

**UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA**

**PROGRAMA DE DOCTORADO DE PROMOCIÓN DEL  
CONOCIMIENTO**



**ELABORACIÓN DE PROCEDIMIENTOS PARA FACILITAR EL  
ADELANTAMIENTO EN CARRETERAS CONVENCIONALES  
APLICANDO SIMULACIÓN**

**TESIS DOCTORAL**

**Presentada por:**

**VÍCTOR GABRIEL VALENCIA ALAIX**

**Dirigida por:**

**Prof. Dr. ALFREDO GARCÍA GARCÍA**

**FEBRERO 2016**



## **AGRADECIMIENTOS**

La presente investigación la he podido hacer en el desempeño como profesor de la Universidad Nacional de Colombia – Sede Medellín y es a ella la primera a la que deseo expresar agradecimiento.

A la Universitat Politècnica de València y la Oficina de Acción Internacional por su valioso apoyo y acompañamiento para que mis estancias en Valencia fuesen posible.

A lo largo de la elaboración de esta tesis han sido muchas las personas que me han dado su apoyo espiritual y consejo que no alcanzaría a nombrar pero tienen todo mi reconocimiento.

Al director de esta tesis, Dr. Alfredo García García, que por muchos años me ha dado su respaldo, paciencia, comprensión y orientación le manifiesto mi eterna gratitud.

Infortunadamente hay un colega que no nos acompaña en este mundo quien me dio su sabiduría y motivación para adentrarme en este tema y que hubiese querido compartir con él la alegría de la culminación de esta etapa de mi vida y es el Dr. Guido Radelat Egües.

La motivación y apoyo desde antes, durante y hasta el final de la terminación de esta etapa y en el resto de ella; las personas más importantes de mi vida y a quienes nunca tendré manera de expresarles el agradecimiento que tengo son a mis padres Carmen Hortensia Alaix de Valencia y Luis Hernando Valencia Varona.

En la última etapa de esta tesis y quien compartió con ella mi dedicación ha sido mi hijo Santiago quien, sin saberlo, me dio la motivación para terminarla.





## RESUMEN

La calidad de la circulación en carreteras convencionales está estrechamente vinculada con la posibilidad de realizar la maniobra de adelantamiento que es especialmente crítica además por el nivel de riesgo que supone realizarla. Las opciones para facilitar el adelantamiento son proveer en el trazado las condiciones geométricas para que el adelantamiento se pueda realizar a lo largo de la vía con suficientes oportunidades pero cuando esta se dificulta se dispone de la alternativa de proveer una sección transversal que facilite este adelantamiento mediante los carriles auxiliares. En este trabajo de investigación se abordó esta segunda opción con los carriles de adelantamiento y de ascenso.

Para caracterizar la maniobra de adelantamiento en pendientes ascendentes se hizo un estudio experimental que permitió disponer de datos y extraer información importante para la calibración de un modelo de simulación microscópica del tránsito en carreteras convencionales denominado TWOPAS, el cual es elemento principal del Traffic Analysis Module (TAM) que integra el Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM). TWOPAS fue validado en otra carretera convencional de características bien diferentes a la considerada en la calibración que completó la evaluación de la utilidad de este modelo de simulación.

Orientado hacia el objetivo de este trabajo de investigación se aplicó el TWOPAS en el análisis de carriles auxiliares en una multiplicidad de escenarios, alrededor de 98.000, en los cuales se variaron los volúmenes de tránsito, pendientes longitudinales, inicio y longitud del carril auxiliar, porcentaje de camiones y considerando la influencia de la variación aleatoria del tránsito que generó gran cantidad de información para el alcance de este trabajo y para nuevos análisis. Se creó una herramienta computacional, el PEMAT, que permite la ejecución automática del TWOPAS (TAM), la captura de los resultados de cada simulación y la generación de las salidas en términos de indicadores operacionales.

Entre los resultados obtenidos del análisis de carriles auxiliares están factores para considerar el efecto de carriles de adelantamiento y ascenso en el Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento (PTSF) y la Velocidad Media de Recorrido (ATS) para adaptar el procedimiento del Highway Capacity Manual (HCM) de 2010 para estimar el nivel de servicio en tramos de carretera convencional con carriles auxiliares individuales.

Los manuales para el cálculo de la capacidad y el nivel de servicio en carreteras convencionales no cubre la diversidad de condiciones geométricas y de tránsito por lo que se propuso un procedimiento para adelantar el análisis de la operación del tránsito en cualquier carretera convencional para facilitar el

adelantamiento mediante la consideración de una serie de carriles auxiliares en los dos sentidos de circulación de dicha vía sustentado en la aplicación de la simulación con el modelo TWOPAS de manera que puede atenderse la necesidad de demanda de adelantamiento para cualquier configuración de carretera y condición de tránsito mejorando los métodos contemplados en los manuales o guía técnicas.

## RESUM

La qualitat de la circulació en carreteres convencionals està estretament vinculada amb la possibilitat de realitzar la maniobra d'avançament que és especialment crítica a més per el nivell de risc que suposa el realitzar-la. Les opcions per facilitar l'avançament son proveir en el traçat les condicions geomètriques per a que l'avançament es puga realitzar al llarg de la via amb suficients oportunitats però quan aquesta es dificulta es disposa de l'alternativa de proveir una secció transversal per facilitar aquest avançament mitjançant els carrils auxiliars. En aquest treball d'investigació es va abordar aquesta segona opció amb els carrils d'avançament i d'ascens.

Per caracteritzar la maniobra d'avançament en pendent ascendent es va fer un estudi experimental que va possibilitar disposar de dades i extraure informació important per a la calibració d'un model de simulació microscòpica del trànsit en carreteres convencionals denominat TWOPAS, el qual es element principal del Traffic Analysis Module (TAM) que integra l'Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM). TWOPAS va ser validat en un altra carretera convencional de característiques ben diferents a la considerada en la calibració que va completar la avaluació de la utilitat de aquest model de simulació.

Orientat a l'objectiu d'aquest treball d'investigació es va aplicar el TWOPAS en l'anàlisi de carrils auxiliars en una multiplicitat d'escenaris, voltant els 98.000, en els quals es variaren els volums de trànsit, pendents longitudinals, inici i longitud del carril auxiliar, percentatge de camions i tenint en compte la influència de la variació aleatòria del trànsit que va generar gran quantitat d'informació per al alcans d'aquest treball i per a nous anàlisis. Es va crear una ferramenta computacional, el PEMAT, que permet la execució automàtica del TWOPAS (TAM), la captura dels resultats de cada simulació i la generació de les eixides en terminis d'indicadors operacionals.

