vía es:

$$c = 2.050 \text{ (Veh. Livianos/h/carril)}$$

Al comparar este valor con el flujo actual, se deduce que para llegar a coparse la capacidad se necesita un flujo adicional de:

$$\mathbf{Vol. \textit{adicional}} = c - Vp = 2.050 - 963 = 1.087 \textit{ (Veh. Liv./h/carril)}$$

Ó lo que es lo mismo, un volumen mixto adicional, en la hora de máxima demanda, de:

$$\mathbf{Vol. \textit{adicional}} = V \textit{ adicional} * (FHMD) * (f_{HV})$$

$$\mathbf{Vol. \textit{adicional}} = 1.087 * 0,89 * 0,837 = 810 \textit{ (Veh. Mixtos /h/carril)}$$

Si nos fijamos en la Figura 6.4 la velocidad media que llegarían a tener los vehículos en capacidad ( $Vc$ ), es decir a un flujo superior a los 1.400 (Veh. Liv./h/carril), sería igual a:

$$\mathbf{Vc} = 76 \left( \frac{Km}{h} \right)$$

**Paso 7.** Se muestra la hoja de cálculo elaborada para el análisis de diseño en la autovía "Otavalo-Ibarra".

**Cuadro 6.8 Hoja de Cálculo Análisis de Diseño  
Ambos Sentidos - Autovía "Otavalo - Ibarra"**

<b>HOJA DE CÁLCULO - CARRETERAS MULTICARRILES</b>			LIMPIAR HOJA
		<b>Procedimiento para el Análisis de Capacidad y Niveles de Servicio:</b>	
<b>Operacional (NDS)</b>	VFL, N, Vp	NDS, V, D	1. Ingresar los Datos de Entrada del Sistema Vial <b>INGRESAR PARÁMETROS</b>
<b>Diseño (N)</b>	VFL, NDS, Vp	N, V, D	2. Seleccionar en la Hoja de Cálculo la <b>APLICACIÓN</b>
<b>Diseño (Vp)</b>	VFL, NDS, N	Vp, V, D	3. Revisar los factores en las Tablas correspondiente
<b>Planificación (NDS)</b>	VFL, N, TPDA	NDS, V, D	4. Oprimir botón <b>Calcular</b>
<b>Planificación (N)</b>	VFL, LOS, TPDA	N, V, D	5. Ver Gráfica
<b>Planificación (Vp)</b>	VFL, NDS, N	Vp, V, D	<b>GRÁFICA</b>
<b>Información General</b>		<b>Información del Sitio</b>	
Analista	A.E.R.V.	Carretera/Sentido de Viaje	Autovía "Otavalo-Ibarra"
Agencia o Compañía	E.S.P.E	Desde/Hacia	Ambos Sentidos
Fecha de Ejecución	27/07/2013	Jurisdicción	Imbabura
Periodo de Ejecución del Análisis		Año de Análisis	2013
<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>
Operacional (NDS)	Diseño (N)	Diseño (Vp)	Planificación (NDS)
<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Planificación (N)	Planificación (Vp)		
<b>Datos de Entrada del Flujo</b>			
Volumen, V		Veh./h	Factor de Hora Pico, FHMD
Trafico Promedio Diario Anual, TPDA	39080	Veh./día	% Camiones y Buses, Pr
Hora Pico Proporcional al TPDA, K	0,1		% Veh. Recreacionales, Pr
Proporcional de Hora Pico según dirección, D	0,55		<b>a. Gradiente General de Terreno:</b>
$V_{HIP}=TPDA \cdot K \cdot D$	2149	Veh./h	<input type="checkbox"/> Llano <input checked="" type="checkbox"/> Ondulado <input type="checkbox"/> Montañoso
Tipo de Conductor:	Cercanías/Días de la Semana <input checked="" type="checkbox"/>		<b>b. Gradiente Específica:</b> <input type="checkbox"/> Ascendente/Descendente <input type="checkbox"/> Longitud (Km)=
	Recreacional/Fin de Semana <input type="checkbox"/>		Número de Carriles (N)
			3
<b>Cálculo de Ajustes del Flujo</b>			
$f_p$	1,00	$E_r$	2,0
$E_k$	2,5	$f_{HV} = \frac{V_{HIP}}{V_{HIP} + 1000}$	0,837
<b>Datos de Entrada de Velocidad</b>			
Ancho de Carril, LW	3,65	m	$f_{LW}$
Distancia Lateral, TLC		1,2	m
Puntos de Acceso, A		5	A/Km
Tipo de Parterre, M	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	$f_M$
	Sin División	Con División	0
Velocidad a Flujo Libre (Medido), FFS		0	Km/h
Velocidad a Flujo Libre Base, BFFS		91,0	Km/h
			$FFS=BFFS-f_{LW}-f_{LC}-f_A-f_M$
			85,0
<b>Operacional, Planeamiento (NDS); Diseño, Planeamiento (Vp)</b>		<b>Diseño, Planeamiento (N)</b>	
<b>OPERACIONAL (NDS) ó PLANEAMIENTO (NDS)</b>		<b>DISEÑO (N) ó PLANEAMIENTO (N) → 1era Iteración</b>	
$V_p = \frac{V_{FFS}}{1 + \frac{V_{FFS} - V_{LW}}{V_{LW} \cdot S}}$	Veh./h/carril	N	Asumido
S	Km/h	$V_p = \frac{V_{FFS}}{1 + \frac{V_{FFS} - V_{LW}}{V_{LW} \cdot S}}$	Veh./h/carril
$D = V_p / S$	Veh./Km/carril	NDS	
NDS	<b>CALCULAR</b>		
<b>DISEÑO (Vp) ó PLANEAMIENTO (Vp)</b>		<b>DISEÑO (N) ó PLANEAMIENTO (N) → 2da Iteración</b>	
NDS	C	N	Asumido
$V_p$	963	$V_p = \frac{V_{FFS}}{1 + \frac{V_{FFS} - V_{LW}}{V_{LW} \cdot S}}$	Veh./h/carril
$V = V_p \cdot PHF \cdot N \cdot f_{HV} \cdot f_p$	2150	NDS	
S	85	S	Km/h
$D = V_p / S$	11,3	$D = V_p / S$	Veh./Km/carril
Elaborado por: Andrés Ramón		27/07/2013	

**Resultados:**

Los resultados del análisis de diseño para encontrar el Nivel de Servicio para el año de proyecto en la autovía son:

**Tabla 6.4 Resultados Tramo 3**

<i>NDS</i>	<b>C</b>
<i>Velocidad (Km/h)</i>	85
<i>Densidad (Veh. Liv./Km/carril)</i>	11,3
<i>Volumen Adicional a Capacidad (Veh. Mixtos/h/carril)</i>	847

**6.2.2.2 Cálculo de la relación ( $v/c$ ):**

Se procede a calcular el nivel de servicio a partir de la relación *volumen/capacidad* ( $v/c$ ) o índice de servicio, utilizando la composición clasificada del tránsito determinado en la Tabla 6.2. Se toman como base vehículos livianos, buses y camiones, analizando sus respectivos porcentajes. Posterior a esto, se determina utiliza el Factor Direccional fijado en 0,55 según el conteo por sentido realizado para el día de mayor incidencia o flujo vehicular en la autovía "Otavalo-Ibarra"; y se calcula el tránsito estandarizado, el mismo que depende del tipo de terreno.

Se determina el factor de equivalencia para camiones y buses, para establecer las conversiones para ambas direcciones. Se hace una proyección a futuro del tránsito estandarizado en la hora pico y por último, se calcula la capacidad y el índice de servicio por sentido.

La ecuación a utilizarse, emplea la misma terminología definida en la metodología HCM 2000 y se determina como sigue:

$$\frac{v}{c} = \frac{FS}{c_j * N * f_{HV}}$$

Donde:

$$FS = \frac{VHP}{FHMD}$$

**VHP**= Volumen horario de proyecto en vehículos por hora y por sentido.

**FHMD**= Factor de hora de máxima demanda.

**FS**= Flujo por sentido a un nivel de servicio *i*, bajo condiciones prevalecientes del camino y el tránsito en vehículos mixtos por hora (*Veh./h*).

**(v/c)*i***= Máxima relación volumen/capacidad asociada al nivel de servicio *i*. (Tabla 4.7)

***c<sub>j</sub>*** = Capacidad por carril en condiciones ideales para velocidad de proyecto *j*. Es de 1900 (Veh. Livianos/hora/carril) para velocidades a flujo libre de 70 Km/h, y de 2200 (Veh. Livianos/hora/carril) para 112 Km/h. Bajo condiciones ideales del tránsito y de la vía, las carreteras multicarril tienen una capacidad de 2.000 automóviles o vehículos livianos por carril por hora.

***N***= Número de carriles por sentido.

***f<sub>HV</sub>***= factor de ajuste por presencia de vehículos pesados (camiones, autobuses y vehículos livianos).

Se va a desarrollar el cálculo para la obtención de la relación *volumen / capacidad* en base al tránsito clasificado obtenido para el año 2012 utilizando los siguientes parámetro de entrada:

**Datos:**

- TPDA<sub>2012</sub> = 16.289 (Vehículos mixtos/día/ambos sentidos) *Tabla 2.32*
- Porcentaje de Livianos = 81% *Tabla 6.2*
- Porcentaje de Camiones = 11% *Tabla 6.2*
- Porcentaje de Buses = 8% *Tabla 6.2*
- 6 carriles (3 por sentido) con un ancho de 3,65 (m) cada uno.
- Distancia Libre Lateral= 1,2 *Cuadro 6.2*
- FHMD= 0,89
- K= 10%
- Distribución direccional 55/45 → D= 0,55
- Viajeros Comunes
- Tipo de Terreno: Ondulado

**Solución:**

Para el cálculo de la relación volumen / capacidad se debe determinar el valor del Tráfico equivalente. Para esto es necesario trasladar el tránsito en vehículos mixtos a vehículos livianos equivalentes (vehículo personal estándar, 5 plazas). Los factores de equivalencia (J) dependen de las características de operación de los vehículos y del tipo de terreno en el tramo en estudio.

En términos generales se puede decir que  $J=2$  en terreno plano y  $J=4$  en terreno montañoso. Así a mayor proporción de camiones en el tránsito, mayor es la intensidad del tránsito y por ende, requerirá mayor capacidad de la carretera, para garantizar que la relación volumen / capacidad este siempre dentro de los niveles adecuados ( $v/c < 0.80$ ) de acuerdo a la NEVI-12 del MTOP. El terreno por donde atraviesa la vía en estudio, es de tipo ondulado.

- Factores de Equivalencia (J):

$J_t$ , Factor de Equivalencia de Camiones= 3,0

$J_b$ , Factor de Equivalencia de Buses= 3,0

Se asumió un factor de equivalencia igual para los dos vehículos pesados, ya que para este caso los camiones y buses presentan las mismas características de operación. Para calcular el tráfico equivalente ( $T_e$ ) se utiliza la siguiente ecuación:

$$T_e = TPDA \sum_{i=1}^n A_i J_{ei}$$

Donde:

$A_i$ : porcentaje de la  $i$ -ésima categoría de vehículos.

$J_{ei}$ : factor de equivalencia de  $i$ -ésima categoría de vehículos.

Se aplica en la ecuación anterior el factor direccional para determinar el tráfico promedio diario anual de la Tabla 6.2 por sentido de circulación. De esta forma se obtiene lo siguiente:

- Sentido Norte:

$$\text{Te Livianos} = 13.225 * 0,55 * 1 = 7.274 \text{ (Veh. livianos/día)}$$

$$\text{Te Camiones} = 1.845 * 0,55 * 3 = 3.045 \text{ (Veh. livianos/día)}$$

$$\text{Te Buses} = 1.219 * 0,55 * 3 = 2.012 \text{ (Veh. livianos/día)}$$

$$\mathbf{T_e Norte = 7.274 + 3.045 + 2.012 = 12.331 \text{ (Veh. livianos/día/sentido)}}$$

- Sentido Sur:

$$\text{Te Livianos} = 13.225 * 0,45 * 1 = 5.952 \text{ (Veh./día)}$$

$$\text{Te Camiones} = 1.845 * 0,45 * 3 = 2.491 \text{ (Veh./día)}$$

$$\text{Te Buses} = 1.219 * 0,45 * 3 = 1.646 \text{ (Veh./día)}$$

$$\mathbf{T_e Sur = 5.952 + 2.491 + 1.646 = 10.089 \text{ (Veh. livianos/h/sentido)}}$$

Para el análisis de capacidad se requiere tener volúmenes de tránsito horario, por lo que se sigue la misma ecuación del Paso 1 para calcular el volumen horario de proyecto en función del tránsito estandarizado por sentido de circulación:

- Sentido Norte:

$$\mathbf{VHP_{2012} = 0,10 * 12.331 = 1.233 \text{ (Veh. livianos/h/sentido)}}$$

- Sentido Sur:

$$\mathbf{VHP_{2012} = 0,10 * 10.089 = 1.009 \text{ (Veh. livianos/h/sentido)}}$$

Ahora corresponde determinar el tráfico a futuro en la vía empleando las correspondientes tasas de crecimiento. Para este efecto se emplea, la Tabla 2.32, donde el TPDA ha sido proyectado a todo lo largo de su periodo de diseño, el mismo



que corresponde a 20 años desde su inauguración por tratarse de un proyecto de mejoramiento vial. Las tasas de crecimiento utilizadas, fueron las establecidas en el estudio de tráfico desarrollado en la autovía "Otavalo-Ibarra". Se aplican los factores de vehículos equivalentes definidos según la composición vehicular por sentido de circulación, con la finalidad de determinar el valor del tráfico equivalente, para posteriormente encontrar el volumen horario de proyecto (VHP) en vehículos livianos y poder establecer el índice de servicio (v/c)

Para el cálculo de la capacidad por sentido se establecer primeramente el factor de ajuste por presencia de vehículos pesados. Como nuestra vía se encuentra emplazada en un terreno de tipo ondulado, el factor  $f_{HV}$  se determina de la misma forma que se hizo en el Paso 3 del anterior análisis desarrollado.

$$f_{HV} = \frac{1}{1 + 0,19(2,5 - 1) + 0} = \mathbf{0,778}$$

Donde:

$$P_T = 0,19$$

$$E_T = 2,5 \text{ (Ondulado) } \textit{Tabla 4.8}$$

La capacidad de la carretera en función de la velocidad a flujo libre (*FFS*) fijada en la vía es de 2.050 (Veh. Liv./h/carril). De esta forma la capacidad total (*C*) por sentido de circulación se la obtiene aplicando la siguiente ecuación, que no es más que una adaptación a la fórmula de tasa de flujo equivalente (*Vp*):

$$C = c_j * N * f_{HV}$$

Donde:

$$c_j = 2.050 \text{ (Veh. Livianos/h/carril)}$$

$$N = 3 \text{ carriles}$$

$$f_{HV} = 0,778$$

Resolviendo la ecuación tenemos:

$$C = 2.050 * 3 * 0,778 = \mathbf{4785 \text{ (Veh./h/sentido)}}$$

Una vez determinada la capacidad total ( $C$ ) por sentido, podemos encontrar el nivel de servicio mediante el cálculo de la relación ( $v/c$ ) la misma que para el año en estudio resulta:

- Sentido Norte:

$$\frac{v}{c} \mathbf{2012} = \frac{FS}{c_j * N * f_{HV}} = \frac{1.386}{4.785} = \mathbf{0,29}$$

Donde:

$$FS = VHP_{2012}/FHMD = 1.233/0,89 = 1.386 \text{ (Veh./h/sentido)}$$

### **Resultado:**

La relación  $v/c$  para el año 2012 en el sentido de mayor circulación, correspondiente a la dirección Norte, es igual a 0,29. Este índice de proporción de flujo o índice de congestionamiento debe ser comparado con la máxima relación  $v/c$  de la Tabla 4.7, *Criterios de Nivel de Servicio para Carreteras Multicarril*.

Los valores máximos de la relación ( $v/c$ ) para una velocidad a flujo libre de 85 (Km/h) han sido interpolados de la Tabla 4.7 y son presentados a continuación:

**Tabla 6.5 Máxima Relación  $v/c$  de Niveles de Servicio  
FFS= 85 (Km/h)**

FFS	Criterio	NDS				
		A	B	C	D	E
85 (Km/h)	Máxima relación ( $v/c$ )	0,29	0,46	0,66	0,87	1,00

Entonces según la relación obtenido el Nivel de Servicio en la carretera para el año 2012 se encuentra en el nivel A. Para el sentido Sur se efectuó el mismo procedimiento, donde la única variación fue en los valores correspondientes al Volumen horario de proyecto, ya que el factor direccional para este sentido de circulación es igual a 0,45.

Resolviendo se obtuvo una relación  $v/c$  igual a 0,24 para el mismo año 2012.

Se procede a calcular la relación entre oferta y demanda, cociente  $v/c$ , por sentido de circulación hasta el año proyectado de diseño, utilizando el procedimiento de tránsito estandarizado. La Tabla 6.6 muestra como la autovía "Otavalo-Ibarra" estará desarrollándose entre los Niveles de Servicio del A al C a lo largo de su vida útil.

**Tabla 6.6 Proyección Relación (v/c)  
Tramo: "Otavalo-Ibarra"**

AÑO	TPDA	VHP		NORTE		SUR	
		NORTE	SUR	v/c	NDS	v/c	NDS
<i>Año base 2012</i>	16289	1233	1009	0,29	<b>A</b>	0,24	<b>A</b>
<b>2013</b>	17322	1301	1065	0,31	<b>B</b>	0,25	<b>A</b>
<b>2014</b>	18425	1373	1124	0,32	<b>B</b>	0,26	<b>A</b>
<b>2015</b>	19601	1450	1186	0,34	<b>B</b>	0,28	<b>A</b>
<b>2016</b>	20856	1531	1253	0,36	<b>B</b>	0,29	<b>A</b>
<b>2017</b>	22195	1617	1323	0,38	<b>B</b>	0,31	<b>B</b>
<b>2018</b>	23625	1709	1398	0,40	<b>B</b>	0,33	<b>B</b>
<b>2019</b>	25152	1806	1478	0,42	<b>B</b>	0,35	<b>B</b>
<b>2020</b>	26783	1910	1563	0,45	<b>B</b>	0,37	<b>B</b>
<b>2021</b>	27811	1977	1618	0,46	<b>B</b>	0,38	<b>B</b>
<b>2022</b>	28879	2047	1675	0,48	<b>C</b>	0,39	<b>B</b>
<b>2023</b>	29989	2119	1734	0,5	<b>C</b>	0,41	<b>B</b>
<b>2024</b>	31142	2194	1795	0,52	<b>C</b>	0,42	<b>B</b>
<b>2025</b>	32341	2272	1859	0,53	<b>C</b>	0,44	<b>B</b>
<b>2026</b>	33586	2353	1925	0,55	<b>C</b>	0,45	<b>B</b>
<b>2027</b>	34881	2436	1993	0,57	<b>C</b>	0,47	<b>C</b>
<b>2028</b>	36228	2523	2064	0,59	<b>C</b>	0,48	<b>C</b>
<b>2029</b>	37628	2613	2138	0,61	<b>C</b>	0,50	<b>C</b>
<b>2030</b>	39082	2706	2214	0,64	<b>C</b>	0,52	<b>C</b>
<b>2031</b>	40155	2776	2272	0,65	<b>C</b>	0,53	<b>C</b>
<b>2032</b>	41257	2848	2330	0,67	<b>D</b>	0,55	<b>C</b>

Las relaciones  $v/c$  obtenidas están basadas únicamente en un flujo de tráfico conformado únicamente por vehículos livianos, es decir automóviles, camionetas o cualquier otro tipo de vehículo que mantenga solamente 4 de sus ruedas tocando el pavimento.