Entre els resultats obtinguts de l'anàlisi de carrils auxiliars estan factors per considerar l'efecte de carrils d'avançament i ascens en el Percentatge de Temps Consumit en el Seguiment (PTSF) i la Velocitat Mitjana de Recorregut (ATS) per a adaptar el procediment del Highway Capacity Manual (HCM) de 2010 per a estimar el nivell de servici en trams de carretera convencional amb carrils auxiliars individuals.

Els manuals per al càlcul de la capacitat i el nivell de servici en carreteres convencionals no cobreixen la diversitat de condicions geomètriques i de trànsit per el que es va proposar un procediment per avançar l'anàlisi de la operació del trànsit en qualsevol carretera convencional per a facilitar l'avançament mitjançant la consideració d'una sèrie de carrils auxiliars en els dos sentits de circulació d'eixa via sustentat en l'aplicació de la simulació amb el model TWOPAS de manera que es puga atendre la necessitat de demanda

d'avançaments per a qualsevol configuració de carretera i condició de trànsit millorant els mètodes contemplats en els manuals o guies tècniques.

## **ABSTRACT**

The quality of traffic on two-lane roads is closely linked to the possibility of making the overtaking maneuver that is especially critical in addition to the level of risk posed to do it. Options to facilitate overtaking are providing a path with geometric conditions for overtaking can be performed on the road with enough opportunities or provide a cross section that facilitates this advancement by auxiliary lanes. In this research, the second option with passing and climbing lanes was discussed.

To characterize the passing maneuver on steep grades an experimental study that allowed access to data and important information for calibrating TWOPAS, a microscopic traffic simulation model of two-lane roads, which is main element of the Traffic Analysis Module (TAM) that integrates the Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM) was developed. TWOPAS was validated in other two-lane road with very different characteristics to the road considered during calibration thereby evaluating the usefulness of this simulation model was completed.

Considering a target of this research the TWOPAS was applied in the analysis of auxiliary lanes in a multitude of scenarios, around 98,000, where traffic volumes, longitudinal gradients, initiation and length of the auxiliary lane and percentage of trucks were varied; the influence of random variation of traffic generated wealth of information for the scope of this paper and considered for further analysis. A computational tool, the PEMAT, which allows automatic execution of TWOPAS (TAM), capturing the results of each simulation and generating outputs in terms of operational indicators was created.

Among the results of the analysis of auxiliary lanes are factors to consider the effect of passing and climbing lanes in the Percentage Time Spent Following (PTSF) and the Average Travel Speed (ATS) to adapt the procedure of Highway Capacity Manual (HCM) in 2010 and to estimate the level of service on two-lane road sections with individual auxiliary lanes.

The manuals for the calculation of the capacity and level of service on conventional roads does not cover the diversity of geometric and traffic conditions so that a procedure for analyzing the transit operation in any conventional road was proposed to facilitate overtaking by consideration of a number of auxiliary lanes in both directions of traffic simulation model with TWOPAS; thus overtaking can be solved for any configuration of road and transit improvements in methods in manuals or technical guidance.



## **ÍNDICE GENERAL**

1.	Introducción .....	1
2.	Estado del arte.....	3
2.1	Maniobra de adelantamiento .....	3
2.1.1	No basadas en el punto crítico .....	3
2.1.2	Basadas en el punto crítico .....	11
2.2	Mejoras operacionales en carreteras convencionales .....	19
2.2.1	Generalidades .....	19
2.2.2	Carriles de adelantamiento y tramos de tres carriles .....	19
2.2.3	Carriles de ascenso .....	32
2.2.4	Apartaderos .....	48
2.2.5	Tramos cortos de cuatro carriles .....	50
2.2.6	Circulación por el arcén .....	50
<b>2.1.1</b>	<b>Secciones de uso de arcén.....</b>	<b>51</b>
2.2.7	Secciones transversales amplias .....	52
2.2.8	Carreteras 2+1 .....	52
2.3	Modelos de simulación .....	54
2.3.1	El modelo de simulación TRARR .....	54
2.3.2	El modelo de simulación TWOPAS .....	59
2.3.3	El modelo de la VTI .....	63
2.3.4	Selección del modelo a emplear .....	65
3.	Objetivos e hipótesis.....	67
3.1	Objetivo general.....	67
3.2	Objetivos específicos .....	67
3.3	Hipótesis .....	67
4.	Metodología .....	69
4.1	Fase experimental .....	69
4.2	Calibración del TWOPAS .....	70

4.3	Validación del TWOPAS.....	70
4.4	Aplicación del TWOPAS a carriles de ascenso.....	71
4.5	Procedimiento para el diseño de carriles de ascenso.....	73
5.	Fase experimental .....	75
5.1	Diseño experimental.....	75
5.2	Ejecución experimental.....	76
5.2.1	Características del tramo de carretera observado .....	76
5.2.2	Registros en video de la maniobra de adelantamiento .....	81
5.3	Reducción de datos .....	82
5.3.1	Posición con vista lateral del tramo .....	83
5.3.2	Posición con vista longitudinal del tramo.....	86
5.3.3	Diagramas tiempo-espacio .....	88
5.3.4	Tiempos parciales de la maniobra de adelantamiento.....	90
5.3.5	Brechas rechazadas .....	95
5.3.6	Brechas aceptadas .....	96
5.4	Análisis de resultados.....	97
5.4.1	Tiempo de cambio de carril del vehículo adelantante al inicio de la maniobra ( $t_1$ ) .....	98
5.4.2	Tiempo de ocupación del carril opuesto por el vehículo adelantante ( $t_2$ ) .....	98
5.4.3	Tiempo de cambio de carril del vehículo adelantante al finalizar la maniobra ( $t_3$ ) .....	100
5.4.4	Tiempo de adelantamiento (T).....	101
5.4.5	Tiempo del vehículo opuesto desde el cruce con el adelantante y el inicio de la maniobra de éste ( $t_a$ ) .....	102
5.4.6	Brechas aceptadas .....	103
5.4.7	Brechas rechazadas .....	104
5.4.8	Brecha crítica .....	105
6.	Calibración del TWOPAS .....	109



6.1	Determinación de los parámetros del modelo susceptibles de modificar.....	109
6.2	Método para la modificación de parámetros y entradas al modelo.	112
6.2.1	Opciones para configurar el TWOPAS.....	113
6.3	Propuesta de calibración del TWOPAS.....	124
7.	Validación del TWOPAS.....	129
7.1	Observaciones experimentales .....	134
7.2	Reducción de datos .....	136
7.2.1	Simulación con TWOPAS.....	138
7.3	Análisis descriptivo .....	147
7.3.1	Diagramas indicador – espacio .....	147
7.3.2	Velocidades de vehículos pesados según la pendiente.....	149
7.4	Análisis de resultados.....	150
8.	Aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares (adelantamiento o lento)	153
8.1	Escenarios .....	153
8.1.1	Características del tránsito .....	153
8.1.2	Características operacionales de los vehículos .....	154
8.1.3	Restricciones de adelantamiento .....	154
8.1.4	Diseño geométrico (trazado en planta y en perfil).....	154
8.1.5	Tipología de carriles adicionales .....	155
8.1.6	Características de entrada y de salida de los carriles adicionales.	156
8.1.7	Lugar de inicio y terminación de los carriles adicionales. ....	156
8.2	Aplicación de las simulaciones.....	157
8.3	Análisis de resultados.....	158
8.3.1	Velocidad Media de Recorrido cuando no hay carril adicional (ATS)	161
8.3.2	Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento cuando no hay carril adicional (PTSF) .....	163

8.3.3	Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el PTSFd. ( $f_{pl,PTSFd}$ ).....	164
8.3.4	Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el ATSD. ( $f_{pl,ATSd}$ ) .....	166
8.3.5	Longitud efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el PTSF ( $L_{de,PTSFd}$ )	168
8.3.6	Longitud efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el ATS ( $L_{de,ATSd}$ )	170
8.3.7	Velocidad Media de Recorrido cuando hay carril adicional (ATS)	173
8.3.8	Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento cuando hay carril adicional (PTSF) .....	175
8.3.9	Mejora en ATS.....	177
8.3.10	Mejora en PTSF.....	180
9.	Procedimiento para el diseño de carriles auxiliares .....	187
9.1	Criterios de localización.....	187
9.2	Criterios de selección de tipología.....	190
9.3	Criterios de diseño geométrico.....	191
9.3.1	Dividir en tramos homogéneos.....	191
9.3.2	Evaluar con el TWOPAS (TAM) la operación en la carretera sin carriles auxiliares.....	191
9.3.3	Ubicación del carril adicional .....	191
9.3.4	Evaluar con el TWOPAS (TAM) la operación en la carretera con el primer carril auxiliar .....	192
9.3.5	Repetición de los pasos anteriores para otros carriles auxiliares	193
9.4	Ejemplo de aplicación.....	193
9.4.1	Dividir en tramos homogéneos.....	193
9.4.2	Evaluar con el TWOPAS (TAM) la operación en la carretera sin carriles auxiliares.....	194
9.4.3	Ubicación del carril adicional .....	194

9.4.4	Evaluar con el TWOPAS (TAM) la operación en la carretera con el primer carril auxiliar .....	196
9.4.5	Repetición de los pasos anteriores para otros carriles auxiliares .....	198
9.4.6	Evaluar con el TWOPAS (TAM) la operación en la carretera con el segundo carril auxiliar.....	200
9.5	Beneficios .....	202
9.6	Costos.....	203
9.6.1	Costos de construcción .....	204
9.6.2	Costo de mantenimiento rutinario.....	204
9.6.3	Costo de mantenimiento periódico .....	204
9.6.4	Costos de interventoría.....	204
9.6.5	Costos de diseño .....	204
9.6.6	Costos de operación vehicular .....	205
9.6.7	Indicadores económicos .....	207
9.7	Evaluación económica de carriles auxiliares.....	208
9.7.1	Tránsito.....	209
9.7.2	Costos de construcción .....	209
9.7.3	Beneficios por la provisión de dos carriles auxiliares .....	210
9.7.4	Resumen.....	212
10.	Conclusiones .....	219
11.	Aportaciones.....	229
11.1	Aportaciones metodológicas .....	229
11.1.1	Validación del TWOPAS.....	229
11.1.2	Herramienta computacional PEMAT .....	229
11.1.3	Procedimiento para facilitar el adelantamiento en carreteras convencionales.....	230
11.2	Resultados.....	230
12.	Líneas de investigación futuras .....	235
12.1	Mejoramiento de la calibración del TWOPAS .....	235

12.1.1	Velocidad deseada por tipo de vehículo y desviación estándar	235
12.1.2	Distribución de aceptación de brechas de adelantamiento en TWOPAS	236
12.1.3	Comportamiento de vehículos en pendientes .....	238
12.1.4	Otros parámetros y variables del TWOPAS que podrían considerarse para el mejoramiento de la calibración.....	239
12.1.5	Técnicas de optimización .....	242
12.2	Uso de la herramienta computacional PEMAT .....	242
12.2.1	Creación de un procedimiento para estimar la capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles .....	242
12.2.2	Longitud de carril optima .....	243
12.2.3	Calibración y/o Validación de carriles de ascenso .....	244
12.2.4	Aproximación a la justificación operacional de carreteras 2+1	244
13.	Referencias bibliográficas.....	247
14.	Publicaciones de la tesis .....	253
<b>A.</b>	<b>ANEXOS.....</b>	<b>257</b>
<b>A.I</b>	<b>ANEXO I. MANUAL DEL MODELO TWOPAS (TAM-IHSDM´2014) CALIBRADO.....</b>	<b>257</b>
<b>A.I.1</b>	<b>Datos de entrada del IHSDM según niveles de especificación.</b>	<b>257</b>
<b>A.I.2</b>	<b>Datos de entrada al TAM por pasos. ....</b>	<b>258</b>
<b>A.I.3</b>	<b>Opciones para modificar los datos de entrada y parámetros de simulación del TWOPAS .....</b>	<b>260</b>
<b>A.I.4</b>	<b>Resumen de valores de variables y parámetros del TWOPAS modificados para la calibración. ....</b>	<b>272</b>
<b>A.I.5</b>	<b>Estimación de los indicadores operacionales en el tramo experimental para calibración .....</b>	<b>287</b>
<b>A.II</b>	<b>ANEXO II. DATOS DE CAMPO .....</b>	<b>291</b>
<b>A.II.1</b>	<b>Validación del TWOPAS en la carretera CV13.....</b>	<b>291</b>
a.	<i>Dimensiones de los elementos geométricos del trazado en planta y alzado de la carretera CV13.....</i>	<i>291</i>