Se asumió un factor de ajuste para vehículos pesados  $f_{HV}$  igual a 0,778 correspondiente a un porcentaje de camiones y buses del 19% aplicados a un terreno

ondulado, resultando en una capacidad por sentido de circulación de 4785 vehículos por hora y por sentido. De esta forma se obtienen resultados más conservadores ya que el porcentaje de participación por vehículos pesados disminuye al pasar el tiempo traduciéndose en capacidades totales mayores, significando menores índices de servicio. La distribución direccional 55/45, se obtuvo mediante los volúmenes horarios de máxima demanda determinados en la vía para cada uno de los sentidos de circulación.

Por ende como conclusión de este análisis, la autovía "Otavalo-Ibarra" satisface los requerimientos establecidos por las normas vigentes para el diseño y construcción de carreteras en el Ecuador y por los principios que constan en el Manual de Capacidad de Carreteras en su versión 2000 (HCM 2000); donde se señala que las carreteras multicarril de tipo sub-urbano deben presentar características de operación con un Nivel de Servicio C.

La Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12) establece que ninguna vía podrá tener o podrá ser diseñada con un nivel de servicio final inferior de D. Esto quiere decir que la relación entre oferta y demanda, representada en términos de tráfico como el índice de servicio o relación cuantitativa  $v/c$  debe ser inferior al valor de 0,80. Para conocer cuál sería el TPDA máximo de circulación en la autovía "Otavalo-Ibarra" en condiciones de servicio con un nivel D, se procede de la siguiente forma:

- Para obtener el volumen horario por sentido es necesario realizar un retro cálculo empleando el mismo procedimiento sobrellevado a cabo en la sección anterior, pero ahora considerando el valor de la relación máxima  $v/c$  igual a 0,80

correspondiente a un nivel de servicio  $D$ , según lo fijado en la Norma Ecuatoriana Vial, 2012.

- Como primer paso se despeja la variable correspondiente al volumen, de la ecuación  $v/c$  como se indica a continuación:

$$v = c * 0,80$$

Donde:

$$v = FS = VHP / FHMD$$

$$c = C = c_j * N * f_{HV}$$

- Reemplazando valores se obtiene la siguiente ecuación:

$$VHP = FHMD * 0,80 * C$$

Donde:

$$FHMD = 0,89$$

$$C = 4785 \text{ (Veh. mixtos/h/sentido)}$$

Determinamos el volumen horario de proyecto  $VHP$ :

$$VHP = 0,89 * 0,80 * 4785 = 3.407 \text{ (Veh. mixtos/h/sentido)}$$

- Como sabemos que el volumen horario de proyecto puede ser encontrado mediante la siguiente ecuación:

$$VHP = K * D * TPDA$$

Donde:

$K = 0,10$

$D = 0,55$

Despejamos el tráfico promedio diario anual (TPDA):

$$TPDA_{NDS D} = \frac{3407}{0,10 * 0,55}$$

$$TPDA_{NDS D} = 61.946 \text{ ( Veh. mixtos/día /ambos sentidos)}$$

### **Resultado:**

Es necesario un TPDA de 61.946 vehículos por día para que la autovía "Otavalo-Ibarra" llegue a operar a un Nivel de Servicio *D*. Las condiciones de operación en este nivel serían: formación de colas en puntos localizados, dificultad para efectuar adelantamientos y condiciones inestables de circulación. En otras palabras, la autovía debe soportar un tráfico vehicular de esa magnitud para satisfacer las características mínimas de circulación y los parámetros de diseño concebidos por la normativa vigente, para este tipo de vialidades.

Debido al constante desarrollo y crecimiento de las principales poblaciones por donde atraviesa la Autovía "Otavalo-Ibarra", es necesario establecer un pronóstico del volumen que circularía por la vía. Considerando los incrementos derivados del tráfico generado y del tráfico por desarrollo. Esto en base a que la vía en estudio al ser parte integral de la Panamericana Norte, Troncal de la Sierra ecuatoriana, podría servir como columna vertebral para la conectividad con nuevas carreteras y destinos.

Uno de estos proyectos, es la Ciudad del Conocimiento "YACHAY", ubicada en la localidad de "San Miguel de Urcuquí", situado al noroeste de la provincia de "Imbabura". El desarrollo y planificación de la ciudad del conocimiento es impulsado por el Gobierno Nacional, bajo el liderazgo de la Secretaría Nacional de Educación Superior, Ciencia, Tecnología e Innovación (SENESCYT). Este proyecto lo que busca la innovación tecnológica y negocios intensivos en conocimiento donde se implementará y vinculará la Primera Universidad de Investigación de Tecnología Experimental en el Ecuador. La ciudad del conocimiento intervendrá en 4.489 ha.



*Nota: Yachay, palabra en kichwa significa conocimiento.*

**Figura 6.5 Ubicación "Yachay"**

**Fuente:** <http://www.yachay.gob.ec/yachay-la-ciudad-del-conocimiento/>

En lo que ha movilidad se refiere, "Yachay" presenta las siguientes condiciones:

- *Accesibilidad:* con la ampliación de la Panamericana, la ciudad del conocimiento "Yachay", tiene un promedio de conexión con el nuevo aeropuerto internacional



de Quito de 1,5 hora; con la ciudad de Ibarra de 15 minutos y con el puerto de Esmeraldas de 2 horas. Es prioritario que exista una conectividad directa entre Yachay con la capital.

- *Infraestructura:* la ciudad de "Urcuquí" es accesible a través de la Carretera Panamericana, que es la vía principal que conecta el desarrollo con la ciudad de Quito, con un recorrido de aproximadamente 80 (Km). La calidad de la carretera de Quito a Ibarra es excelente (ifezecuador, 2012). Existe planes para mejorar la vía de acceso desde "Urcuquí" a "Yachay".
- *Desarrollo Poblacional:* la Ciudad del Conocimiento "Yachay" contará con institutos de investigación, oficinas, unidades residenciales, dormitorios estudiantiles y locales comerciales. Esto permitirá un desarrollo económico beneficioso para la zona, ya que se integrará y conectará "Yachay" con Urcuquí, Ibarra, Atuntaqui, Cotacachi y Otavalo, que son sus centros de consumo, industrial y urbano regional naturales.

### **Incidencia sobre la Autovía "Otavalo-Ibarra"**

La incorporación de nuevas áreas de explotación dentro del área de influencia de la carretera, ya sean por el incremento en la producción de las tierras o por la puesta en marcha de proyectos con fines turísticos, sociales, energéticos o de gran impacto para una determina población; requieren que la conectividad por medio del transporte y la comunicación sean los aspectos más importantes a considerarse en su diseño.

Una vez entrada en funcionamiento la Ciudad del Conocimiento "Yachay", ésta tendrá una gran incidencia sobre el tráfico que actualmente circula por la vía en

estudio, ya que la autovía servirá como la principal ruta de conexión para los usuarios provenientes tanto de la parte Norte, como de la Parte Sur, del país.

Es así, que para poder estimar si el incremento vehicular en la autovía "Otavalo-Ibarra", producto del tráfico desarrollado, no afectará el Nivel de Servicio Operacional de la vía y su Capacidad a futuro; se requiere determinar el valor del TPDA proyectado a 20 años considerando el aporte del Tráfico Generado más el aporte del Tráfico Desviado o Atraído, obteniéndose lo siguiente:

- *Tráfico Proyectado (Tp)*: son los determinados en la Tabla 6.6.

$$Tp_{2032} = 41.257 \left( \frac{Veh.}{día} \right) \quad \text{Tabla 6.6}$$

- *Tráfico Desarrollado (Td)*: es el tráfico por desarrollo que es el proyectado menos el actual sin considerar un aumento significativo después de los tres primeros años.

$$Td = Tp_{2016} - Tp_{2013} = 20.856 - 17.332 = 3.534 \left( \frac{Veh.}{día} \right) \quad \text{Tabla 6.6}$$

- *Tráfico Generado (Tg)*: es aquel originado por la novedad que ofrece la carretera a la mejora existente.

$$Tg = 0,25 (Tp + Td)$$

$$Tg = 0,25 (41.257 + 3.534) = 11.198 \left( \frac{Veh.}{día} \right)$$

- *Tráfico Desviado (Tdes)*: tráfico atraído desde otra carretera una vez que entra en servicio la nueva carretera o mejora de la misma, ya sea por ahorro en tiempo, combustible, etc.

$$T_{des} = 0,20 (T_p)$$

$$T_{des} = 0,20 (41.257) = 8.252 \left( \frac{Veh.}{día} \right)$$

Finalmente el TPDA proyectado es igual a:

$$TPDA_{2032} = T_p + T_g + T_{des} = 60.707 \left( \frac{Veh.}{día} \right)$$

### **Resultado:**

Considerando la incorporación de los volúmenes de tráfico generado y desviado, producto del crecimiento y desarrollo de las poblaciones adyacentes a la vía de estudio, se obtiene que el flujo vehicular de diseño para este caso, no supera el índice máximo de servicio (v/c) establecido por las normativas. Ya que el TPDA proyectado al año 2032, es un poco menor a los 61.946 vehículos por día, anteriormente determinados, en función a un índice de saturación igual a 0,80, por lo que aún se encuentra dentro los límites para catalogarla en un Nivel de Servicio tipo D.

Tomando en cuenta todos estos aspectos, se concluye que la autovía "Otavalo-Ibarra" prestaría las condiciones de operación recomendadas por las normativas vigentes que establecen no presentar un Nivel de Servicio inferior al tipo D. Considerando la incorporación de estos volúmenes al tráfico proyectado de diseño, las características de circulación en la vía describirían un flujo con poco espaciamiento entre vehículos, viéndose limitada la capacidad de maniobra. De existir interrupciones ligeras, éstas no serían absorbidas con facilidad, causando un deterioro local grave, pero la vía aun no alcanzaría su capacidad máxima.

**Cuadro 6.9 Resultado del Estudio de Tráfico**

TRAMO	LONGITUD (Km)	DÍAS DE MÁXIMA DEMANDA	HORAS DE MÁXIMA DEMANDA	TPDA ACTUAL (2012)	COMPOSICIÓN DEL TRÁFICO *	CAPACIDAD (Veh./h/carril)	NDS ACTUAL	TPDA FUTURO (2022)
				(Veh./día)				(Veh./día)
Otavalo- Ibarra	18+893,36	Sábado y Domingo	13:00-14:00 17:00-18:00	16.289	L= 81,19	2050	A	28.879
					B= 7,45			
					P= 11,33			

\* L= livianos, B= Buses y P= Camiones

### AUTOVÍA "OTAVALO-IBARRA"



### 6.2.3 Análisis Operacional de Intersección con Semáforo:

Todas las intersecciones son de tipo cruz (+) y en cada una de ellas existe semáforos como dispositivos de control.

Se va a determinar la capacidad y el nivel de servicio para cada grupo de carriles en cada uno de los accesos y finalmente el Nivel de Servicio Global de la intersección semaforizada de "San Roque", la misma que se encuentra ubicada en la abscisas 6+415 muy cercana a la Estación de Peaje que lleva su mismo nombre.



**Fotografía 6.3 Intersección de "San Roque"**

La metodología a emplearse sigue el procedimiento para la evaluación operativa en intersecciones señalizadas descrito en el Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000), específicamente en el Capítulo 16.

**Datos:**

- I. La mayor parte de los buses atraviesan la intersección sin efectuar paradas para recoger o dejar pasajeros, por este motivo se los consideró como parte del registro de vehículos pesados. Adicionalmente, la ubicación de la parada de buses al no estar próxima a la zona de cruce de los vehículos en la intersección, influye en esta consideración.
- II. Ninguno de los accesos de la intersección se haya restringido por maniobras de estacionamiento que puedan incidir en la capacidad, ni en el nivel de servicio de la intersección.
- III. La intersección es de tipo Cruz con una bahía especial de vuelta a la derecha en el acceso Oeste. Los vehículos realizan esta maniobra sin la influencia del semáforo.
- IV. Los anchos de carril se encuentran expresados en metros.
- V. La llegada de los vehículos es de forma aleatoria.
- VI. Los volúmenes máximos horarios en vehículos mixtos se los determinó mediante el conteo vehicular horario efectuado el fin de semana, correspondiente al sábado 19 de Enero del 2013.
- VII. En días laborables existe conflictos peatonales en horarios de ingreso y salida a los establecimientos escolares del sector. No se considera conflictos por presencia de bicicletas y peatones por hora, ya que la intersección cuenta con un paso peatonal elevado para el cruce de la vía.
- VIII. Adicionalmente se cuenta con la siguiente información:
  - Porcentaje de buses:

Acceso Norte → 16%

Acceso Sur → 16%

Acceso Este → 7%

Acceso Oeste → 3%

- Factor de máxima demanda asumido (FHMD) para todos los accesos es de 0,90.

- Pendientes de los accesos:

Acceso Norte → -4%

Acceso Sur → +4%

Acceso Este → +8%

Acceso Oeste → -6%

- Tiempo perdido en el arranque= 4 segundos.
- Ciclo prefijado del semáforo= 104 segundos, distribuido en tres fases con todos rojos de 2 segundos como se muestra en la Tabla 6.7:

**Tabla 6.7 Fases de Semáforo**

Fase No.	Acceso	Tiempo (s)		
		Verde	Amarillo	Rojo
1	Norte y Sur	52	3	49
2	Este y Oeste	17	3	84
3	Giro Izquierda	20	3	81

- Volúmenes máximos horarios en vehículos mixtos del aforo realizado el día sábado 19 de Enero del 2013, en la intersección de "San Roque". Los mismos que han sido representados en la siguiente figura:

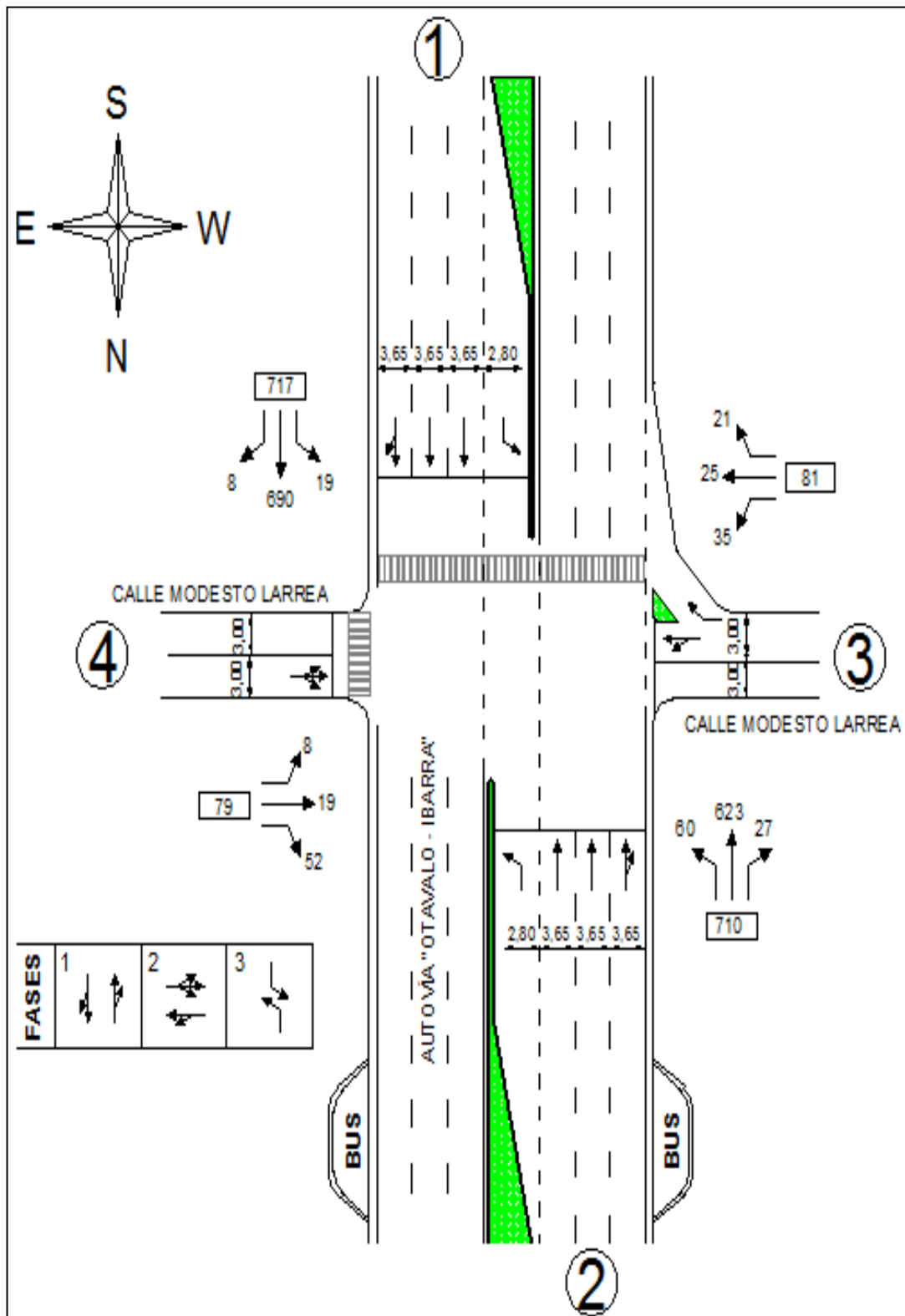
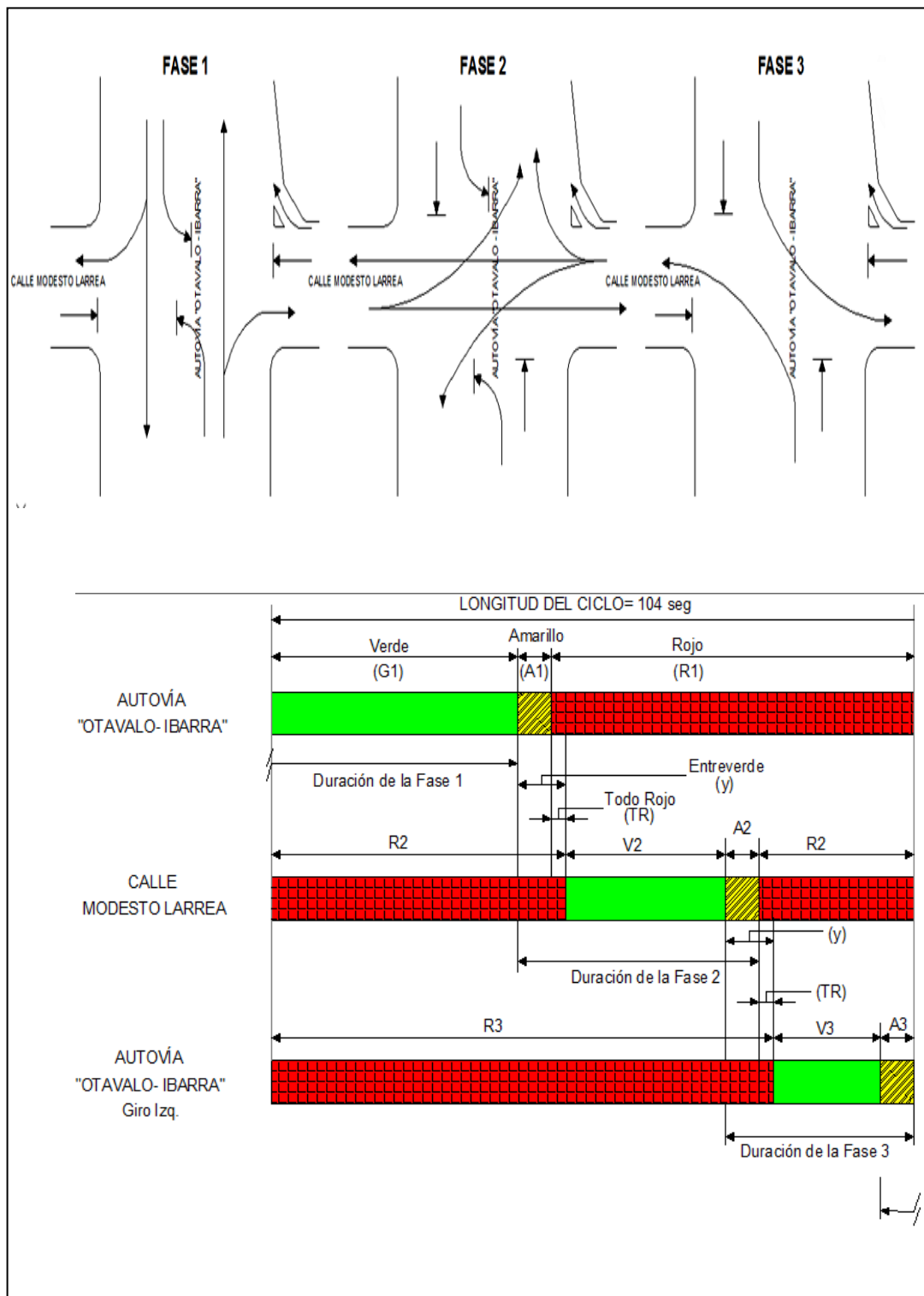