b.	<b>Cuadros de reducción de datos para el sentido directo ...</b>	292
c.	<b>Cuadros de reducción de datos para el sentido inverso ..</b>	303
d.	<b>Volumen horario y composición vehicular observados en la CV13 en los dos sentidos de circulación .....</b>	311
e.	<b>Resumen de velocidades deseadas .....</b>	312
f.	<b>Resumen de velocidades máximas de entrada a la CV13.</b>	312
<b>A.II.2</b>	<b>Valores de parámetros especificados para la configuración del TAM (TWOPAS).</b>	312
a.	<b>Características generales .....</b>	312
b.	<b>Características de los Camiones para el Tramo Experimental en Colombia con tránsito de la CV-13.....</b>	313
c.	<b>Características de los Recreativos para el Tramo Experimental en Colombia con tránsito de la CV-13.....</b>	314
d.	<b>Características de los Autos para el Tramo Experimental en Colombia con tránsito de la CV-13.....</b>	315
<b>A.II.3</b>	<b>Informe de resultados resumido de la validación del TWOPAS en la CV13.....</b>	316
<b>A.III</b>	<b>ANEXO III. Resultados de la aplicación del TWOPAS a Carriles Auxiliares.....</b>	345
<b>A.III.1</b>	<b>Velocidad Media de Recorrido cuando no hay carril adicional (ATS)</b>	345
a.	<b>Carril de adelantamiento.....</b>	345
b.	<b>Carril de ascenso.....</b>	346
<b>A.III.2</b>	<b>Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento cuando no hay carril adicional (PTSF).</b>	346
a.	<b>Carril de adelantamiento.....</b>	346
b.	<b>Carril de ascenso.....</b>	347
<b>A.III.3</b>	<b>Velocidad Media de Recorrido cuando hay carril adicional (ATS)</b>	347
<b>A.III.4</b>	<b>Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento cuando hay carril adicional (PTSF).....</b>	375

<b>A.III.5</b>	<b>Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el PTSFd. (<math>f_{pl}</math>, <math>PTSFd</math>) .....</b>	<b>403</b>
<b>A.III.6</b>	<b>Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el ATS<sub>d</sub>. (<math>f_{pl}</math>, <math>ATSd</math>) .....</b>	<b>404</b>
<b>A.III.7</b>	<b>Longitud efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el PTSF (Lde, PTSFd).....</b>	<b>406</b>
<b>A.III.8</b>	<b>Longitud efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el ATS (Lde, ATSd).....</b>	<b>407</b>
<b>A.III.9</b>	<b>Mejora en PTSF .....</b>	<b>408</b>
<b>A.III.10</b>	<b>Mejora en ATS .....</b>	<b>436</b>

## **ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 2.1. Maniobra de adelantamiento según la AASHTO, 2004. ....	4
Figura 2.2. Distancia de visibilidad de adelantamiento mínima. (AASHTO, 2004) .....	5
Figura 2.3. Maniobra de adelantamiento según Radelat (1995). ....	7
Figura 2.4. Maniobra de adelantamiento propuesta por Hassan et al. (1996)..	15
Figura 2.5. Ejemplo del Efecto de un Carril de Adelantamiento en las Operaciones del Tránsito de Carreteras de Dos Carriles (Harwood y St. John, 1986).....	22
Figura 2.6. Pautas para el Diseño de Carril de Adelantamiento para la Carretera Trans-Canadiense en los Parques de Montaña. ....	26
Figura 2.7. Comparación entre Costos y Beneficios en Perfiles de Carretera Típica con 4% de Pendiente, 10% de Camiones y Viajes Promedio. (Taylor y Jain, 1991) .....	31
Figura 2.8. Comparación entre Costos y Beneficios en Perfiles de Carretera Típica con 4% de Pendiente, 10% de Camiones y Viajes al Trabajo, (Taylor y Jain, 1991) .....	31
Figura 2.9. Efecto de un carril de adelantamiento en el PTSF, TRB (2010). ....	34
Figura 2.10. Efecto de un carril de adelantamiento en La ATS, TRB (2010). ....	36
Figura 2.11. Esquemas de la Operación en Carriles para Camiones con Canalización: (a, b) en un Extremo y (c) en el Inicio y Finalización, Mendoza y Mayoral (1996). ....	45
Figura 2.12. Esquemas de los Carriles para Camiones Introducidos Alternativa y Continuamente en Direcciones Contrarias: (a) Recomendadas y (b) no Recomendadas, Mendoza y Mayoral (1996). ....	46
Figura 2.13. Secciones Transversales Recomendadas: (a) 14,5 metros de Ancho y (b) 13,5 m de Ancho, Mendoza y Mayoral (1996). ....	46
Figura 2.14. Demarcaciones de Pavimento Típicas en (a) Área de Divergencia y (b) Área de Mezclamiento, Mendoza y Mayoral (1996). ....	47
Figura 2.15. Demarcación y Señalización Típicas de Carriles para Camiones, Mendoza y Mayoral (1996). ....	48
Figura 2.16. Secciones de carriles de adelantamiento en alineamiento sinuoso (AASHTO, 2011). ....	50
Figura 2.17. Carretera 2+1, AASHTO (2011). ....	53