Figura 6.6 Volúmenes Máximos Intersección "San Roque"





**Figura 6.7 Fases y Diagrama de Fases Intersección con Semáforos "San Roque"**

**Solución:**

Para evaluar el nivel de servicio (NDS) de cada uno de los grupos de carriles, los accesos y de la intersección en forma global, se emplea el siguiente procedimiento, el cual está definido por cuatro módulos a saber:

**a. Módulo de Ajuste de Volúmenes:**

En este módulo se convierten los volúmenes horarios ( $V$ ), en tasas de flujo ( $Vp$ ) utilizando el factor de la hora de máxima demanda ( $FHMD$ ). Se establecen los grupos de carriles de acuerdo a la proporción de giros y a las tasas de flujo.

- *Grupos de Carriles:*

Acceso Norte y Sur → dos grupos de carriles, el grupo número es en un carril para la vuelta exclusiva a la izquierda (L) y el otro en tres carriles para los movimientos de frente y derecha (TR).

Acceso Este → un solo grupo de carril para los tres tipos de movimientos: de frente, izquierda y derecha (LTR).

Acceso Oeste → un solo grupo de carril para los movimientos de frente e izquierda (LT).

- *Sentido del Flujo Vehicular:*

SB → sentido hacia el Sur.

NB → sentido hacia el Norte.

WB → sentido hacia el Oeste.

SE → sentido hacia el Este.

**Tabla 6.8 Módulo de Ajuste de Volúmenes Intersección "San Roque"**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Acceso	Sentido del Flujo Vehicular	Movimiento	Vol. del Movimiento V	FHMD	Tasa de Flujo Ajustado $V_p^*$	Mov. por Grupo de Carriles	Flujo de demanda no ajustado	Número de Carriles N	Flujo del Grupo $v_i$	Prop. de vueltas $P_{LT}$ o $P_{RT}$ **
			(Veh. /h)				(Veh. /h)		(Veh. /h)	
NORTE	SB	LT	60	0,9	67	L	67	1	67	1,000
		TH	623	0,9	692	TR	722	3	722	0,043
		RT	27	0,9	30	-	-	-	-	-
OESTE	EB	LT	35	0,9	39	-	-	-	-	-
		TH	25	0,9	28	LT	67	1	67	0,583
		RT	-	-	-	-	-	-	-	-
SUR	NB	LT	19	0,9	21	L	21	1	21	1,000
		TH	690	0,9	767	TR	776	3	776	0,012
		RT	8	0,9	9	-	-	-	-	-
ESTE	WB	LT	8	0,9	9	-	-	-	-	-
		TH	19	0,9	21	LTR	88	1	88	0,101
		RT	52	0,9	58	-	-	-	-	-

L= vuelta exclusiva a la izquierda.

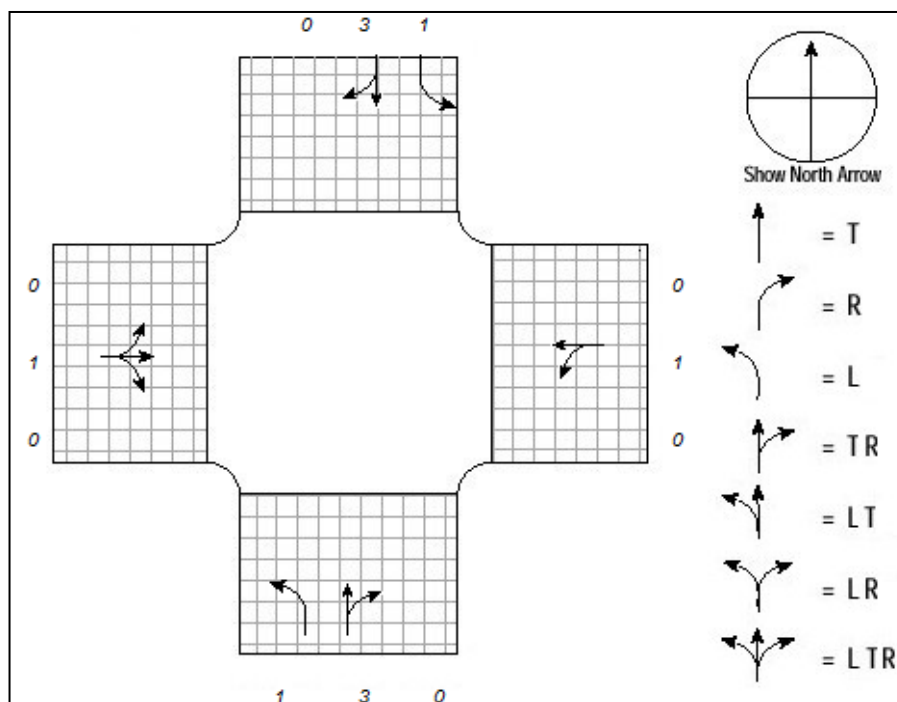
\* [4/5]

\*\* [8/10]

TR= tres carriles mov. de frente y derecha.

LT=un carril mov. de frente e izquierda.

LTR= un carril mov. De frente, izquierda y derecha.



**Figura 6.8 Movimientos Intersección "San Roque"**

Fuente: HCS2000 Signals

**b. Módulo de Ajuste de Saturación:**

Se procede a calcular el flujo de saturación bajo condiciones prevalecientes para cada uno de uno de los grupos de carriles definidos en el módulo anterior. El flujo de saturación es ajustado mediante factores. Se presenta el procedimiento de cálculo en el Acceso Norte para el grupo de tres carriles (*TR*), empleando las formulaciones definidas en el Cuadro 4.11 y de acuerdo con la ecuación base para calcular el flujo de saturación:

$$S_i = S_o(N)(f_w)(f_{HV})(f_g)(f_p)(f_{bb})(f_a)(f_{LU})(f_{LT})(f_{RT})(f_{Lpb})(f_{Rpb})$$

Donde:

$S_o = 1.900$  (Veh. Liv./h verde/ carril)

$N = 3$

**Cuadro 6.10 Factores de Ajuste Acceso Norte (*TR*)**

Factor	Fórmula
Ancho de Carril	$f_W = 1 + \frac{(W - 3,6)}{9} = 1 + \frac{(3,65 - 3,6)}{9} = 1,006$ <i>W</i> = ancho de carril (m).
Vehículos Pesados	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \%HV(E_T - 1)} = \frac{100}{100 + 16(2,0 - 1)} = 0,862$ <i>%HV</i> = porcentaje de vehículos pesados del grupo.
Pendiente del Acceso	$f_g = 1 - \frac{\%G}{200} = 1 - \frac{-4}{200} = 1,020$ <i>%G</i> = porcentaje de pendiente de acceso.
Estacionamiento	$f_p = 1,00 \rightarrow$ sin estacionamientos
Paradas de Autobuses	$f_{bb} = 1,00 \rightarrow$ sin paradas de buses
Tipo de Área	$f_a = 1,00 \rightarrow$ zonas periféricas
Utilización de Carriles	$f_{LU} = 0,908 \rightarrow$ Movimiento del grupo de carriles compartido para tres carriles. (Cuadro 4.10)
Giros a la Izquierda	$f_{LT} = 1,00 \rightarrow$ el grupo no presenta giros a la izquierda.
Giros a la Derecha	Carril Compartido: $f_{RT} = 1,0 - 0,15P_{RT} = 1,0 - 0,15 * 0,04$ $f_{RT} = 0,994$

CONTINUA

<b>Bloqueo por Peatones y Bicicletas</b>	$f_{Lpb} = 1,000$
	No existe conflicto con peatones y ciclistas con vueltas a la izquierda.
	$f_{Rpb} = 1,000$
	No existe conflicto con peatones y ciclistas con vueltas a la derecha.

El flujo de saturación del grupo TR es:

$$S_{TR}$$

$$= 1.900(3)(1,006)(0,862)(1,020)(1,00)(1,00)(1,00)(0,908)(1,00)(0,994)(1,00)(1,00)$$

$$= 4.550 \text{ (Veh./h/verde)}$$

**Tabla 6.9 Módulo del Flujo de Saturación  
Intersección "San Roque"**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Acceso	Movimiento por Grupo de Carriles	Flujo de Saturación ideal $S_o$	Número de Carriles $N$	$f_w$	$f_{HV}$	$f_g$	$f_p$	$f_{bb}$	$f_a$	$f_{LU}$	$f_{LT}$	$f_{RT}$	$f_{Lpb}$	$f_{Rpb}$	Flujo de Saturación Ajustado $S_i^*$
		(Veh. /h verde)													(Veh. /h verde)
<b>NORTE</b>	L	1900	1	1,006	0,862	1,020	1,000	1,000	1,000	1,000	0,950		1,000	1,000	1596
	TR	1900	3	1,006	0,862	1,020	1,000	1,000	1,000	0,908	1,000	0,994	1,000	1,000	4550
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>OESTE</b>	LT	1900	1	1,000	0,987	1,030	1,000	1,000	1,000	1,000	0,817	1,000	1,000	1,000	1579
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>SUR</b>	L	1900	1	1,006	0,862	0,980	1,000	1,000	1,000	1,000	0,950		1,000	1,000	1533
	TR	1900	3	1,006	0,862	0,980	1,000	1,000	1,000	0,908	1,000	0,998	1,000	1,000	4389
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>ESTE</b>	LTR	1900	1	1,000	0,984	0,960	1,000	1,000	1,000	1,000	0,972	0,911	1,000	1,000	1589
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

L= vuelta exclusiva a la izquierda.

\* [3x4x5x6x7x8x9x10x11x12x13x14x15]

TR= dos carriles mov. de frente y derecha.

LTR= un carril mov. De frente, izquierda y derecha.

### c. Módulo de Análisis de Capacidad:

En este módulo se analiza para cada grupo de carriles la capacidad ( $c_i$ ) y la relación volumen a capacidad ( $v/c$ )<sub>i</sub>. También se calcula el grado de saturación crítico de la intersección ( $X_c$ ). De igual forma se realizan los cálculos correspondientes Acceso Norte para el grupo de tres carriles ( $TR$ ).

- *Capacidad del grupo de carriles TR:*

$$c_{TR} = s_{TR} \left( \frac{g_{TR}}{C} \right) = 4.550 * \frac{51}{104} = 2.231 \text{ (Veh./h)}$$

Donde:

*Tasa de flujo de saturación del grupo de carriles* ( $s_{TR}$ )= 4.550 (Veh./hora verde)

*Tiempo de verde efectivo* ( $g_{TR}$ )= 52- 4 (arranque) + 3 (amarillo al final) = 51 segundos verdes.

*Ciclo del semáforo* ( $C$ )= 104 segundos.

- *Relación volumen a capacidad (v/c):*

$$X_i = \frac{v_{TR}}{c_{TR}} = \frac{722}{2.231} = 0,32$$

Donde:

$v_{TR}$ = tasa de flujo ajustado el grupo (Veh./h).

- *Grado de saturación crítico de la intersección ( $X_c$ ):*

$$X_c = \frac{C_s}{C_s - L} \left[ \sum \left( \frac{V}{S} \right) c_i \right] = \left( \frac{104}{104 - 8} \right) * (0,28) = 0,30$$

Donde:

Tiempo total perdido por ciclo (L)= 8 segundos.

Relación de flujo de todos los grupos de carriles críticos  $(\sum(\frac{V}{S})_{ci})=$   
 $0,04+0,18+0,06= 0,28$

Por lo tanto, la intersección funciona al 30% de su capacidad en los grupos de carriles críticos.

La siguiente tabla presenta el cálculo completo para todos los accesos en la intersección:

**Tabla 6.10 Módulo de Análisis de Capacidad Intersección "San Roque"**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Acceso	Movimiento o por Grupo de Carriles	Número de la Fase	Tipo de Fase	Flujo de demanda ajustado $v_i$	Flujo de Saturación ajustado $S_i$	Tiempo Verde Efectivo $g_i$	Relación de Verde $g_i/C$	Capacidad del Grupo de Carriles $c_i^*$	Relación Volumen a Capacidad $X_i=v_i/c_i^{**}$	Relación de Flujo $v_i/s_i$	Grupo de carriles crítico por fase
				(Veh. /h)	(Veh. /h verde)	(s)		(Veh. /h)		(Veh. /h)	
<b>NORTE</b>	L	3	P	67	1596	19	0,18	292	0,23	0,04	✓
	TR	1	P	722	4550	51	0,49	2231	0,32	0,16	
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
<b>OESTE</b>	-	-	P	-	-	-	-	-	-	-	
	LT	2	P	67	1579	16	0,15	243	0,27	0,04	
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
<b>SUR</b>	L	3	P	21	1533	19	0,18	280	0,08	0,01	
	TR	1	P	776	4389	51	0,49	2152	0,36	0,18	✓
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
<b>ESTE</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	LTR	2	P	88	1589	16	0,15	244	0,36	0,06	✓
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

C= la longitud del ciclo del semáforo es de 104 segundos.

\*[6x8]

\*\*[5/9]

#### d. Módulo del Nivel de Servicio:

En este módulo se procede a obtener las demoras para los grupos de carriles, para los accesos y para toda la intersección, así se establece el Nivel de Servicio Global de la Intersección.

La siguiente tabla presenta las demoras para los grupos de carriles establecidos, para los accesos y para toda la intersección de "San Roque", de esta manera se determinaron los Niveles de Servicio brindados por cada uno de estos en condiciones prevalecientes.



**Tabla 6.11 Módulo del Nivel de Servicio  
Intersección "San Roque"**

GRUPO DE CARRILES		1° TÉRMINO DE LA DEMORA					2° TÉRMINO DE LA DEMORA		DEMORA DEL GRUPO		DEMORAS TOTALES Y NIVELES DE SERVICIO				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Acceso	Movimiento por Grupo de Carriles	Flujo de demanda ajustado $v_i$	Relación de Verde $g_i/C$	Longitud del Ciclo $C$	Relación Volumen a Capacidad $X_i=v_i/c_i$	Demora Uniforme $d_1$	Capacidad del Grupo de Carriles $c_i^*$	Demora Incremental $d_2$	Factor de Ajuste por Progresión $FP$	Demora media por control del Grupo $d_i$	Nivel de Servicio del Grupo de Carriles	Demora por Acceso $d_A$	Nivel de Servicio por Acceso	Demora en toda la Intersección	Nivel de Servicio Global de la Intersección
		(Veh. /h)				(s/Veh.)	(Veh. /h)	(s/Veh.)		(s/Veh.)		(Veh. /h)			
<b>NORTE</b>	L	67	0,18	104	0,23	36,2	292	1,8	1,000	38,1	D				
	TR	722	0,49	104	0,32	16,1	2231	0,4	1,000	16,4	B	18,3	B		
<b>OESTE</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
	LT	67	0,15	104	0,27	38,9	243	2,8	1,000	41,7	D	41,7	D		
<b>SUR</b>	L	21	0,18	104	0,08	35,2	280	0,5	0,000	35,7	C				
	TR	776	0,49	104	0,36	16,4	2152	0,5	1,000	16,9	B	17,4	B		
<b>ESTE</b>	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
	LTR	88	0,15	104	0,36	39,4	244	4,1	1,000	43,5	D	43,5	D		
														<b>20,03</b>	<b>B</b>

En lo que respecta a la demostración del procedimiento de cálculo en el acceso Norte, para el grupo de tres carriles ( $TR$ ), las demoras obtenidas son las siguientes:

**Cuadro 6.11 Determinación Tipos de Demoras**

Tipo de Demora	Fórmula
<b>Uniforme</b> ( $d_1$ )	$d_1 = \frac{0,5C \left(1 - \frac{g}{c}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{c}\right]} = \frac{0,5 * 104(1 - 0,49)^2}{1 - [0,32 * 0,49]} = 16,1 \left(\frac{s}{Veh.}\right)$
<b>Incremental</b> ( $d_2$ )	$d_2 = 900T[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{cT}}$ $d_2 = 900(0,25)[(0,32 - 1) + \sqrt{(0,32 - 1)^2 + \frac{8(0,50)(1,00)(0,32)}{2.231(0,25)}}]$ $d_2 = 0,4 \left(\frac{s}{Veh.}\right)$ <p><i>Donde:</i>  <math>T</math>= duración del periodo de análisis (0,25h).  <math>k</math>= factor de demora incremental.  <math>k=0,50</math> para intersecciones prefijadas.  <math>I</math>= factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba.  <math>I=1,00</math> para intersecciones aisladas.</p>
<b>Demora por Cola Inicial</b> ( $d_3$ )	$Q_b = 0 \therefore d_3 = 0 \rightarrow \text{Al no existir cola inicial.}$

El nivel de servicio para el grupo de carriles  $TR$ , se determina mediante la demora media por control, de esta manera:

$$d_{TR} = d_1(PF) + d_2 + d_3 = 16,1(1,00) + 0,4 + 0 = 16,4 \left(\frac{s}{Veh.}\right)$$

Donde:

*Factor de Coordinación (PF)*= 1,00 (Veh./hora verde)

Nota: El Factor de Coordinación ( $PF$ ) fue seleccionado del Cuadro 15-5 del Manual de Capacidad (HCM 2000), para un Tipo de Llegada 3, el cual corresponde a llegadas en forma aleatorias.

De acuerdo al Cuadro 4.7 la demora representa un Nivel de Servicio B.

Para el ejemplo de cálculo la demora agregada en el acceso Norte es:

$$d_N = \frac{\sum_{i=1}^2 (d_i V_i)}{\sum_{i=1}^2 V_i} = \frac{38,1(67) + 16,4(722)}{67 + 722} = 18,3 \left( \frac{s}{Veh.} \right)$$

De igual forma esta demora representa un Nivel de Servicio B.

### ***Intersección:***

Como último paso se determina la demora en toda la intersección empleando la siguiente ecuación:

$$\begin{aligned} d_{San\ Roque} &= \frac{\sum_{A=1}^4 (d_A V_A)}{\sum_{A=1}^4 V_A} = \frac{18,3(789) + 41,7(67) + 17,4(797) + 43,5(88)}{789 + 67 + 797 + 88} \\ &= 20,0 \left( \frac{s}{Veh.} \right) \end{aligned}$$

Por lo tanto, según el Cuadro 4.7, el Nivel de Servicio Global de la Intersección de "San Roque" es B.

**Resultado:**

La operación de la Intersección e "San Roque" tiene un *NDS B*, esto describe demoras entre 10 y 20 segundos por vehículos, algunos vehículos comienzan a detenerse. En términos generales el avance de los vehículos es favorable y con buena progresión. Las detenciones no son significativas de los vehículos, en todos los accesos no existe presencia de colas o vehículos rezagados y los tiempos fijados del semáforo son adecuados para el paso vehicular inclusive en horas pico.

## ***CAPITULO VII. EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL TRAMO***

Mediante la evaluación social y económica de la autovía "Otavalo-Ibarra" se pueden valorar los beneficios directos que ésta ha contribuido para la disminución de los costos operativos de los vehículos y la reducción del tiempo de viaje de los pasajeros, garantizando a los usuarios un adecuado nivel de servicio.

### **7.1 INTRODUCCIÓN**

El estudio comprende el tramo "Otavalo-Ibarra" (E35), que tiene una longitud de 18,90 (Km), actualmente la vía tiene un TPDA de 18.120 (Ver Anexo No. 2), ubicándose en el rango de TPDA superior a 8.000 vehículos, por lo que sus características geométricas y de trazado corresponden a Clase RI o RII, según las Normas de Diseño Geométrico del Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Desde su entrega en septiembre del 2011 la ampliación del tramo ha modernizado la vía Panamericana, mejorando los niveles de seguridad, comodidad y rapidez producto del incremento en la velocidad de los vehículos, con un ahorro en los costos de operación vehicular y mantenimiento vial, promoviendo la regeneración socio económica de los sectores rurales de la provincia de Imbabura, conectados a la red.

### **7.2 SITUACIÓN ANTERIOR A LA AMPLIACIÓN AUTOVÍA "OTAVALO-IBARRA"**

Anterior a su ampliación, los habitantes de la provincia de Imbabura se conectaban por una vía de dos carriles a provincias de la Sierra Central. Debido a la alta demanda vehicular en relación a su oferta, la vía se congestionaba y por consiguiente se producían demoras, ocasionando altos costos de operación y mayor tiempo de viaje, por lo que los usuarios incurrían en mayores gastos. El traslado intercantonal era muy demorado y los usuarios se veían afectados diariamente por la congestión vehicular existente. Esto traía inconvenientes para los transportistas del servicio público como buses cantonales, interprovinciales y de emergencia, debido a la falta de espacio en la calzada esta se convertía en la principal causa de congestión y riesgo de accidentes para los conductores. Los tiempos de recorrido calculados antes de la construcción de la autovía, oscilaban entre 20 y 30 minutos solo para trasladarse desde “Ibarra” a “Antonio Ante”, 40 minutos hasta el ingreso al cantón “Cotacachi” y casi 60 minutos a la ciudad de “Otavalo”.

### **7.3 IDENTIFICACIÓN, CUANTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE BENEFICIOS Y COSTOS**

El objetivo principal de este capítulo es poder cuantificar y valorar, como los avances producto de la mejora en la infraestructura vial, han permitido reducir los costos de operación para los usuarios que utilizan la autovía "Otavalo-Ibarra". Esto debido principalmente a la disminución del tiempo de viaje por el aumento en la velocidad de recorrido de los vehículos.

Dichos cambios o variaciones, han generado diversos efectos, los cuales pueden ser categorizados como positivos dependiendo de su grado de importancia, por ende los efectos positivos vendrían a ser todos los que permiten obtener beneficios

económicos, como por ejemplo el ahorro en los costos generalizados de viaje, que están compuestos por las disminuciones en los costos de tiempo de los usuarios actuales de la vía y menor costo de operación de los vehículos que realizan dichos viajes.

Ciertos efectos, costos y beneficios son fáciles de medir, pero existen otros que resultan indeterminados en cuanto a su cuantificación y valoración. Dentro de estos efectos tenemos el caso de los accidentes y el correspondiente a la reactivación económica, los cuales sin lugar a duda producen beneficios al ser disminuidos, pero no son motivo de este estudio. Por esta razón una evaluación económica toma a los ahorros de los costos sociales generalizados de viaje, como el principal beneficio a ser considerado.

La cuantificación y valoración de los beneficios sociales se obtuvieron mediante la determinación de los costos unitarios por usuario de la vía, utilizando el modelo Highway Development & Management HDM-4 Versión 2.00 (Mundial, 2010), desarrollado por el Banco Mundial, el cual toma en consideración las relaciones de velocidades, tiempos de viaje y costos de operación de los vehículos.

El modelo considera las características de la oferta (infraestructura vial) y la demanda (volúmenes de tráfico vehicular), costos de construcción y mantenimiento. Para establecer los Costos Unitarios por Usuario de la Autovía "Otavalo-Ibarra" se tomó en cuenta lo siguiente:

- Geometría de la carretera.
- Condición de la carretera.
- Caracterización de los vehículos tipo.
- Costos Unitarios de los componentes de los Costos Operativos de los vehículos.
- TPDA
- Costos de Construcción y Mantenimiento.

Con el análisis de las variables antes descritas se determina los beneficios directos que para el presente estudio son producidos por el ahorro en los costos de operación de los vehículos y el ahorro en el tiempo de viaje. Los dos costos repercuten directamente en la economía del usuario y por ende, cubren esencialmente las exigencias del nuevo entorno económico. Además, en el costo del tiempo de recorrido se encuentran inmersas dos variables distancia y flujo vehicular (nivel de servicio al cual se encuentra operando el tramo en estudio). La estimación del tiempo está en función de la distancia que recorre el vehículo y de la velocidad de operación, que a su vez, está en función del flujo vehicular y de las condiciones físicas de la superficie de rodadura. Esta última siendo la de principal incidencia en los costos de operación.

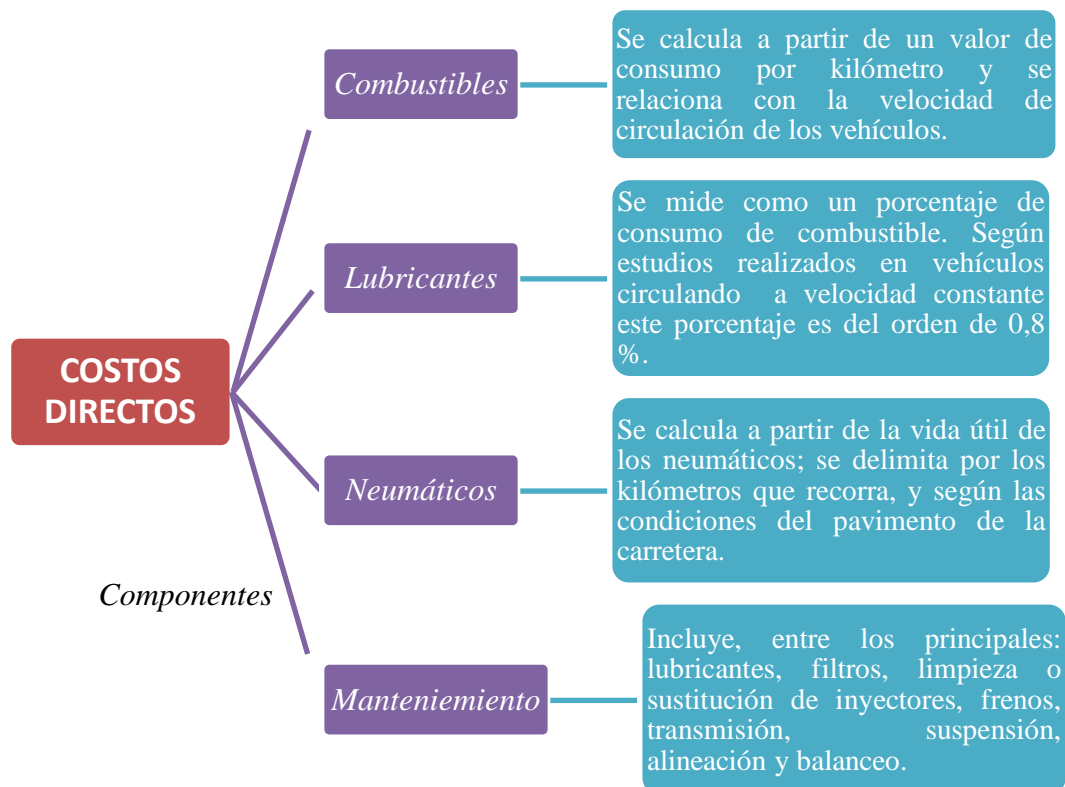
Cuando el análisis del costo generalizado del transporte se realiza en una vía que cuenta con una estación de peaje se debe considerar la tarifa de pago del mismo al momento de estimar el costo total del transporte.

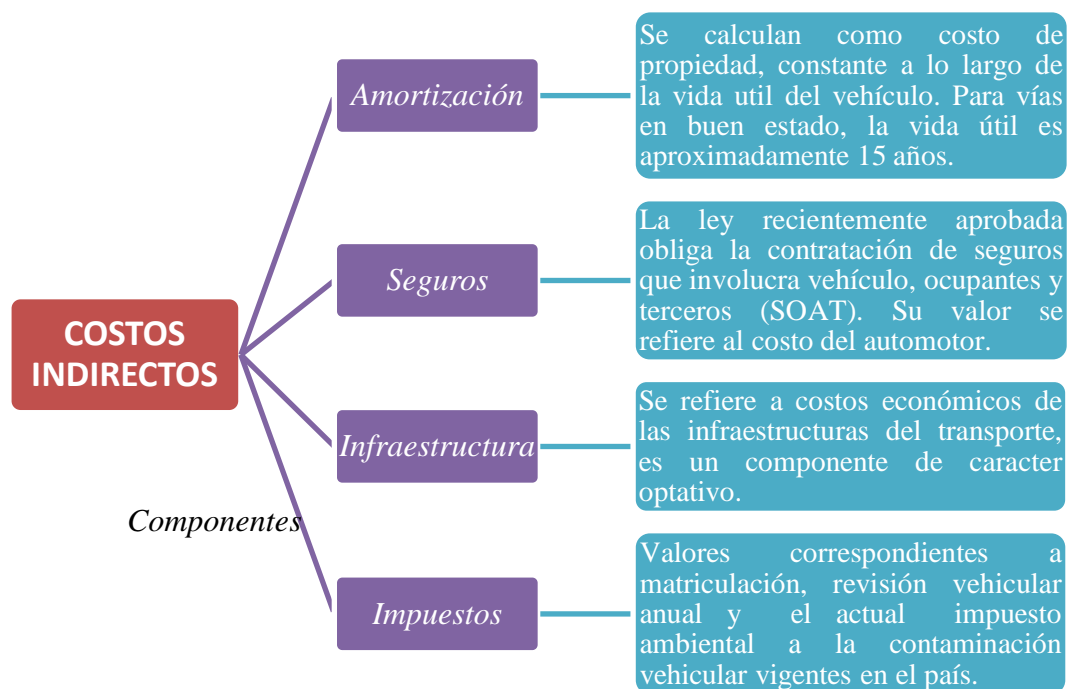


### 7.3.1 Beneficios Sociales por Ahorro de los Costos Generalizados de Viaje

Los costos de operación vehicular, son aquellos que se generan por el tránsito vehicular en las vías. Estos dependen del estado físico de la superficie de rodadura, así como del tipo de terreno y las características geométricas que presente determinada carretera. Tanto los consumos directos (combustibles, lubricantes, mantenimiento y llantas), como los indirectos (refacciones, inversión y depreciación) del vehículo dependen de estas variables.

La composición de los costos se ha dividido de la siguiente manera:





**Figura 7.1 Composición de Costos de Operación Vehicular**

**Fuente:** MTOP, Subsecretaría de la Infraestructura del Transporte

### 7.3.1.1 Costos Combustible

Costo por combustible generado por los vehículos que circulan en la autovía "Otavalo-Ibarra". Se considera el costo de gasolina para los vehículos livianos y diesel para buses y camiones. Los vehículos al desarrollar mayores velocidades mejoran el rendimiento del combustible y su eficiencia. La siguiente tabla corresponde al rendimiento de combustible por tipo de vehículo según su velocidad de circulación, incluyendo detenciones medida en (Km/h).

**Tabla 7.1 Rendimiento de Combustible (Km/gal)**

VELOCIDAD (Km/h)	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES
48	29,15	12,1	10,96
52	29,59	12,43	11,18
56	30,00	12,74	11,38

CONTINUA

60	30,39	13,04	11,58
64	30,77	13,32	11,76
68	31,11	13,61	11,94
72	31,44	13,86	12,11
76	31,76	14,11	12,27
80	32,07	14,35	12,42
84	32,34	14,59	12,57
88	32,59	14,79	12,7
92	32,81	14,99	12,82
96	33,00	15,15	12,93
100	33,58	15,3	13,02

**Fuente:** Comisión de Transporte Urbano, Chile.

La velocidad de circulación es una cuestión esencial, especialmente si consideramos el aspecto económico. Esta velocidad, para lograr el mínimo consumo de combustible y el menor desgaste de vehículo, debe conservarse lo más uniforme que se pueda, pues toda la aceleración implica un esfuerzo motor con incremento de gastos en combustible y lubricantes y la reducción de la velocidad se obtiene a expensa de los frenos con el natural desgaste mecánico. Y debe ser lo más alta posible para atender los requerimientos del volumen de tráfico. Estas dos condiciones sólo se obtienen en terrenos planos; en terrenos ondulados y, más aún, montañosos la curvatura y la pendiente imponen variaciones en la velocidad con el sobrecosto consiguiente en el transporte.

### **7.3.1.2 Costo por Lubricantes**

El consumo de lubricantes, se mide normalmente como un porcentaje del consumo de combustible. Existen estudios realizados a vehículos circulando a velocidad constante este porcentaje es del orden del 0,8%, si se tiene una cierta congestión el porcentaje aumenta entre 1,2% y 1,6%.

### **7.3.1.3 Costo por Neumáticos**

El costo de las llantas se calcula en base su vida útil, la cual está delimitada por el número de kilómetros que recorra, y según las condiciones de rugosidad del pavimento del la carretera. Sin embargo la vida útil de los neumáticos puede alargarse hasta un 15% si estos son reencauchados (Díaz, 2004).

### **7.3.1.4 Costo por Tiempo de Choferes y Tiempo de Pasajero**

El costo de los conductores incluye el salario anual de cada uno, es decir chofer, ayudante y se estableció un costo mínimo de tiempo para los ocupantes de los vehículos en relación al salario básico unificado, según las tablas de salarios mínimos por ley, emitidos por la Contraloría General del Estado (Ecuador), Enero 2013.

### **7.3.1.5 Costo por Mantenimiento Vehículo**

Contempla los costos por mantenimiento periódico de los vehículos. Un buen mantenimiento ayuda a evitar averías, paralizaciones del vehículo, disminuir el consumo de combustible y por ende contamina menos.

## **7.4 APLICACIÓN DEL MODELO**

Para determinar los costos unitarios por usuario en la autovía "Otavalo-Ibarra" es necesario establecer cuáles son los gastos que los usuarios realizan al transitar por ella, en referencia a insumos consumidos tales como combustible, lubricantes, neumáticos, etc. Estos gastos tienen relación directa con la composición del tráfico existente, con las condiciones geométricas de la carretera y principalmente con el estado de su capa de rodadura.

Así mismo, los datos de entrada que requiere el HDM-4 junto con las características claves de los vehículos en la modelización de los costos sobre los usuarios de la carretera, las variables a considerarse en el modelo son: oferta y demanda. De esta forma se hace posible determinar los beneficios directos producto de la ampliación de la vía, en términos de ahorro en cuanto a costos de operación y al ahorro en tiempo de viaje.

#### 7.4.1 Oferta

Las características de trazado, secciones transversales y geometría de la vía han sido definidos en los capítulos anteriores. Los parámetros a tomar en cuenta son: longitud, ancho de calzada, número de carriles y espaldones, subidas y bajadas, curvatura horizontal (suma de ángulos de deflexión en valor absoluto), peralte, límite de velocidad, altitud sobre el mar, rugosidad, etc.