Figura 2.18. Porcentaje en Pelotón (dirección de avance), Khan et al. (1991). .....	61
Figura 2.19. Estructura del programa del modelo de simulación VTI, McLane (1989). ....	65
Figura 4.1. Perfil de la vía virtual para el análisis de sensibilidad por un carril auxiliar. ....	72
Figura 5.1. Ubicación de la carretera estudiada.....	77
Figura 5.2. Vista longitudinal del tramo experimental. ....	78
Figura 5.3. Vista transversal del tramo experimental. ....	79
Figura 5.4. Sección transversal del tramo experimental. ....	79
Figura 5.5. Perfil del tramo experimental (abscisas nominales). ....	80
Figura 5.6. Perfil de la calzada según levantamiento topográfico (abscisas efectivas). ....	80
Figura 5.7. Ubicación de las cámaras de vídeo respecto al tramo experimental. .....	82
Figura 5.8. Maniobra de adelantamiento según Radelat (1995).....	83
Figura 5.9. Formato de registro de instantes de paso de los vehículos por las abscisas del tramo experimental. ....	85
Figura 5.10. Formato de registro de los tiempos de la maniobra de adelantamiento en la vista longitudinal del tramo experimental.....	87
Figura 5.11. Gráfica tiempo-espacio de una maniobra de adelantamiento completa. ....	90
Figura 5.12. Gráfica espacio-tiempo de una maniobra de adelantamiento incompleta. ....	91
Figura 5.13. Distribuciones de BR y B de la opción 24. ....	106
Figura 5.14. Distribuciones de BR y B de la opción 19. ....	106
Figura 5.15. Distribuciones de BR y B de la opción 18. ....	107
Figura 5.16. Brecha crítica de la opción 24. ....	107
Figura 5.17. Brecha crítica de la opción 19. ....	108
Figura 5.18. Brecha crítica de la opción 18. ....	108
Figura 7.1. Sección en doble calzada de la CV-13. Fuente: (GENERALITAT VALENCIANA, 2010). ....	131



Figura 7.2. Sección en dos carriles de la CV-13. Fuente: (GENERALITAT VALENCIANA, 2010).....	132
Figura 7.3. Viaducto en la CV-13 y semienlace de Torreblanca. Fuente: (GENERALITAT VALENCIANA, 2010). ....	133
Figura 7.4. Esquema general del trazado en planta de la CV-13. ....	133
Figura 7.5. Esquema de ubicación de las cámaras de TV en la CV-13. Fuente: GENERALITAT VALENCIANA, 2010).....	134
Figura 7.6. Ubicación del tramo de la validación del TWOPAS en la CV-13. .	135
Figura 7.7. Resumen del análisis de tránsito en la CV-13 sentido creciente de P.K. ....	145
Figura 7.8. Resumen del análisis de tránsito en la CV-13 sentido decreciente de P.K. ....	146
Figura 8.1. Vía virtual para el análisis de carriles auxiliares. ....	155
Figura 8.2. $PTSF_d$ (%) vs P.K. para la condición “Sin carril de ascenso”. ....	158
Figura 8.3. $ATS_d$ (%) vs P.K. para la condición “Sin carril de ascenso”.....	159
Figura 8.4. $PTSF_d$ (%) vs P.K. para la condición “Con carril de ascenso”. ....	159
Figura 8.5. $ATS_d$ (%) vs P.K. para la condición “Con carril de ascenso”. ....	159
Figura 8.6. $PTSF_d$ al inicio del carril de ascenso en las situaciones “Sin carril de ascenso” y “Con carril de ascenso”. ....	160
Figura 8.7. $ATS_d$ al inicio del carril de ascenso en las situaciones “Sin carril de ascenso” y “Con carril de ascenso”. ....	160
Figura 8.8. $ATS$ cuando no hay carril adicional.....	162
Figura 8.9. $PTSF$ cuando no hay carril adicional. ....	164
Figura 8.10 Longitud efectiva según $PTSF$ para carriles de adelantamiento. ....	169
Figura 8.11 Longitud efectiva según $PTSF$ para carriles de ascenso.....	170
Figura 8.12. Longitud efectiva según $ATS$ para carriles de adelantamiento... ..	172
Figura 8.13. Longitud efectiva según $ATS$ para carriles de ascenso.....	173
Figura 8.14. $ATS$ cuando hay carril adicional.....	174
Figura 8.15. $PTSF$ cuando hay carril adicional. ....	176
Figura 8.16. Ábaco de la mejora en $ATS$ por la provisión de un carril auxiliar	177

Figura 8.17. Ábaco de la mejora en PTSF por la provisión de un carril auxiliar .....	181
Figura 9.1. Longitud crítica de pendiente para un camión pesado de 188,9 kg/cv o 191,5g/HP.....	188
Figura 9.2. Perfil de la carretera ejemplo. ....	193
Figura 9.3. PTSF en la carretera convencional de ejemplo. ....	194
Figura 9.4. Valores de pendientes para el primer tramo con carril de ascenso. ....	194
Figura 9.5. Zonas de adelantamiento prohibido para el primer tramo con carril de ascenso. ....	195
Figura 9.6. Curvas horizontales para el primer tramo con carril de ascenso. .	195
Figura 9.7. Carril de ascenso para el primer tramo. ....	196
Figura 9.8. PTSF en la carretera con el primer carril de ascenso.....	196
Figura 9.9. ATS en la carretera con el primer carril de ascenso.....	197
Figura 9.10. Valores de pendientes para el segundo tramo con carril de ascenso. ....	199
Figura 9.11. Zonas de adelantamiento prohibido para el segundo tramo con carril de ascenso.....	199
Figura 9.12. PTSF en la carretera con el segundo carril de ascenso. ....	200
Figura 9.13. ATS con los carriles de ascenso 1 y 2 operando.....	208

## **ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla 2.1. Distancia promedio de las etapas que conforman la maniobra de adelantamiento, UPTC (1996).....	9
Tabla 2.2. Velocidades promedio de los vehículos adelantante, adelantado y opuesto, por tipo de terreno, UPTC (1996). ....	9
Tabla 2.3. Distancias de visibilidad de adelantamiento para diseño en carreras de dos carriles, AASHTO (2011). ....	18
Tabla 2.4. Efecto de los carriles de adelantamiento sobre el porcentaje de tiempo de demora a lo largo de la longitud de carretera influenciada (Harwood y St. John, 1986). ....	22
Tabla 2.5. Reducción del porcentaje de tiempo demorado por unidad de longitud de carril de adelantamiento (Harwood y St. John, 1986). ....	23
Tabla 2.6. Longitudes de diseño óptimas para carriles de adelantamiento (Harwood y St. John, 1986).....	23
Tabla 2.7. Beneficio debido a los carriles de adelantamiento para casos típicos (Taylor y Jain, 1991) .....	29
Tabla 2.8. Beneficio Promedio en Accidentes (Por millón de vehículos - milla) Debido al Carril de Adelantamiento (Taylor y Jain, 1991).....	29
Tabla 2.9. Costos de Accidentes por área y severidad (Dólares de 1988) (Taylor y Jain, 1991) .....	30
Tabla 2.10. Longitud de carretera afectada después de un carril de adelantamiento en segmentos direccionales para terreno plano y ondulado, TRB (2010). ....	33
Tabla 2.11. Longitudes óptimas de carriles de adelantamiento en carreteras de dos carriles, TRB (2010).....	35
Tabla 2.12. Factor de corrección por el efecto del carril de adelantamiento en el PTSF ( $f_{pl,PTSF}$ ) TRB (2010). ....	36
Tabla 2.13. Factor de corrección por el efecto del carril de adelantamiento en el ATS ( $f_{pl,ATS}$ ), TRB (2010).....	37
Tabla 2.14. Nivel de Servicio para carreteras convencionales considerando autos, TRB (2010). ....	37
Tabla 2.15. Factores de corrección ( $f_{pl}$ ) para estimar la ATS y el PTSF dentro de un carril de ascenso, TRB (2010).....	38