**Tabla 7.2 Parámetros Geométricos Ingresados en el Modelo**

<b>Parámetros Geométricos</b>		
<i>Número de Rampas y Pendientes por kilómetro (<math>n^{\circ}/Km</math>)=<math>n^{\circ}/longitud</math></i>	2,9	Tabla 5.7
<i>Promedio de Alturas de Curva Vertical (<math>m/Km</math>)=<math>S/Longitud</math></i>	28,8	Tabla 5.7
<i>Promedio de Curva Horizontal (<math>deg/Km</math>)=<math>S \text{ Ángulos}/Longitud</math></i>	33,44	Tabla 5.4
<i>Súper elevación (en inclinación) e (%)</i>	2,50%	
<i>Altitud Promedio sobre el Nivel del Mar (m.s.n.m)</i>	2427	
<i>Velocidad Límite (Km/h)</i>	90	
<i>Ancho de Calzada por Lados (3 carriles 3,65 (m) c/u)</i>	10,95	
<i>Longitud Total Autovía "Otavalo-Ibarra" (Km)</i>	18,9	

La autovía cuenta con buenas características en sus diferentes elementos, al ser un sub-tramo de la Panamericana Norte la cual se encuentra concesionada a la empresa Panavial S.A. Esta entidad es la encargada de realizar las actividades de mantenimiento vial rutinario, para prestar a los usuarios un adecuado Nivel de Servicio y una eficiente conservación tanto de la estructura básica como de la superficie del camino.

Para evaluar la calidad de tránsito (o calidad del viaje) se recorrió la sección de pavimento en un automóvil de tamaño estándar a la velocidad máxima permitida con la finalidad de poder determinar daños tales como las corrugaciones. Estableciendo que las condiciones actuales del pavimento permiten establecer un nivel bueno de la calidad de tránsito, ya que no es necesaria una reducción de la velocidad en aras de la comodidad o la seguridad. El HDM requiere el ingreso del estado de la capa de rodadura, la cual se categoriza en diferentes niveles de acuerdo a su condición, desde bueno a malo, en función del Índice de Rugosidad Internacional (IRI), el cual es un indicador para determinar la regularidad o uniformidad de una carretera y se la expresa en metros por kilómetros (m/Km). Para la consideración del IRI se utiliza los datos presentados a continuación:

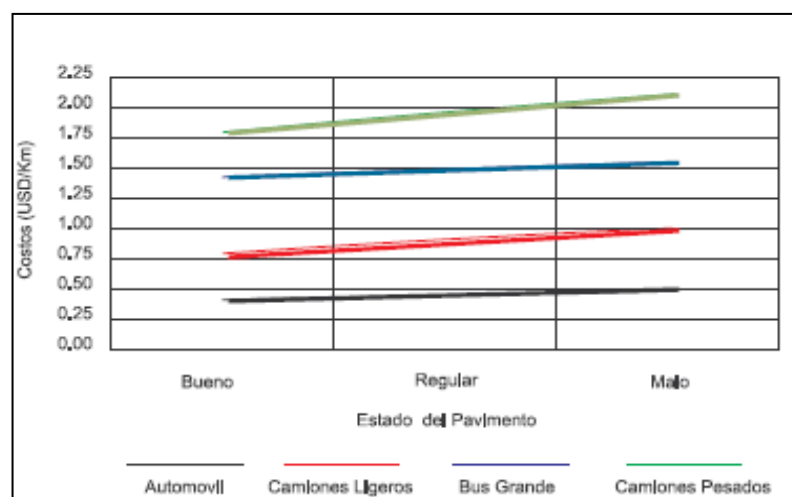
*Nota:* IRI es la sumatoria de las deformaciones que presenta el perfil longitudinal en un metro o en un kilómetro.

**Tabla 7.3 Condición de la Carretera vs. IRI**

Condición	Carretera Asfaltada
Muy Bueno	2,0 - 3,0
Buena	3,1 - 4,0
Regular	4,1 - 6,0
Mala	6,1 - 10,0

**Fuente:** Instructivo para calificar el Estado Físico de la Carretera Concesionada, MTOP

El comportamiento del costo de operación vehicular, según el tipo de vehículo y el estado de la vía en función del Índice de rugosidad Internacional (IRI). A medida que las condiciones de la vía empeoran, el costo de operación vehicular aumenta, tal como se muestra en la siguiente gráfica. Debido a la poca influencia de rugosidades por debajo de un IRI de 2 (m/Km), tanto en los costos como en las velocidades, los autores no incluyen en la gráfica este rango.

**Figura 7.2 Costos de Operación Vehicular (Carretera Pavimentada)**

**Fuente:** Instituto Nacional de Vías (INVIAS), Colombia 2008.

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador mantiene vigente la exigencia de cumplimiento obligatorio de que en superficies de carreteras con pavimento asfáltico, recién construidas o rehabilitadas, deben presentar como máximo 2,5 (m/Km) de IRI, con el objeto de poder brindar comodidad y seguridad a los usuarios. Por lo tanto para establecer el costo de los usuarios por transitar en la Autovía "Otavalo-Ibarra" se ingresará un valor de 3,0 (m/Km) de IRI, el cual representa una condición muy buena del estado actual de la capa de rodadura, ya que no presenta imperfecciones superficiales ni corrugaciones notorias por ser un pavimento relativamente nuevo. (Ver Anexo 3)

#### 7.4.2 Demanda

Los flujos vehiculares y sus características representa la demanda que tiene un determinado sistema vial. Por lo tanto la evaluación se realizó en base al Tráfico Promedio Diario Anual correspondiente al año 2013. Este se clasifica en livianos, buses y camiones, para cada una de estas categorías se determina un vehículo tipo, el cual viene a ser el más representativo de todos aquellos que circulan por la vía en estudio, siendo los que se listan a continuación:

**Tabla 7.4 Vehículos Representativos**

<b>CLASIFICACIÓN</b>	<b>VEHÍCULO TIPO</b>
Liviano	Toyota Hilux
Jeep	Chevrolet Grand Vitara
Bus	Mercedes Benz
Camión 2 Ejes	Hino FB
Camión 3 Ejes	Mercedes Benz
Camión + 3 Ejes	Kenword

**Fuente:** Subsecretaría de la Infraestructura del Transporte, MTOP



Entre las propiedades físicas requeridas para el cálculo tenemos los siguientes:

- N° Espacio Equivalente
- N° de neumáticos
- N° de ejes
- Tipo de neumático
- No. de reencauches
- Peso de operación (Ton)
- Potencia de conducción (Kw)
- Potencia de frenado (Kw)
- Parámetros de resistencia de rodamiento
- Parámetros de velocidad deseada
- Parámetros de consumo de combustible

Se ha considerado adoptar en la mayoría de estos valores los presentados por defecto en el modelo, ya que el país carece de la información requerida para poder calibrar el modelo con datos referentes a la realidad nacional.

#### **7.4.2.1 Utilización de los vehículos**

Las condiciones de utilización de los vehículos son parámetros importantes para el cálculo de los costos operativos de los vehículos y tienen relación con los siguientes aspectos:

- Recorrido Anual (Km)
- Velocidad (Km/h)
- Horas Trabajadas (h)
- Vida Útil Promedio (años)

- Uso Privado (%)
- Capacidad (ton)
- Viajes Relacionados con el Trabajo (%)

En la siguiente tabla se han definido los valores correspondientes a: recorridos, horas de trabajo, velocidades, vida media y reencauche.

**Tabla 7.5 Recorridos, Horas Trabajadas, Vida Media y Reencauche**

<b>VEHÍCULO</b>	<b>RECORRIDOS ANUALES</b>	<b>HORAS DE TRABAJO</b>	<b>VIDA MEDIA</b>	<b>REENCAUCHE</b>
	<b>(Km)</b>	<b>(h)</b>	<b>(años)</b>	<b>(%)</b>
<b>Automóvil</b>	30.000	1.300	8	1.3
<b>Jeep</b>	30.000	1.300	8	1.3
<b>Bus</b>	70.000	1.750	7	1.3
<b>Camión 2 Ejes</b>	40.000	1.200	12	1.3
<b>Camión 3 Ejes</b>	86.000	2.050	14	1.3
<b>Camión + 3 Ejes</b>	86.000	2.050	14	1.3

**Fuente:** MTOP, Subsecretaría de la Infraestructura del Transporte

Las velocidad de circulación al ser una variable determinante en la definición de los costos de operación de los vehículos, ha sido obtenida mediante el método del vehículo de prueba el mismo que fue empleado para el estudio de velocidades y tiempos de recorrido de la autovía "Otavalo-Ibarra" en el Capítulo 2, y cuyos resultados son los presentados a continuación:

**Tabla 7.6 Velocidades de Circulación**

<b>VEHÍCULO</b>	<b>VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN (KM/H)</b>
<b>Livianos</b>	70
<b>Bus</b>	60
<b>Camión</b>	55

Las mayores relaciones peso/potencia, los diseños de los motores cada vez más eficientes y la misma modalidad de operación de los vehículos, tienen su repercusión sobre las velocidades y consecuentemente sobre los costos de operación.

#### 7.4.2.2 Costos Unitarios de los Recursos

Los rubros considerados en el modelo son: precio del vehículo nuevo, neumáticos, combustibles, lubricantes, salarios de mano de obra de mantenimiento, salarios de tripulación y costo del mantenimiento anual. Los datos de los componentes de los vehículos fueron definidos en términos económicos y financieros.

**Tabla 7.7 Precios de los Recursos - Financieros y Económicos**

<b>RUBRO</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>COSTO</b>	
		<b>FINANCIERO</b>	<b>ECONÓMICO</b>
<b>VEHÍCULOS NUEVOS</b>			
Camioneta: Toyota Hilux	U	28.000,00	20.440,00
Jeep: Vitara 4x4	U	34.000,00	16.660,00
Bus: Mercedes Benz	U	135.000,00	98.550,00
Camión 2 Ejes: Hino KY	U	98.000,00	71.540,00
Camión 3 Ejes: Mercedes Benz	U	185.000,00	135.050,00
Camión + 3 Ejes: Kenword	U	275.000,00	200.750,00
<b>COMBUSTIBLE</b>			
Gasolina	L	0,39	0,18

CONTINUA

Diesel	L	0,26	0,12
<b>LUBRICANTES</b>			
Vehículos Livianos	L	4,00	3,48
Vehículos Pesados	L	3,80	3,31
<b>NEUMÁTICOS</b>			
Camioneta: Toyota Hilux	U	95,00	82,65
Jeep: Vitara 4x4	U	135,00	117,45
Bus: Mercedes Benz	U	180,00	156,45
Camión 2 Ejes: Hino KY	U	180,00	156,60
Camión 3 Ejes: Mercedes Benz	U	450,00	391,50
Camión + 3 Ejes: Kenword	U	450,00	391,50
<b>COSTOS SALARIOS</b>			
Chofer	\$/h	5,00	5,00
Ayudante	\$/h	2,50	2,50
Mecánico	\$/h	5,30	5,30
<b>GASTOS GENERALES</b>			
Livianos	\$/año	80,00	57,37
Bus	\$/año	320,00	229,48
Camiones	\$/año	630,00	450,76
<b>VALOR DEL TIEMPO - SALARIO UNIFICADO 318 Dólares</b>			
Livianos	\$/h	1,83	1,83
Bus	\$/h	1,83	1,83
Camiones	\$/h	1,83	1,83
<b>VALOR DEL TIEMPO - NO LABORABLE (25% de la h. laborable)</b>			
Livianos	\$/h	0,46	0,46
Bus	\$/h	0,46	0,46
Camiones	\$/h	0,46	0,46

**Fuente:** MTOP, Subsecretaría de la Infraestructura del Transporte, 2013

La evaluación económica se la realiza considerando únicamente términos económicos, es decir sin imposiciones fiscales, aranceles y sumados los subsidios por parte del estado si los hubiere. Los costos económicos representan el 27,00% de los costos financieros en el caso de los vehículos nuevos, el 54,00% en el caso de los

combustibles, el 13,00% en lubricantes y neumáticos, y para el caso de los gastos generales este porcentaje es del 28,00%. Los precios unitarios financieros (de mercado), presentados en la tabla anterior, corresponden a los valores proporcionados por las casas comerciales y Petrocomercial, de acuerdo a lo especificado en los informes desarrollados por la Dirección de Estudios del Transporte del Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO), para su aplicación en el modelo HDM-4.

#### **7.4.2.3 Costos de Mantenimiento para ingresar al Modelo HDM-4**

Los distintos niveles de intervención relacionados con la vía se clasifican según la magnitud de los trabajos, desde una intervención sencilla pero permanente (mantenimiento rutinario), intervenciones de más de un año (mantenimiento periódico), hasta una intervención más costosa y complicada (reconstrucción o rehabilitación).

Para el tramo en estudio se consideró un mejoramiento, el cual está constituido por mejoras relacionadas con la ampliación de la sección transversal, el alineamiento, la curvatura o la pendiente longitudinal, incluidos los trabajos relacionados a la renovación de la superficie y su rehabilitación. El objetivo de estas labores es incrementar la capacidad de la vía y la velocidad de circulación, así como la seguridad de los vehículos que por ella transitan diariamente.

La modalidad empleada para la ejecución del mantenimiento, está a cargo de la empresa concesionaria de la vía, quien es la responsable de conservar en buen estado

las condiciones físicas de los diferentes elementos que constituyen la vía y evitar su deterioro físico prematuro.

Para determinar el costo de mantenimiento en unidades de medición que requiere el Modelo HDM-4, se han considerado los costos de mantenimiento presentes en el tramo "Cajas-Ibarra" (56,4 Km) perteneciente al corredor Norte Concesionado denominado 3-N, el cual comprende la autovía "Otavalo-Ibarra". Se analizó los costos que se requieren tanto para mantenimiento rutinario y periódico, además del costo que tuvo el mejoramiento de la vía de acuerdo a los valores proporcionados por la Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones del Transporte (MTO) para obras de rehabilitación y mantenimiento de los últimos años del tramo concesionado a la empresa Panavial S.A. (Ver Anexo 5)

Se plantean dos escenarios para el análisis:

- I. Situación "*SIN*" mejoramiento, es decir cuando la vía únicamente contaba con un carril por sentido, es la Alternativa Base en la cual se realiza tan solo mantenimiento rutinario.
- II. Situación "*CON*" mejoramiento, plantea las condiciones actuales de la vía, donde se han considerado los costos producto de la rehabilitación total de la superficie de rodadura, drenaje, seguridad vial, intercambiadores y áreas verdes.

***Mantenimiento Rutinario:*** las actividades, en general, consideradas dentro del mantenimiento rutinario son: limpieza de calzada y pequeños derrumbes, reparación localizada de pequeños defectos en la superficie de rodadura, mantenimiento de los

sistemas de drenaje, control de vegetación y mantenimiento de señalización. Se analizó los costos previo a la entrega de la autovía en septiembre del año 2011, hasta el año 2013. Estableciéndose un valor promedio anual de 6.243,36 USD por kilómetro para la primera situación "SIN" ampliación y 14.011,11 USD por kilómetro para el segundo caso "CON" la ampliación.

**Tabla 7.8 Valores de Obras Ejecutadas en Mantenimiento Rutinario (2004-2013)**  
**Tramo: Cajas-Autovía "Otavalo-Ibarra"**

MANTENIMIENTO RUTINARIO				
Año	COSTO ANUAL	TASA DE CRECIMIENTO	LONGITUD (m)	COSTO / Km
2004	\$ 313.300,79	-	56,4	\$ 5.554,98
2005	\$ 321.574,00	2,57%	56,4	\$ 5.701,67
2006	\$ 330.687,86	2,76%	56,4	\$ 5.863,26
2007	\$ 339.815,07	2,69%	56,4	\$ 6.025,09
2008	\$ 371.266,58	8,47%	56,4	\$ 6.582,74
2009	\$ 387.692,87	4,24%	56,4	\$ 6.873,99
2010	\$ 400.543,04	3,21%	56,4	\$ 7.101,83
<b>PROM. 2 CARRILES</b>	<b>\$ 352.125,74</b>	3,99%	56,4	<b>\$ 6.243,36</b>
2011	\$ 562.348,60	28,77%	56,4	\$ 9.970,72
2012	\$ 832.204,34	32,43%	56,4	\$ 14.755,40
2013*	\$ 976.127,57	14,74%	56,4	\$ 17.307,23
<b>PROM. 6 CARRILES</b>	<b>\$ 790.226,84</b>	25,31%	56,4	<b>\$ 14.011,11</b>
<b>*Valor Proyectado</b>				

**Fuente:** Valores de Obras Tramo 3-N, Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones del Transporte (MTOPI)

**Mantenimiento Periódico:** el tipo de actividades y la frecuencia de las mismas depende de muchos factores, pero fundamentalmente del volumen de tráfico, del

clima, de la topografía del sector, del tipo de material de la estructura y del suelo de fundación.

En este estudio este costo se analiza considerando que la intervención de estos trabajos se las realiza cada 5 años o cuando las fisuras existentes sean mayor al 20% del área total del tramo analizado. Se presenta un presupuesto referencial para realizar el mantenimiento periódico, de la vía "Otavalo-Ibarra", considerando los rubros para recuperar las condiciones estructurales del pavimento, reparaciones de obras de arte, señalización, estructuras de drenaje y áreas verdes. Las actividades contenidas dentro de los trabajos de mantenimiento periódico han sido agrupadas de la siguiente manera:

1. **Bacheo:** considera la intervención de la carpeta asfáltica y sello asfáltico de la calzada principal y espaldones.
2. **Drenaje:** revestimiento y reparación de las estructuras de drenaje tanto para alcantarillas como cunetas.
3. **Misceláneos:** seguridad vial y áreas verdes.

Para la estimación referencial del presupuesto referencial para realizar el mantenimiento periódico, de la autovía "Otavalo-Ibarra", se asumió que se realiza un restablecimiento de las características de la superficie de rodadura, reparación de sistema de drenaje y de seguridad vial.