Tabla 2.16. Longitudes de apartaderos recomendadas incluyendo los ahusamientos, Harwood y Hoban (1987) y Harwood y St. John (1985). ....	49
Tabla 5.1. Distancias y pendientes entre las abscisas de referencia en el tramo experimental. ....	81
Tabla 5.2. Escala de la plantilla del televisor. ....	84
Tabla 5.3. Filmaciones de vídeo en la posición lateral. ....	86
Tabla 5.4. Filmaciones de vídeo en la posición longitudinal. ....	88
Tabla 5.5. Variables de la base de datos de la maniobra de adelantamiento. .	92
Tabla 5.6. Opciones de condiciones de adelantamiento. ....	94
Tabla 5.7. Condiciones para depurar la base de datos. ....	97
Tabla 5.8. Valores de $t_1(s)$ según el tipo de vehículo adelantado. ....	98
Tabla 5.9. Resumen de resultados de tiempos de adelantamiento en el tramo experimental. ....	99
Tabla 5.10. Valores de $t_2$ (s) según el tipo de vehículo adelantado y del adelantamiento. ....	100
Tabla 5.11. Valores de $t_3$ (s) según el tipo de vehículo adelantado y del adelantamiento. ....	101
Tabla 5.12. Valores de $T$ (s) según el tipo de vehículo adelantado y del adelantamiento. ....	102
Tabla 5.13. Valores de $t_a$ (s) según el tipo de vehículo adelantado y del adelantamiento. ....	103
Tabla 5.14. Duración de la brecha aceptada (B) según el tipo de vehículo adelantado y del adelantamiento (s). ....	104
Tabla 5.15. Duración de brecha rechazada según vehículo adelantado (s)...	105
Tabla 5.16. Relación entre brechas aceptadas y rechazadas para adelantamiento con seguimiento, en segundos. ....	105
Tabla 6.1. Grado de aproximación de los valores simulados a los medidos en la carretera. ....	127
Tabla 7.1. Datos de entrada del tránsito. ....	143
Tabla 7.2. Indicadores operacionales resultantes de la simulación en la CV-13 entre P.K. 8+264,000 hasta P.K.16+333,400. ....	144

Tabla 7.3. Velocidad residual y relación peso/potencia de camiones en la CV-13.....	149
Tabla 7.4. Grados de aproximación entre valores medidos en la CV-13 y simulados con TWOPAS.....	150
Tabla 8.1. Tipos de terreno según INVIAS (1996), INVIAS (2008).....	156
Tabla 8.2. Escenarios de simulación de carriles auxiliares.....	157
Tabla 8.3. Factor de corrección por efecto del carril de adelantamiento sobre el $PTSF_d$ ( $f_{pl,PTSFd}$ ).....	164
Tabla 8.4. Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el $PTSF_d$ ( $f_{pl,PTSFd}$ ).....	165
Tabla 8.5. Factor de corrección por efecto del carril de adelantamiento sobre el $ATS_d$ ( $f_{pl,ATSd}$ ).....	166
Tabla 8.6. Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el $ATS_d$ ( $f_{pl,ATSd}$ ).....	167
Tabla 8.7. Longitud Efectiva por efecto del carril de adelantamiento sobre el $PTSF_d$ ( $L_{de,PTSFd}$ ) en kilómetros.....	168
Tabla 8.8 Longitud Efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el $PTSF_d$ ( $L_{de,PTSFd}$ ) en kilómetros.....	169
Tabla 8.9. Longitud Efectiva por efecto del carril de adelantamiento sobre el $ATS_d$ ( $L_{de,ATSd}$ ) en kilómetros.....	171
Tabla 8.10. Longitud Efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el $ATS_d$ ( $L_{de,ATSd}$ ) en kilómetros.....	172
Tabla 9.1. Criterio para el establecimiento de un carril de ascenso en carreteras convencionales.....	189
Tabla 9.2. Costos de operación de vehículos para diferentes clases de condiciones de la vía, DEVIMED S.A. (2007).....	203
Tabla 9.3. Costos unitarios de operación vehicular según el HDM, DEVIMED S.A. (2007).....	206
Tabla 9.4.TPDS en la carretera para el proyecto de dos carriles auxiliares. .	210
Tabla 9.5.Costos de construcción, mantenimiento, interventoría y diseño del proyecto con dos carriles auxiliares.....	211
Tabla 9.6.Beneficios en operación vehicular por efecto del proyecto de dos carriles auxiliares.....	212

Tabla 9.7. Beneficios en tiempo de recorrido por el proyecto de dos carriles auxiliares.....	213
Tabla 9.8. Indicadores económicos del proyecto de dos carriles auxiliares. ...	215
Tabla 11.1. Longitudes de las regiones que componen el tramo de análisis .	232

## **1. Introducción**

Las carreteras de dos carriles o convencionales han sido el apoyo fundamental en el desarrollo de los países y en algunos aún representa la red vial básica de la cual dependen en una gran proporción, como ha sido el caso particular de Colombia, en el cual el 99% de las vías son convencionales (MINISTERIO DE TRANSPORTE, 2013).

La dependencia que hay en este tipo de carreteras para atender la necesidad de transporte de mercancías y personas requiere que las funciones que desempeñan de movilidad, accesibilidad, seguridad y otros sea garantizada en las mejores condiciones; sin embargo, esto puede significar una cantidad importante de recursos que para el caso colombiano resultan escasos cuando provienen de fuentes públicas. La evolución usual de este tipo de carreteras, para mejorar la capacidad vial, ha sido hacia las carreteras multicarriles con mediana pero su costo se incrementa en gran proporción; por lo que para justificar la inversión en ellas se requiere de una demanda de viajes importante. Con esquemas de financiación mediante concesión puede afrontarse este reto, a veces, con el consecuente cobro de una tarifa por su uso, aunque en casos límite puede significar un sobre costo importante a los usuarios.

La capacidad y nivel de servicio de las carreteras convencionales se reduce de acuerdo a sus características geométricas y de tránsito críticas que son reconocidas en diferentes procedimientos para su estimación, como el caso del Highway Capacity Manual – HCM (TRB, 2010) ó, como en el caso particular de Colombia, a través del Manual de Capacidad y Niveles de servicio en Carreteras de Dos Carriles (Ministerio de Transporte y Universidad del Cauca, 1996).

La operación vehicular en estas carreteras está muy relacionada con la interacción entre los vehículos ya que cuando un vehículo rápido alcanza a uno lento nace la necesidad de adelantarlo y esta maniobra, además de peligrosa por usar el carril para la circulación en sentido contrario al ejecutarla, está limitada por las condiciones de visibilidad, la disponibilidad del espacio, de la capacidad operacional de los vehículos y de los conductores. La visibilidad disponible del conductor que desea adelantar a otro que lo precede requiere una magnitud suficiente en el carril opuesto para tomar la decisión con seguridad.

La distancia visible está limitada por las características geométricas de la vía y del tránsito, de manera que carreteras con trazado muy tortuoso y volúmenes medios a altos restringen la visibilidad necesaria para realizar la maniobra de adelantamiento. Por su parte, el tránsito influye en las condiciones para el adelantamiento, según los tipos de vehículos que participan en la maniobra por

la diversidad de la capacidad operacional de ellos. El conductor es otro factor que se incluye en las condiciones de la maniobra de adelantamiento al depender de sus capacidades físicas como la agudeza visual y sus capacidades mentales como experiencia, actitud y aptitud para la toma de decisiones de adelantamiento eficientes.

La baja posibilidad de realizar adelantamientos en una carretera convencional afecta su capacidad y calidad de circulación. Si no hay buenas condiciones para que se satisfagan las necesidades de adelantar se vería reducida su velocidad promedio de recorrido ya que los vehículos lentos impedirían el adelantamiento a los rápidos imponiendo su velocidad, trayendo como consecuencia las demoras de los vehículos que no pueden adelantar, la formación de grupos de vehículos, mayores densidades y mayores riesgos de accidentalidad al aumentar las probabilidades de adelantamientos peligrosos.

Resulta interesante, para mejorar la calidad de circulación en las carreteras convencionales, encontrar formas para facilitar el adelantamiento entre las que se plantea la rectificación del trazado o el aumento de la sección transversal de la vía hacia vías con mayor capacidad, como las multicarriles que por su alto costo podrían no justificar la inversión en situaciones de demanda de tránsito medias o media altas. Entonces, surge la opción de considerar mejoras intermedias y más económicas como la implementación de carriles auxiliares (carriles de adelantamiento, de ascenso, tercer carril, 2+1 o circulación por la berma).

En este trabajo se decidió el estudio de opciones para facilitar el adelantamiento mediante la provisión de carriles auxiliares y para ello se determina el estado del arte para dar contexto a la investigación a lo cual le sigue el estudio experimental de maniobras de adelantamiento especialmente en pendientes ascendentes considerando un tramo de carretera en Colombia; debido a la multiplicidad de factores que influye en la operación vehicular y el interés por conocer su efecto en el tránsito en carreteras convencionales y/o carriles auxiliares se recurrió al uso de un modelo de simulación microscópico denominado TWOPAS el cual se calibró y validó de manera que pudiese servir como herramienta en la simulación de una variedad amplia de escenarios y poder analizar sus resultados en dirección hacia la elaboración de procedimientos para facilitar el adelantamiento en este tipo de carreteras. Finalmente se proponen procedimientos para facilitar el adelantamiento y se obtiene conclusiones sobre el comportamiento del tránsito en carreteras convencionales con carriles auxiliares principalmente en el mejoramiento de la calidad de circulación que se obtiene y recomendaciones dirigidas hacia el mejoramiento del diseño geométrico.



## 2. Estado del arte

Orientado hacia el objetivo de esta tesis está el interés de conocer los hallazgos de investigaciones sobre la operación en carreteras de dos carriles o convencionales representadas en la maniobra de adelantamiento junto a las opciones para facilitarla mediante intervenciones en la sección transversal de la vía convencional, por lo que se considera las opciones como la dotación de carriles auxiliares, es decir, carriles de adelantamiento, de ascenso o para camiones y carreteras 2+1, principalmente, pero también algunas prácticas menos formales como circular por el arcén. El análisis operacional de estas mejoras a la infraestructura y explícito en el objetivo de la tesis es el uso de modelos de simulación, por lo que se abordó la descripción de los modelos y su aplicación en el análisis de la operación vehicular de la carretera convencional y con la incorporación de carriles auxiliares.

### 2.1 Maniobra de adelantamiento

#### 2.1.1 No basadas en el punto crítico

El “Libro Verde” de 2011 (AASHTO, 2011) cambió las directrices sobre la distancia de visibilidad de adelantamiento, que hasta la versión de 2004 (AASHTO, 2004) se fundamentaba en datos de campo de 1941 y alguna validaciones posteriores. Consideró las siguientes suposiciones para calcular la distancia de visibilidad de adelantamiento mínima para diseño:

- El vehículo adelantado viaja a velocidad uniforme.
- El vehículo adelantante ha reducido la velocidad y sigue al vehículo adelantado.
- Cuando alcanza la zona de adelantamiento, el conductor requiere un período de tiempo corto para percibirla vacía y reaccionar para dar inicio a la maniobra.
- El adelantamiento se lleva a cabo con un inicio demorado y un regreso apresurado debido al tránsito opuesto. El vehículo adelantante acelera durante la maniobra y su velocidad promedio, durante la ocupación del carril izquierdo, es de 15 km/h mayor que la del vehículo adelantado.
- Cuando el vehículo adelantante regresa a su carril, hay una longitud de holgura cómoda entre él y el vehículo opuesto.
- Solo se consideran las maniobras usadas por la mayoría de los conductores.