**Tabla 7.9 Presupuesto Referencial para Mantenimiento Periódico  
(6 carriles)**

<b>MANTENIMIENTO PERIODICO AUTOVÍA "OTAVALO-IBARRA"</b>					
<b>ITEM</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>PRECIO UNITARIO</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>P. TOTAL</b>
<b>MP-01</b>	Desbroce y Limpieza	Has	275,5	9,45	\$ 2.603,48
<b>MP-02</b>	Reparación de cunetas revestidas	m3	110,2	150	\$ 16.530,00
<b>MP-03</b>	Reparación de alcantarillas D= 1,200 (m)	ml	371,06	250	\$ 92.765,00
<b>MP-04</b>	Reposición de material base granular	m3	10,974	234,81	\$ 2.576,80
<b>MP-05</b>	Bacheo Asfaltico menor	m2	12,02	675,2	\$ 8.115,90
<b>MP-06</b>	Sello de Fisuras	m	0,84	76860	\$ 64.562,40
<b>MP-07</b>	Slurry Seal	m2	1,702	610465,2	\$ 1.039.011,77
<b>MP-08</b>	Polimeros	kg	4,326	24425,19	\$ 105.663,37
<b>MP-09</b>	Microaglomerado e= 2,5 (cm)	m2	3,23	413910	\$ 1.336.929,30
<b>MP-10</b>	Señalización horizontal	Km	705,442	204,48	\$ 144.248,78
<b>MP-11</b>	Reparación Señalización vertical	u	152,679	100	\$ 15.267,90
<b>TOTAL (USD)</b>					\$ 2.828.274,71
<b>LONGITUD DE LA VÍA (Km)</b>					18,90
<b>MANTENIMIENTO PERIODICO POR Km (USD/Km)</b>					\$ 149.644,16

En el cálculo se consideró las secciones transversales típicas para las dos alternativas. De esta forma se determinó el costo que tendría ejecutar los trabajos de mantenimiento rutinario en la vía:

**Tabla 7.10 Costo del Mantenimiento Periódico - Dos Alternativas**

TRAMO	NO. DE CARRILES	ANCHO PROMEDIO (CALZADA + ESPALDONES)	LONGITUD (m)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	COSTO/m <sup>2</sup>	COSTO TOTAL
		(m)		(m <sup>2</sup> )		
OTAVALO	2	12	18,9	226,8	\$ 6.833,07	\$ 1.549.739,57
-IBARRA	6	21,9	18,9	413,91	\$ 6.833,07	\$ 2.828.274,71

**Mejoramiento:** Para nuestro análisis se incluyó el valor del contrato adicional para la ampliación de la vía "Otavalo-Ibarra", de acuerdo a la información recopilada en la página 31 del Capítulo I. Esta cifra es igual a 33'615.003,55 USD.

**Tabla 7.11 Costo de Ampliación Autovía "Otavalo-Ibarra" (6 carriles)**

COSTO DE REHABILITACIÓN VIAL (C.R.V.)		
C.R.V. TOTAL (USD)	LONGITUD (Km)	C.V.R. / Km (USD / Km)
\$ 33.615.003,55	18,9	\$ 1.778.571,62

**Fuente:** Contrato Ampliación Tramo Otavalo-Ibarra, Subsecretaría de Delegaciones y Concesiones del Transporte, MTOP

#### 7.4.2.3.1 Costos de Rehabilitación y Mantenimiento en Términos Económicos

Los costos analizados de las intervenciones de mantenimiento y rehabilitación (mejoramiento) en términos económicos son el resultado de multiplicar el factor de conversión del costo financiero a costo económico igual a 0,815 (Bustillos, 2011) en los cuales se calcula de manera independiente los costos en términos financieros y

económicos. Se indica en el Cuadro 7.1 los valores en millones de dólares para ingresar en la hoja de cálculo del modelo HDM-4:

**Cuadro 7.1 Costos de Rehabilitación y Mantenimiento - Económicos  
(Millones de Dólares)**

<b>COSTO DE REHABILITACIÓN VIAL</b>			
<b>TRAMO</b>	<b>NO. DE CARRILES</b>	<b>FINANCIERO USD</b>	<b>ECONOMICO USD</b>
OTAVALO-IBARRA	6	\$ 33,615	\$ 27,396

<b>COSTO MANTENIMIENTO RUTINARIO</b>			
<b>TRAMO</b>	<b>NO. DE CARRILES</b>	<b>FINANCIERO USD</b>	<b>ECONOMICO USD</b>
OTAVALO-IBARRA	2	\$ 0,352	\$ 0,287
	6	\$ 0,790	\$ 0,644

<b>COSTO MANTENIMIENTO PERIODICO</b>			
<b>TRAMO</b>	<b>NO. DE CARRILES</b>	<b>FINANCIERO USD</b>	<b>ECONOMICO USD</b>
OTAVALO-IBARRA	2	\$ 1,550	\$ 1,263
	6	\$ 2,828	\$ 2,305

## 7.5 RESULTADOS

El Cuadro 7.5 es el reporte calculado por el modelo HDM-4, donde se establece los costos unitarios en la autovía "Otavalo-Ibarra" en términos económicos. Se indica por cada uno de los tipos de vehículos definidos, los siguientes resultados:

### *Efectos en los usuarios de la vía:*

- a) El resumen de los costos de usuarios por vehículo en la vía, se mide en dólares por vehículo-kilómetro (\$/vehículo Km), que es la suma de la media anual de los

costos de operación de los vehículos más la media anual de los costos del tiempo de viaje por vehículo-kilómetro.

b) Los costos de operación de los vehículos en la vía, en dólares por vehículo-kilómetro (\$/vehículo Km), están constituidos por los siguientes componentes:

- Combustible
- Lubricantes
- Neumáticos
- Repuestos
- Mantenimiento (Mano de Obra)
- Tiempo Tripulación
- Depreciación
- Interés
- Gastos generales

c) Los costos por tiempo de viaje, en dólares por vehículo-kilómetro (\$/vehículo Km), se componen de los siguientes componentes:

- Tiempo de Pasajeros
- Tiempo Carga

d) La composición de los costos de los usuarios, en porcentaje (%).

e) La velocidad de recorrido pronosticada, en kilómetros por hora (Km/h)

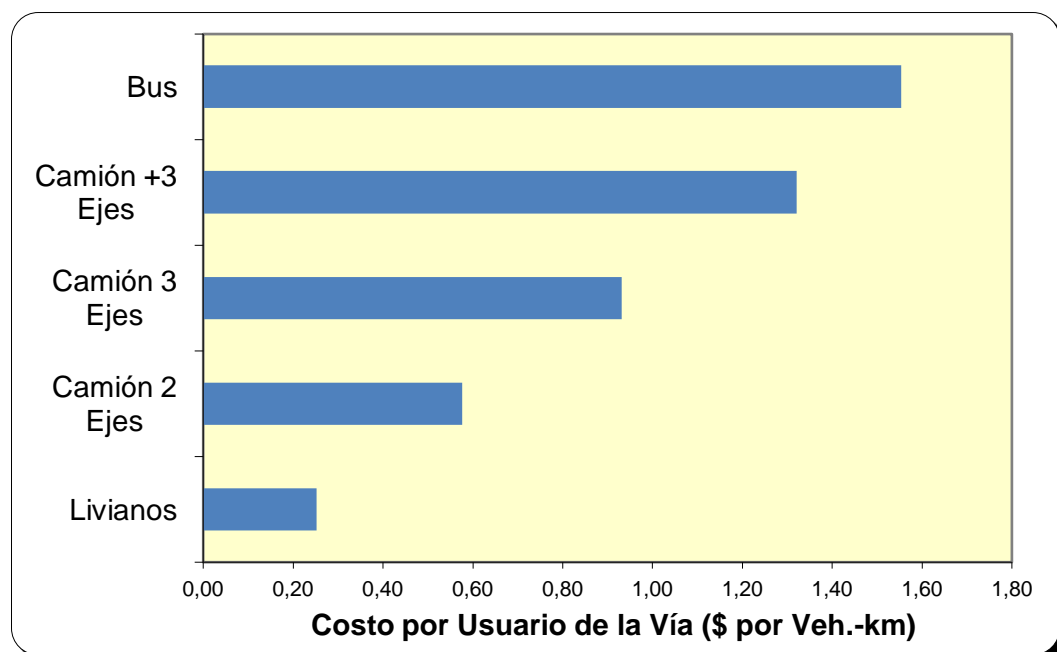
f) El TPDA por sentido de circulación, en vehículos por día. Para el caso de la autovía se tomo el sentido con mayor circulación, debido a que la vía cuenta con calzadas separadas.

Cuadro 7.2 Costos por Usuario de la Autovía "Otavalo-Ibarra

<b>Road User Costs Knowledge System (RUCKS)</b>						
<b>Modelo HDM-4 RUC Version 2.00</b>						
<b>País</b>						
Nombre						
ECUADOR						
<b>Características de la Carretera</b>						
<b>Condición Carretera</b>						
Carretera Rugosidad (IRI, m/km)	No. de Rampas & Pendientes por km (#)	Curva Horizontal (deg/km)	Súper elevación (%)	Altitude (m)		
3,0	3	35	2,5	2400		
<b>Factores de Ajuste Velocidad</b>			<b>Factores de Resistencia a la Rodadura</b>			
Límite de Velocidad (km/hour)	Porc. Tiempo Manejo en agua (%)	Porc. Tiempo Manejo en Nieve (%)	Prof. Textura Pavimento (mm)			
90	5	0	0,70			
<b>Costo de Usuario por Vehículo en la Vía para una Rugosidad igual a 3 IRI, m/km</b>						
Costo de Usuario por Vehículo en la Vía para una Rugosidad igual a 3 IRI, m/km	Liviano	Camión 2 Ejes	Camión 3 Ejes	Camión + 3 Ejes	Bus	Flota Vehículo
<b>Coste Usuario por Vehículo (\$/vehículo-km)</b>	0,251	0,576	0,931	1,321	1,554	0,379
Costo Operación Vehicular (\$/vehículo-km)	0,194	0,523	0,851	1,202	0,509	0,255
Combustible (\$/vehículo-km)	0,018	0,023	0,051	0,067	0,026	0,019
Lubricantes (\$/vehículo-km)	0,002	0,006	0,008	0,014	0,007	0,004
Neumáticos (\$/vehículo-km)	0,005	0,013	0,046	0,091	0,013	0,009
Mant. Repuestos (\$/vehículo-km)	0,042	0,116	0,390	0,636	0,082	0,060
Mantenimiento Labores (\$/vehículo-km)	0,013	0,043	0,058	0,076	0,038	0,018
Tiempo Tripulantes (\$/vehículo-km)	0,030	0,122	0,125	0,095	0,114	0,032
Depreciación (\$/vehículo-km)	0,071	0,126	0,094	0,137	0,169	0,091
Interés (\$/vehículo-km)	0,011	0,065	0,073	0,082	0,057	0,022
Gastos Generales (\$/vehículo-km)	0,001	0,009	0,006	0,004	0,003	0,001
Coste Tiempo de Viaje (\$/vehículo-km)	0,036	0,010	0,010	0,008	1,001	0,093
Tiempo Pasajeros (\$/vehículo-km)	0,036	0,008	0,008	0,006	1,001	0,093
Tiempo Carga (\$/vehículo-km)	0,000	0,002	0,002	0,001	0,000	0,000
Costo de Emisiones (\$/vehículo-km)	0,004	0,007	0,017	0,022	0,009	0,005
Peaje (\$/vehículo-km)	0,018	0,035	0,053	0,089	0,035	0,026
<b>Coste Usuario por Vehículo (%)</b>	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
Costo Operación Vehicular (%)	77,2%	90,8%	91,4%	91,0%	32,7%	67,4%
Coste Tiempo de Viaje (%)	14,3%	1,7%	1,1%	0,6%	64,4%	24,6%
Costo Emisiones (%)	1,4%	1,3%	1,8%	1,7%	0,6%	1,2%
Peaje (%) *	7,1%	6,2%	5,7%	6,7%	2,3%	6,8%
Velocidad Recorrido Vehículo (km/hr)	82,6	55,4	54,1	52,3	59,4	99,8
TPDA (vehículo/día)	7935	834	85	188	731	9773

\* Para determinar el valor del peaje por Km se utilizó la longitud del tramo Norte que cubre la Estación de Cobro "San Roque" igual a 56,40 (Km).

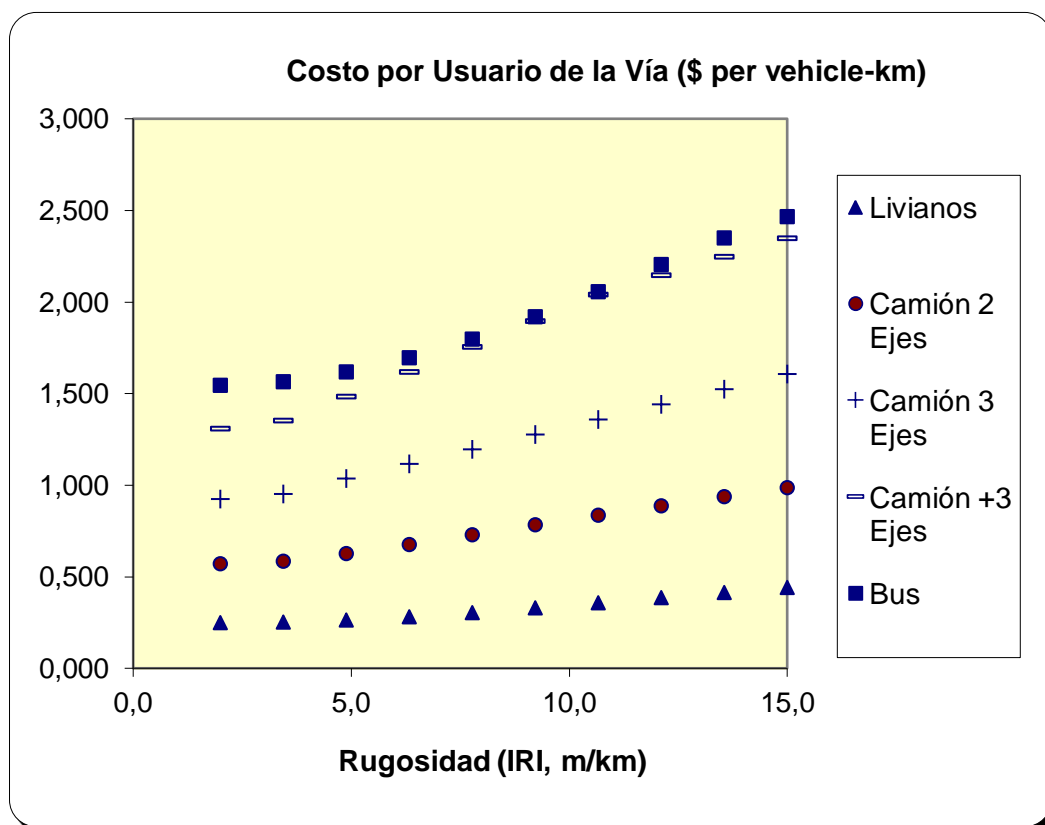
En el cuadro anterior se puede notar el porcentaje de incidencia de los componentes que intervienen en la estimación del costo de los usuarios por kilómetro recorrido, de acuerdo a las características que actualmente presenta la vía. Los tipos de vehículos con el costo más alto de operación son los buses y los camiones de 3 ejes o más, por ser vehículos pesados que transportan en el primer caso un promedio de 40 pasajeros y en el otro estos pueden llegar a transportar cargas entre 30 a 40 toneladas.



**Figura 7.3 Resumen Costo por Usuario de la Vía "Otavalo-Ibarra"**

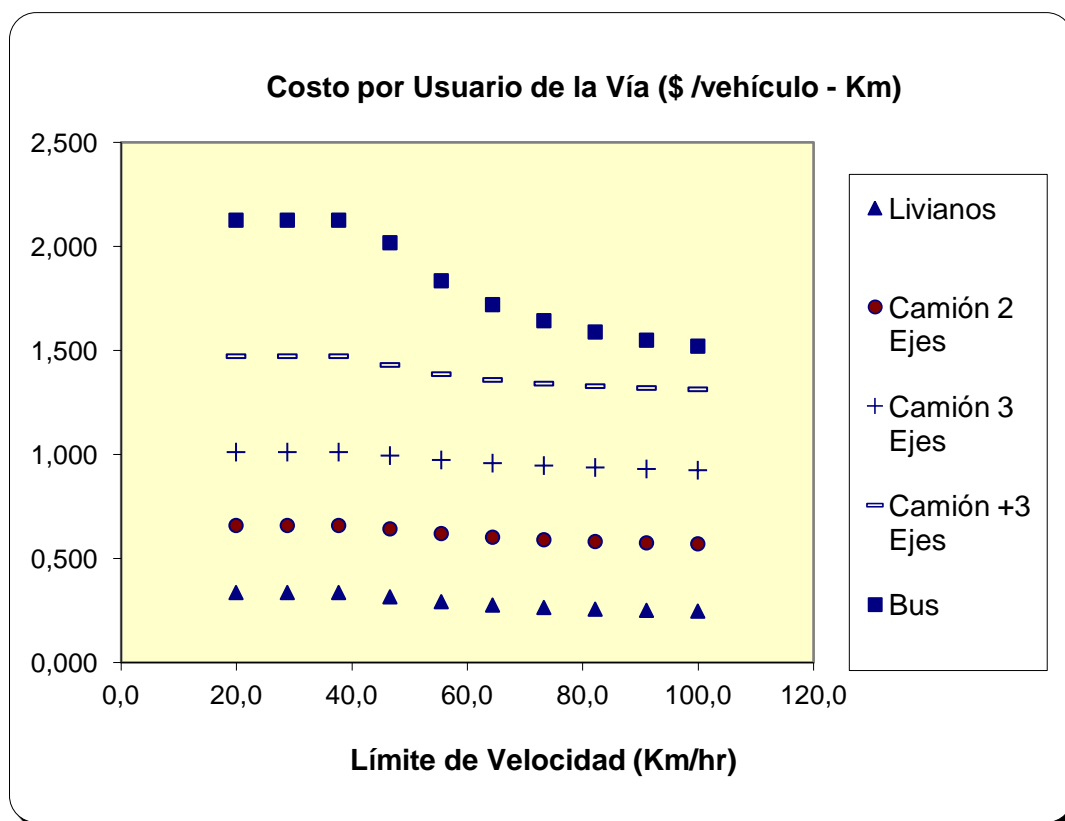
Para poder interpretar de mejor manera el grado de influencia que tiene la velocidad, el estado de la superficie de rodadura y la sensibilidad al aumento del tráfico; sobre los costos de operación. Se elaboraron gráficas donde se describe la

sensibilidad de los vehículos al decrecer las condiciones y características físicas de la autovía y su incidencia directa sobre los costos operativos de los vehículos.



**Figura 7.4 Sensibilidad al IRI Autovía "Otavalo-Ibarra"**

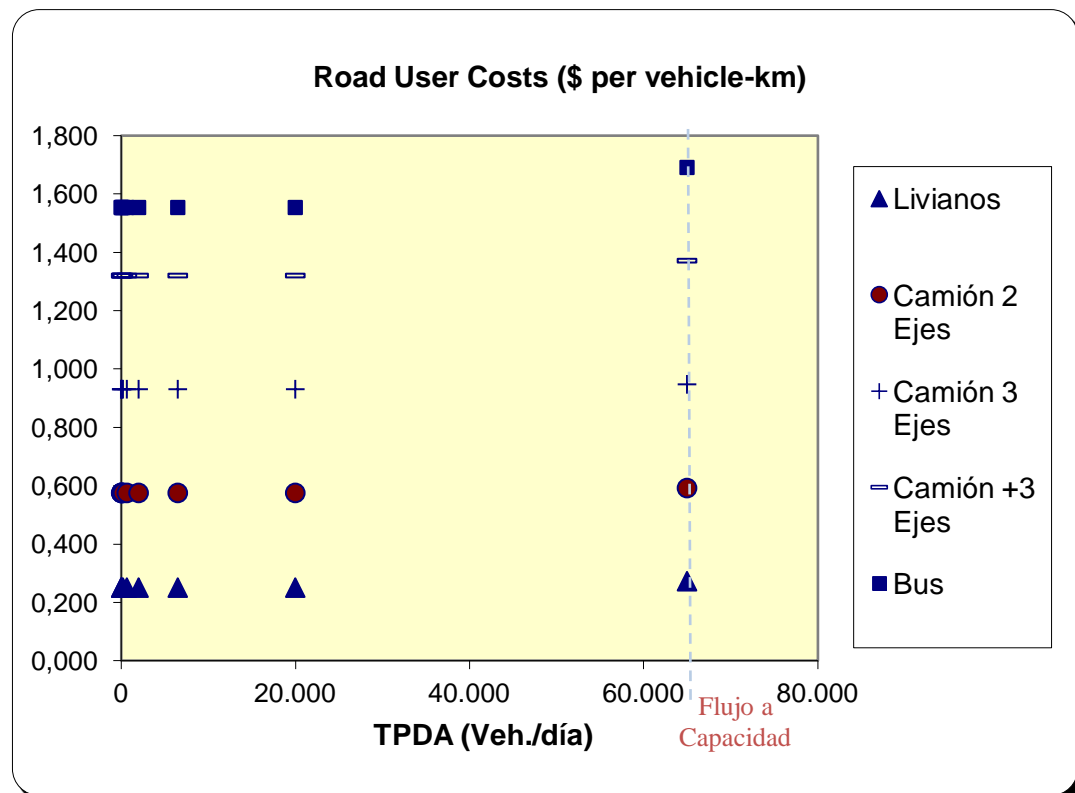
El incremento en la escala del IRI determina las condiciones y el grado de afectación de la superficie de rodadura. Este valor representa la calidad del pavimento y es por eso importante establecer un adecuado plan de gestión vial para conservar en buen estado de la carretera.



**Figura 7.5 Sensibilidad a la Velocidad Autovía "Otavalo-Ibarra"**

Al contar con un sistema de infraestructura vial que permita desarrollar mayores velocidades, hace posible que se reduzcan los costos de operación tal como se puede ver en la anterior gráfica. Sin duda el mayor bien económico es el ahorro de tiempo.





**Figura 7.6 Sensibilidad al Tráfico Autovía "Otavalo-Ibarra"**

Al incrementarse el número de vehículos los costos operacionales se elevan en vista que las velocidades medias disminuyen. Los efectos de que la carretera alcance su capacidad máxima, generan, a parte de los problemas medioambientales, afectaciones al transporte que se ve limitado a efectuar menos recorridos, lo cual es notorio si nos basamos en la dispersión tanto de buses como los camiones, los cuales conservan los más altos valores por la incidencia directa del tráfico. Al presentar una facilidad viaria con un solo carril por sentido de circulación, el incremento en los costos de operación son más amplios y notorios, ya que la capacidad es menor si la comparamos con una carretera de tres carriles o más.

### 7.5.1 Determinación de Ahorros

### **7.5.1.1 Ahorros en los Costos de Operación Vehicular**

Una vez conocidos los costos que ocasiona movilizar los diferentes tipos de vehículos por la vía en estudio, se pretende estimar el beneficio económico que la ampliación a seis carriles de la autovía, ha contribuido socialmente. Para esto se requiere comparar la situación anterior, cuando únicamente se contaba con una carretera de dos carriles, con la situación que actualmente presenta la vía, y así poder determinar el ahorro los costos de operación vehicular.

Para analizar los costos por kilómetro recorrido, se utilizó el modelo HDM-4 donde se ingresó toda la información correspondiente a la situación anterior de la vía, según el Cuadro 1.1 del Capítulo I, el cual fue elaborada en base a lo establecido en el contrato para la ampliación de la vía a seis carriles (MTOPI, Documento Base, Contrato Adicional al Contrato de Concesión MOP/Panavial S.A. para la Ampliación, Mantenimiento, Explotación y Administración de la Vía “Otavalo-Ibarra”).

El Cuadro 1.1 nos indica dos características determinantes en la estimación de los costos de operación, como son la velocidad y el tiempo promedio de viaje. Por este motivo en el modelo de análisis se ingresaron las características que ofertaba la vía al contar únicamente con dos carriles, donde la velocidad de circulación promedio era igual a 50 (Km/h) y 30 (Km/h) en las horas pico debido a la congestión y a la alta demanda vehicular, las interrupciones no se disipan con facilidad y generalmente resultaban en la formación de largas colas y en el deterioro del servicio. La demora de los conductores es mayor al 80% del total del tiempo de viaje. En lo referente a

las condiciones geométricas y del pavimento estas se mantuvieron los mismos valores adoptados en el primer análisis correspondiente a la vía ampliada, ya que en él un caso no existió variante algunas al trazado original; y con respecto a la carpeta de rodadura se consideró el mismo valor del IRI, ya que esta siempre ha conservado una condición aceptable.

De acuerdo al tipo de vehículo se presentan los Costos de Operación en términos económicos, para la situación anterior de la vía previa a su ampliación.

**Cuadro 7.3 Costos de Operación Vehicular  
Situación Anterior: Vía 2 Carriles  
(\$/Vehículo-Km)**

<b>Liviano</b>	<b>Camión 2 Ejes</b>	<b>Camión 3 Ejes</b>	<b>Camión +3 Ejes</b>	<b>Bus</b>
0,230	0,597	0,956	1,315	0,584

El Cuadro 7.4, presentado a continuación, muestra los cálculos desarrollados para la determinación de los ahorros generados anualmente producto de la ampliación en el tramo "Otavalo-Ibarra". Para esto, se han considerado los costos de operación por tipo de vehículo, definidos en las Tablas 7.2 y 7.3, tanto para la situación anterior (carretera de 2 carriles), como para la situación actual (autovía 6 carriles).

**Cuadro 7.4 Ahorro de Costos de Operación Vehicular  
Tramo: Otavalo-Ibarra (E35)**

VEHÍCULO	COSTOS DE OPERACIÓN VEHICULAR		AHORRO	LONGITUD	TPDA 2013	DÍAS / AÑO	COSTO DE OPERACIÓN VEHICULAR ANUAL
	SITUACIÓN						
	ANTERIOR	ACTUAL					
	2 CARRILES	6 CARRILES					
	USD/KM	USD/KM					
LIVIANO	0,230	0,194	0,036	18,9	14158	365	\$ 3.516.082,67
BUS	0,584	0,509	0,075	18,9	1205	365	\$ 623.676,17
CAMIÓN 2 EJES	0,597	0,523	0,074	18,9	1478	365	\$ 754.281,50
CAMIÓN 3 EJES	0,956	0,851	0,105	18,9	153	365	\$ 110.824,40
CAMIÓN + 3 EJES	1,315	1,202	0,113	18,9	328	365	\$ 255.686,00
<b>TOTAL</b>			<b>0,403</b>		<b>17322</b>		<b>\$ 5.260.550,74</b>

El ahorro anual producto de la ampliación a seis carriles de la autovía "Otavalo-Ibarra", es de USD 5'260.550,74. Con esto se pretende demostrar los efectos que tiene la congestión en la elevación de los costos de transporte, cuando se exceden los límites de capacidad y el nivel de servicio se encuentra deteriorado en una carretera. Por cuanto el beneficio social generado al implementarse una infraestructura vial con las características analizadas, le representa al país, y en especial, a todos los usuarios que circulan diariamente por esta vialidad.

## 7.6 ANÁLISIS COSTO - BENEFICIO

En este apartado se comparan los costos con los beneficios directos de las dos situaciones "Anterior" y "Actual". En este sentido se establece su rentabilidad a través de la determinación de indicadores como son: Valor Neto Actualizado (VNA), Tasa Interna de Retorno (TIR) y razón Beneficio - Costo (B/C).

Los beneficios son obtenidos mediante la estimación de los ahorros en los Costos Anuales de Operación de vehículos, el tiempo de viaje y descarga, calculados para las dos situaciones los cuales fueron definidas anteriormente. El modelo integral de conservación, se basa en la ejecución de las labores de mantenimiento rutinario y periódico.

### 7.6.1 Supuestos utilizados para el Cálculo

- Se ingresaron los costos que significaría mantener la vía en 2 carriles comparado con el costo que tuvo ejecutar la ampliación de la actual autovía a 6 carriles en el corredor vial, como se indica en el cuadro adjunto.

**Cuadro 7.5 Detalle de los Estándares de trabajo para cada Alternativa**

TRAMO	ALTERNATIVAS	ESTÁNDAR DE TRABAJO	EFFECTIVO DESDE EL AÑO	TIPO DE TRABAJO CONSERVACIÓN / MEJORA
OTAVALO - IBARRA	Alternativa 1: Caso Básico 2 Carriles	Mantenimiento Rutinario y Periódico	2011	1. Mantenimiento (Conservación)
OTAVALO - IBARRA	Alternativa 2: Ampliación a 6 carriles (Autovía)	Rehabilitación y Mantenimiento	2011	1. Rehabilitación (mejoramiento) 2. Mantenimiento (Conservación)

- Los trabajos producto de la ampliación han sido ejecutados en un periodo de 1 año.
- Periodo de análisis 20 años.
- El costo de Inversiones (en Millones Dólares) y el plan de mantenimiento referencial de la Autovía "Otavalo-Ibarra" es el que se detalla a continuación:

**Cuadro 7.6 Costo de Inversiones Autovía "Otavalo-Ibarra" (6 carriles)**

AÑO	COSTO AMPLIACIÓN		COSTO MANTENIMIENTO		INVERSIÓN
	FINANCIERO	ECONÓMICO	FINANCIERO	ECONÓMICO	
1	\$ 33.615.003,55	\$ 27.396.227,89			CONTRATADO
2			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	FUTURA PARA MANTENIMIENTO
3			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
4			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
5			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
6			\$ 2.828.274,706	\$ 2.305.043,886	
7			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
8			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
9			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
10			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
11			\$ 2.828.274,706	\$ 2.305.043,886	
12			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
13			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
14			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
15			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
16			\$ 2.828.274,706	\$ 2.305.043,886	
17			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
18			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
19			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	
20			\$ 790.226,836	\$ 644.034,871	

- La cuantificación de los beneficios, costos de construcción y mantenimiento están en términos económicos, es decir sin imposiciones fiscales, aranceles y sumados los subsidios si los hubiere.
- Se utiliza una tasa de descuento del 12% para la actualización de costos y beneficios.
- Valor residual del 10%.
- El proyecto es económicamente rentable si tenemos como resultado un TIR mayor que 12%.

### 7.6.2 Resultados

El HDM-4 presenta la información anual para la alternativa "SIN" y "CON" mejoramiento de la vía, que consiste en los costos de la administración vial, los costos de los usuarios y la suma resultante de estos dos valores representan los costos sociales. Estos valores fueron calculados en base a la información obtenida a partir de los Costos de Rehabilitación y Mantenimiento en Términos Económicos para el Tramo "Otavalo-Ibarra", que fueron determinados anteriormente.

A su vez, se ingresaron al programa las condiciones prevalecientes de cada una de las dos alternativas, estableciéndose los costos anuales por usuario de la vía. Los resultados de esta evaluación han sido tabulados en el Anexo No. 4 para su respectiva consideración.

El Cuadro 7.7 señala la comparación del Flujo de Costos Anuales por alternativa de la administración vial, los cuales están definidos en términos Totales, costos de Capital y costos Recurrentes producto de las labores de mantenimiento en la vía, a una tasa de descuento correspondiente al 12%. De esta forma se determina el Valor Actual (VA) para cada una de las alternativas planteadas.

Este informe muestra los beneficios económicos totales usando:

- **Moneda:** Dólar Estados Unidos (millones)
- **Tasa de Descuento:** 12.00%
- **Modo de Análisis:** Por Alternativa

Cuadro 7.7 Flujo de Costos Anuales de la Administración y del Usuario

## Resultados Análisis Beneficio - Costo

Sin Ampliación (Carretera 2 Carriles)

Año	Costos Administración Vial (M\$)			Costos Usuario Carretera (M\$)	Total Costos Sociedad (M\$)
	Capital	Recurrente	Total		
1	0,000	0,287	0,287	26,023	26,310
2	0,000	0,287	0,287	27,468	27,755
3	0,000	0,287	0,287	29,068	29,355
4	0,000	0,287	0,287	30,796	31,083
5	0,000	1,263	1,263	32,702	33,965
6	0,000	0,287	0,287	33,578	33,865
7	0,000	0,287	0,287	35,422	35,709
8	0,000	0,287	0,287	37,393	37,680
9	0,000	0,287	0,287	39,610	39,897
10	0,000	1,263	1,263	41,566	42,829
11	8,000	0,287	8,287	42,235	50,522
12	0,000	0,287	0,287	43,732	44,019
13	0,000	0,287	0,287	45,289	45,576
14	0,000	0,287	0,287	46,905	47,192
15	0,000	1,263	1,263	48,587	49,850
16	0,000	0,287	0,287	50,336	50,623
17	0,000	0,287	0,287	52,156	52,443
18	0,000	0,287	0,287	54,050	54,337
19	0,000	0,287	0,287	55,562	55,849
20	0,000	1,263	1,263	57,043	58,306
Total	8,000	9,644	17,644	829,522	847,166
Valor Actual	2,576	3,686	6,262	299,235	305,497

Con Ampliación (Autovía 6 Carriles)

Año	Costos Administración Vial (M\$)			Costos de los Usuarios (M\$)	Total Costos Sociedad (M\$)
	Capital	Recurrente	Total		
1	27,396	0,000	27,396	22,311	49,707
2	0,000	0,644	0,644	23,575	24,219
3	0,000	0,644	0,644	24,984	25,628
4	0,000	0,644	0,644	26,508	27,152
5	0,000	0,644	0,644	28,203	28,847
6	0,000	2,305	2,305	30,242	32,547
7	0,000	0,644	0,644	30,331	30,975
8	0,000	0,644	0,644	32,004	32,648
9	0,000	0,644	0,644	33,783	34,427
10	0,000	0,644	0,644	34,991	35,635
11	0,000	2,305	2,305	36,381	38,686
12	0,000	0,644	0,644	37,385	38,029
13	0,000	0,644	0,644	38,712	39,356
14	0,000	0,644	0,644	40,094	40,738
15	0,000	0,644	0,644	41,517	42,161
16	0,000	2,305	2,305	43,068	45,373
17	0,000	0,644	0,644	44,435	45,079
18	0,000	0,644	0,644	46,031	46,675
19	0,000	0,644	0,644	47,318	47,962
20	0,000	0,644	0,644	48,774	49,418
Total	27,396	17,219	44,615	710,648	755,263
Valor Actual	27,396	6,524	33,920	257,054	290,974



El Cuadro 7.8 resume los resultados de la evaluación económica, determinando la Tasa Interna de Retorno (TIR) y el Valor Actual Neto (VAN) durante el periodo de implementación de cada una de las alternativas analizadas.

**Cuadro 7.8 Resultados Análisis Beneficio - Costo**

<b><u>Comparación entre alternativas: Sin Ampliación vs. Con Ampliación</u></b>					
Año	Disminución Costos Administración Vial (M\$)			Disminución Costos de los Usuarios (M\$)	Disminución Costos de la Sociedad (M\$)
	Capital	Recurrente	Total		
1	-27,396	0,287	-27,109	3,712	-23,397
2	0,000	-0,357	-0,357	3,893	3,536
3	0,000	-0,357	-0,357	4,084	3,727
4	0,000	-0,357	-0,357	4,287	3,930
5	0,000	0,619	0,619	4,499	5,118
6	0,000	-2,018	-2,018	3,336	1,318
7	0,000	-0,357	-0,357	5,091	4,734
8	0,000	-0,357	-0,357	5,389	5,032
9	0,000	-0,357	-0,357	5,828	5,471
10	0,000	0,619	0,619	6,575	7,194
11	8,000	-2,018	5,982	5,854	11,836
12	0,000	-0,357	-0,357	6,347	5,990
13	0,000	-0,357	-0,357	6,576	6,219
14	0,000	-0,357	-0,357	6,811	6,454
15	0,000	0,619	0,619	7,070	7,689
16	0,000	-2,018	-2,018	7,268	5,250
17	0,000	-0,357	-0,357	7,721	7,364
18	0,000	-0,357	-0,357	8,019	7,662
19	0,000	-0,357	-0,357	8,244	7,887
20	0,000	0,619	0,619	8,269	8,888
Valor Actual Neto (M\$)					
al			12%		14,523
Tasa Interna de Rentabilidad (%)					19,5%

Se calcula el valor actual neto de la inversión a partir de una tasa de descuento, en este caso del 12% y una serie de pagos futuros (valores negativos) e ingresos (valores positivos) los cuales constituyen los costos a efectos de mantenimiento vial .

Los indicadores económicos de rentabilidad obtenidos del análisis Beneficio - Costo desarrollado se indican en la siguiente tabla:

**Tabla 7.12 Indicadores Económicos de Rentabilidad  
(Millones de dólares)**

<b>Indicadores Económicos</b>	<b>Valor</b>
VAN	14,523
T.I.R. (12 %)	19,5

Del análisis de los indicadores, se concluye que la ampliación del tramo "Otavalo-Ibarra" a 6 carriles **es rentable**, desde el punto de vista técnico y económico, por lo cual es representativo para el país contar con una infraestructura vial de estas características.

## ***CAPÍTULO VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES***

### **8.1 CONCLUSIONES:**

- La Autovía "Otavalo-Ibarra" al ser un sub-tramo de la Panamericana Norte tiene una trascendencia vital en el intercambio comercial entre las diversas regiones del norte del país, al ser parte integral de la Red Vial Estatal en el Ecuador. Dada su categoría, la vía debe cumplir con estándares de servicio que satisfagan los requerimientos de calidad, seguridad y eficiencia. Se tomó como referencia esta obra debido principalmente a que guarda criterios de diseño que la catalogan como una autovía, por este motivo debe ser tomada como un punto de partida para el desarrollo de la infraestructura vial en el país.
- El método utilizado para la realización del estudio de velocidad en sitio, fue de tipo automático utilizando un medidor tipo radar. Una vez obtenido el registro de velocidades necesario, se elaboró un análisis estadístico, el cual arrojó que la velocidad media de punto o velocidad media temporal de los vehículos en la vía en estudio, corresponde a 84,9 (km/h). En conformidad a lo anterior se desarrolló una distribución acumulada de frecuencias, donde se definió los percentiles de velocidad críticos para poder establecer el límite de velocidad máximo de circulación recomendado para vehículos livianos en la autovía, siendo este igual a 94,3 (Km/), el cual al compararlo con el límite establecido de 90 (Km/h) en tramos con características rurales, no se encuentra muy por encima, siendo adecuada su implementación.

- Los tiempos de recorrido calculados antes de la construcción de la autovía, oscilaban entre 20 y 30 minutos solo para trasladarse desde “Ibarra” a “Antonio Ante”, 40 minutos hasta el ingreso al cantón “Cotacachi” y casi 60 minutos a la ciudad de “Otavalo”. Actualmente los tiempos de recorrido en la Autovía "Otavalo - Ibarra" son aproximadamente de 15 minutos para el sentido Norte, es decir con dirección hacia la ciudad de Ibarra; y 17 minutos en el sentido Sur, cuando los vehículos se desplazan hacia la población de Otavalo. Estos son los resultados obtenidos del estudio de Tiempos y Velocidades de Recorrido, efectuado por el método del vehículo flotante, en la vía. Al determinar el comportamiento vehicular en ambos sentidos, existe una diferencia en cuanto a tiempos y velocidades de recorrido se refiere, ya que al circular en sentido Sur, los vehículos emplean un 12% más de tiempo que si circularan en el sentido opuesto. Esto se debe básicamente a las condiciones del terreno ya que los vehículos van de subida la mayor parte del trayecto, incidiendo en la disminución de su velocidad de recorrido. Pero si ahora comparamos los tiempos de marcha obtenidos, podemos notar que la diferencia entre los dos sentidos de circulación es solamente de un 5% mayor ya que no se contabilizan los tiempos de detención. Con esto se puede evidenciar la influencia de las demoras sobre los tiempos de recorrido, en él un caso el total del tiempo que el vehículo permanece parado es de 75,7 segundos y para el segundo caso, este mismo tiempo asciende a 166 segundos.
- De acuerdo a las condiciones y tipología de la autovía "Otavalo-Ibarra" se presentan volúmenes con un crecimiento progresivo desde el lunes hasta llegar

al viernes, siendo este último, el día laborable con mayor tránsito. Sin embargo se registran los valores máximos durante los fines de semana, según lo registrado por los conteos permanentes del tráfico analizados en la estimación del TPDA. Por esta razón podemos inferir que el día con mayor afluencia vehicular se registra los días sábados, día en el cual se realizó el conteo para establecer las horas pico. Por este motivo se concluye que la carretera tiene una demanda de usuarios de tipo turístico y recreacional durante los fines de semana, tras estudiar las variaciones y el comportamiento de los volúmenes horarios de tráfico a lo largo del día.

- El Manual de Capacidad de Carreteras (HCM 2000) ha definido para la ejecución de un estudio de tráfico tres variables principales, que son: el flujo, la velocidad y la densidad. Mediante la determinación de las relaciones entre cada una de ellas, se puede evaluar las características de la corriente de tránsito, y así poder predecir las diferentes opciones en cuanto a planeamiento, proyecto y operación de carreteras, se refiere.
- La capacidad de tránsito en una carretera se basa en el concepto de nivel de servicio. El nivel de servicio más alto es el A, que representa un flujo libre del tránsito a las velocidades del proyecto. El nivel más bajo es el F, que representa un flujo inestable o en condiciones de congestionamiento y bajas velocidades. La capacidad máxima de una carretera suele asociarse más a un nivel de servicio E, el cual está caracterizado por un flujo inestable del tránsito y velocidades promedio bajas. El contar con el nivel de servicio que presenta una determinada

carretera hace posible tomar medidas efectivas en favor de mejorar las características del flujo vehicular. El estudio efectuado determinó que las condiciones actuales de operación en la Autovía "Otavalo-Ibarra" corresponden a un Nivel de Servicio A, indicándonos que la circulación es libre y fluida donde los vehículos pueden circular sin presentar dificultades de rebasamiento o demoras por efectos de congestión. Los volúmenes de tránsito son bajos en relación a su capacidad máxima y los vehículos alcanzan velocidades relativamente altas de 90 (Km) o más.

- Al realizar la proyección futura del tráfico promedio diario anual, a lo largo de su periodo de vida útil, se encontró que la vía cumple con las normativas vigentes para el diseño y construcción de carreteras, donde se fija como mínimo recomendable no presentar características inferiores a un Nivel de Servicio D. En términos generales la vía en estudio satisface con superioridad los requerimientos mínimos estipulados por las normativas, demostrando que a futuro el nivel de servicio se mantendrá en condiciones aceptables. Es así como podemos concluir que la calidad de servicio prestado por la facilidad vial a sus usuarios, es satisfactoria en cuanto al tránsito se refiere.
- Es necesario un TPDA de 61.946 vehículos por día para que la autovía "Otavalo-Ibarra" llegue a operar a un Nivel de Servicio *D*. Las condiciones de operación en este nivel serían: formación de colas en puntos localizados, dificultad para efectuar adelantamientos y condiciones inestables de circulación. En otras palabras, la autovía debe soportar un tráfico vehicular de esa magnitud para

satisfacer las características mínimas de circulación y los parámetros de diseño concebidos por la normativas vigentes. Por lo tanto se establece que la carretera proporciona un nivel aceptable , es decir presta el servicio necesario para el que fue proyectado, considerando la incorporación de los volúmenes de tráfico generado y desviado, producto del crecimiento y desarrollo de las poblaciones adyacentes a la vía de estudio. En este sentido la vía satisface las características que garantizan al usuario adecuados niveles de servicio y seguridad vial.

- La operación de la Intersección e "San Roque" tiene un Nivel de Servicio tipo *B*, esto describe demoras entre 10 y 20 segundos por vehículos, algunos vehículos comienzan a detenerse. En términos generales el avance de los vehículos es favorable y con buena progresión. Las detenciones no son significativas de los vehículos, en todos los accesos no existe presencia de colas o vehículos rezagados y los tiempos fijados del semáforo son adecuados para el paso vehicular inclusive en horas pico.
- El análisis elaborado de las condiciones prevalecientes arrojaron que en términos generales la vía mantiene un adecuado diseño que permite clasificarla como una Clase RI-RII, según las Normas de Diseño Geométrico del Ministerio de Transporte y Obras Públicas las cuales se utilizaron en el diseño. Su configuración vial le permite ser considerada como una autovía de tipo sub-urbano por mantener la interconexión entre ciudades. Aunque los parámetros para poder clasificarla como autovía requieren que se eleve el control de los accesos, además de disminuir las aberturas en la faja separadora central, con la

finalidad de establecer un flujo continuo e ininterrumpido que permita a los usuarios disminuir aún más los tiempos de recorrido. Dentro de estos parámetros, la velocidad es una de las variables que más influye en los costos de operación de los vehículos, así el consumo de combustibles varía esencialmente en función de la velocidad desarrollada, los costos atribuibles al factor tiempo varían en forma inversamente proporcional a la velocidad de circulación del vehículo.

- Los efectos que tiene la congestión en la elevación de los costos de transporte, cuando se exceden los límites de capacidad y el nivel de servicio se encuentra deteriorado en una carretera. Por cuanto el beneficio social generado al implementarse una infraestructura vial con las características analizadas, le representa al país, y en especial, a todos los usuarios que circulan diariamente por esta vialidad.
- Los beneficios económicos por la disminución en los costos de operación vehicular, generados a partir de la ampliación tienen un efecto multiplicador a nivel social por contribuir al desarrollo del sector y del país, imponiendo nuevos estándares que garanticen el objetivo principal de contar con carreteras seguras, rápidas y cómodas.

## **8.2 RECOMENDACIONES**

- Se recomienda limitar la velocidad con señales que indiquen progresivamente al conductor sobre la necesidad de reducir la velocidad en sectores como el ingreso



a "Chaltura" donde existen condiciones de peligrosidad por tratarse de un tramo con un trazado difícil por presencia de curvas cerradas con un nivel de rasante en declive superior al 6% (desplazamiento considerado en sentido Norte, "Otavalo" hacia "Ibarra"); no existe la distancia de parada mínima recomendada y la velocidad de aproximación es alta. Por este motivo se debe indicar el límite de velocidad máximo en curvas, que de acuerdo a la Ley Orgánica de Transporte Terrestre, Tránsito y Seguridad Vial actual, es de 60 (Km/h) para carreteras. Conjuntamente a esto se debe instalar a todo lo ancho de la sección transversal antes del ingreso a las curvas, reductores de velocidad o implementar el nuevo sistema de Bandas Transversales de Alerta (BTA). Estas señales deben ser de tipo regulatorio conjuntamente con una señal preventiva que indique la inmediata reducción de la velocidad. Este tipo de señales deben ser instaladas con la suficiente antelación para que los conductores no tengan que frenar bruscamente, se recomienda de 60 (m) a 120 (m) antes de la señal preventiva, de tal manera que las dos señales sean visualizadas por el conductor al mismo tiempo.

- Para la ubicación de pasos peatonales a desnivel, es necesario conocer los puntos de mayor confluencia de peatones y el destino final de muchos de ellos, con esto lo que se busca es dar una solución apropiada para evitar forzosamente que el peatón efectúe el cruce a nivel de la calzada.
- La importancia de realizar un estudio de capacidad y nivel de servicio en carreteras rurales o suburbanas, ya sea en fase de planeamiento para contemplar

todos los detalles concernientes al número de carriles necesarios; en fase operacional para evaluar el efecto de una medición a corto o largo plazo como en ampliaciones a la vía, implementación de dispositivos de control, cambios de las condiciones geométricas, etc.; o por último, para implementar un análisis de diseño o proyecto en el cual se establecen ciertos criterios para lograr un determinado Nivel de Servicio (NDS) según el tránsito pronosticado para el año del proyecto. La intención de haber definido el procedimiento para la evaluación del nivel de servicio a nivel operacional, es para dar a conocer la relevancia que tiene su determinación, a efectos de poder establecer parámetros de medición que permitan establecer planes de gestión vial para implementar mejoras que permitan satisfacer las necesidades de los usuarios.

- El método empleado para la determinación de la capacidad y el nivel de servicio describe lo señalado por el Manual de Capacidad de Carreteras 2000 (HCM 2000), el cual se ajusta satisfactoriamente a las características presentes en la autovía "Otavalo-Ibarra". Demostrando que todos los lineamientos establecidos por el Manual de Capacidad para efectos de análisis, son perfectamente recomendables para las diferentes clases de carreteras existentes en nuestro medio.
- En un análisis operacional es preciso efectuar los estudios y mediciones de campo correspondientes, con la finalidad de ingresar la mayor cantidad de información en la metodología de cálculo como son la velocidad y el tráfico promedio diario, para no incurrir en resultados fuera del rango aceptable de

estimación producto del uso indebido de ciertos factores, los cuales fueron obtenidos en base a condiciones que no se ajustan a la realidad de las vías construidas en nuestro país.

## ***CAPÍTULO IX. BIBLIOGRAFÍA***

- Board, T. R. (2000). *HIGHWAY CAPACITY MANUAL*. Washington, D. C.: National Research Council.
- Crespo, I. C. (2001). *VÍAS DE COMUNICACIÓN, CAMINOS, FERROCARRILES, AEROPUERTOS, PUENTES Y PUERTOS*. México D.F.: Grupo Noriega Editores.
- Garber, N. J., & Hoel, L. A. (2005). *INGENIERÍA DE TRÁNSITO Y DE CARRETERAS*. México: Ediciones Paraninfo, S.A.
- Garber, N. J., & Hoel, L. A. (2009). *TRAFFIC AND HIGHWAY ENGINEERING*. Toronto ON: Cengage Learning.
- Kraemer, C. (2009). *INGENIERIA DE CARRETERAS*, Volumen I. Madrid: McGraw Hill/Interamericana de España S.A.
- McTrans. (2005). *HIGHWAY CAPACITY SOFTWARE, HCS+ Release 5.2*. Gainesville FL: University of Florida.
- Ministerio de Obras Públicas. (2003). *NORMAS DE DISEÑO GEOMÉTRICO-MOP*. Quito.

- Tapia J. & Veizaga, R. (2006). *APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE INGENIERÍA DE TRÁFICO*. Cochabamba-Bolivia: Universidad Mayor de San Simón.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (1992). *CARRETERAS URBANAS: RECOMENDACIONES PARA SU PLANEAMIENTO Y PROYECTO*, Madrid: Secretaría General Técnica, 1992.
- Grisales J. C. (2005). *DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS*, Volumen I. Bogotá: Ecoe Ediciones.
- Spíndola, R. C., & Grisales J. C. (2007). *INGENIERÍA DE TRÁNSITO: FUNDAMENTOS Y APLICACIONES*. México D.F.: Alfaomega.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas, Subsecretaría de Infraestructura del Transporte. (2013). *NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12-MTOP, Procedimientos para Proyectos Viales, Volumen N°1*, Quito.

## TRABAJOS CITADOS

- Atribuciones y Responsabilidades, Delegaciones y Concesiones del Transporte .  
(s.f.). *MTOP*. Obtenido de <http://www.obraspublicas.gob.ec>
- Box, P. C. (1976). *Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito* (4ta Edición ed.). México: Co-editores: Coordinación General de Transporte, D.D.F., Asociación Mexicana de Ingeniería de Transportes, A.C.
- Bustillos, J. (2011 ). *Rehabilitación y Mantenimiento, Evaluación Económica Modelo HDM-4*. Dirección de Estudios del Transporte-Área de Factibilidad (MTOP).
- Cirillo, J. (1992). *Safety Effectiveness of Highway Design Features. Federal Highway Administration. Washington. Washington D.C.*
- Díaz, C. D. (2004). *Metodología para la evaluación de los costos de movilidad en el transporte público. Aplicación a la ciudad de Medellín (Colombia)*. Medellín: UPC.
- Dowling, R. (2009). *Multimodal Level of Service Analysis for Urban Streets, National Cooperative Highway Research Program (TRB)*. Oakland- CA,.
- ecuador-vial. (2012). *Siniestralidad Vial en el Ecuador*. Obtenido de <http://www.ecuador-vial.com>
- EL COMERCIO, D. E. (24 de 07 de 2012). "Fotorradar: su instalación es compleja". Redacción: Quito, Ecuador. Obtenido de [http://www.elcomercio.com/quito/Fotorradar-instalacion-compleja\\_0\\_742125926.html](http://www.elcomercio.com/quito/Fotorradar-instalacion-compleja_0_742125926.html)
- Everett C. Carter, W. S. (1978). *Introduction to Transportation Engineering. Institute of Transportation Engineers*. Reston Virginia: Reston Publishing Company, Inc., A Pentice Hall, Company.
- Fonseca, A. M. (2002). *Ingeniería de Tránsito para Carreteras*. Bogotá-Colombia: Universidad Católica de Colombia Ediciones y Publicaciones.
- Greenshields, B. D. (2002). *A Study of Highway Engineering*. California: U. of Virginia.
- ifezecuador. (2012). *Plan Maestro para la Ciudad del Conocimiento Yachay, Estudios de Factibilidad (Fase 1)*.

- INEC. (2012). *Estimaciones de proyecciones de población*.
- Kraemer, C. (2004). Cap. 28 Gestión de la circulación en zonas urbanas. En C. Kraemer, *Ingeniería de Carreteras* (Vol. I). Madrid: McGraw-Hill.
- Kuhne, R., & Michalpoulus, P. (1975). Traffic Flow theory. *TRB Special Report 165*.
- Manual de Carreteras, L. B. (1999). Tráfico en vías interurbanas. En L. B. Blázquez, *Manual de Carreteras* (Vol. I). Alicante: Escuela Politécnica Superior Alicante.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (1992). *CARRETERAS URBANAS: RECOMENDACIONES PARA SU PLANEAMIENTO Y PROYECTO*. Madrid: Secretaría General Técnica.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas, Subsecretaría de Infraestructura del Transporte. (2013). *NORMA ECUATORIANA VIAL NEVI-12-MTOP, Volumen N°1*. Quito.
- Miralles, R. (s.f.). *slideshare*. Obtenido de [http://www.slideshare.net/ramon\\_miralles/velocitat](http://www.slideshare.net/ramon_miralles/velocitat)
- MTOP. (2012). 82 años. *Reporte Especial*.
- MTOP. (s.f.). *Documento Base, Contrato Adicional al Contrato de Concesión MOP/Panavial S.A. para la Ampliación, Mantenimiento, Explotación y Administración de la Vía "Otavalo-Ibarra"*.
- MTOP, R. E. (22 de marzo del 2013.). Troncal de la Sierra - Eje E35 .
- Mundial, B. (2010). *Road User Costs Model (HDM-4 RUC), Versión 2.00*. Washington D.C.
- ( periodo 2009-2013). *Plan Nacional del Buen Vivir, Movilidad: eje vertebral y enlaces horizontales*.
- T.A.M.S.-ASTECC. (2003). *Normas y Diseño Geométrico de Carreteras*.
- TRB, N. P. (2011). Highway Capacity Manual 2010. *TR NEWS 273*.

**BIOGRAFÍA****DATOS PERSONALES**

**APELLIDOS:** RAMÓN VELÁSTEGUI

**NOMBRES:** ANDRÉS EDUARDO

**LUGAR DE NACIMIENTO:** Quito, Pichincha, Ecuador

**FECHA DE NACIMIENTO:** 22 de Abril de 1988

**ESTADO CIVIL:** Soltero

**DIRECCIÓN:** Porfirio Romero 200 y Av. 10 de Agosto

**TELÉFONO:** 099-8044914 / 022-409-761 / 022-268-629

**E-MAIL:** andi\_rami27@hotmail.com

**FORMACIÓN ACADÉMICA**

**ESTUDIOS PRIMARIOS:** Unidad Educativa Bilingüe "Martim Cerere"  
Quito, Ecuador  
1994-2000

**ESTUDIOS SECUNDARIOS:** Unidad Educativa Bilingüe "Martim Cerere"  
Quito, Ecuador  
2000-2006

Ellensburg High School  
Ellensburg, WA. Estados Unidos de América  
2006-2007

**ESTUDIOS SUPERIORES:** Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE  
Departamento de Ciencias de la Tierra y de la  
Construcción, Carrera de Ingeniería Civil  
Sangolquí, Ecuador  
Egresado (Título a obtener Ingeniero Civil)

**IDIOMA EXTRANJERO:** Inglés  
Dominio del idioma hablado: 100%  
Dominio del idioma escrito: 100%