Las distancias parciales que integran la distancia de visibilidad de adelantamiento se ilustran en la Figura 2.1 y se describen a continuación:

$d_1$  = Distancia en metros recorrida durante el tiempo de percepción-reacción y la aceleración inicial hasta el punto de intrusión en el carril izquierdo o de adelantamiento.

$d_2$  = Distancia recorrida mientras el vehículo adelantante se halla en el carril izquierdo.

$d_3$  = Distancia entre el vehículo adelantante y el vehículo opuesto al final de la maniobra de adelantamiento.

$d_4$  = Distancia recorrida por el vehículo opuesto en las dos terceras partes del tiempo que el vehículo adelantante ocupa el carril izquierdo o  $\frac{2}{3} d_2$ .

Los tiempos transcurridos en cada una de las etapas descritas se ilustran en la Figura 2.2. Weaver y Glennon en 1971 y Weaver y Woods en 1978 estudiaron algunos de los tamos observados originalmente por Prisk en 1941 y hallaron distancias de visibilidad menores excepto para velocidad de 110 km/h y que se adaptan mejor a los vehículos modernos y en general serían compatibles con la distancia de visibilidad total de la Figura 2.2.

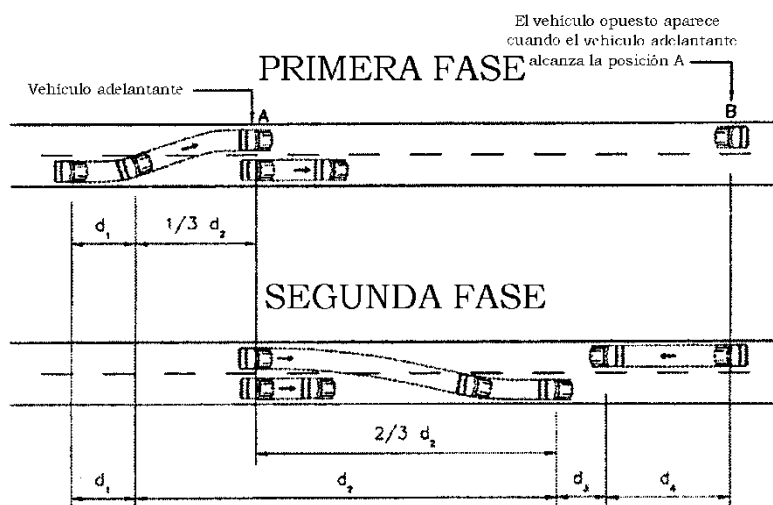
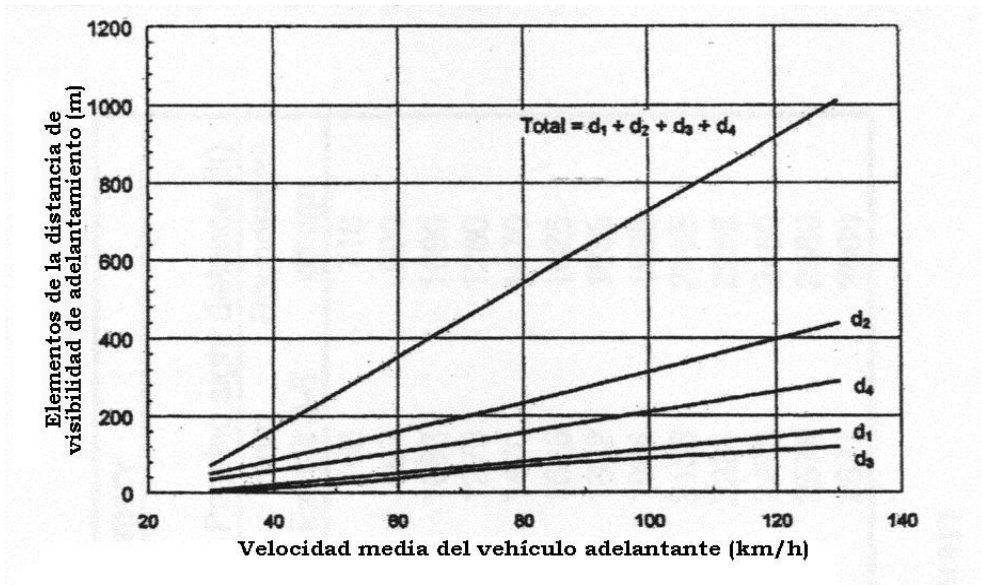


Figura 2.1. Maniobra de adelantamiento según la AASHTO, 2004.



**Figura 2.2. Distancia de visibilidad de adelantamiento mínima. (AASHTO, 2004)**

Las pendientes pronunciadas aumentan las distancias de visibilidad de adelantamiento necesarias respecto a las correspondientes en terreno plano. En descenso, debido a la facilidad para los vehículos adelantante y adelantado para acelerar y en ascenso, a causa de la dificultad que representa al vehículo adelantante acelerar y el probable aumento de la velocidad del vehículo opuesto. No se disponen correcciones específicas para adaptar las distancias de visibilidad comentadas para ser utilizadas en el diseño en pendientes.

Radelat (1995) propuso algunas modificaciones a la maniobra de adelantamiento de la AASHTO (1994) que se conservaron en el Libro Verde hasta la versión de 2004 (AASHTO, 2004), pero si se cambiaron en la versión de 2011 y que se ilustra en la Figura 2.1. Define los tipos de adelantamiento sin y con seguimiento del vehículo adelantante respecto al adelantado, matizando además el tipo de regreso del primero al carril derecho, denominándolos que pueden ser voluntario, forzado y conflictivo.

Se refiere al esquema fundamental elaborado por la AASHTO (1994) diciendo que representa la distancia visible para adelantar constituida por los elementos:  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$  y  $d_4$ .

Define brecha de adelanto,  $B$ , y considera que el segmento  $d_4$  es el trecho recorrido por el vehículo opuesto desde el inicio del adelanto hasta que los vehículos se cruzan. La distancia  $d$  es la separación entre los vehículos adelantante y opuesto en el momento en que se inicia el adelanto como se ilustra en la Figura 2.3.

Si  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $t_3$  y  $t_4$  son los tiempos de recorrido de los segmentos  $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$  y  $d_4$ , el tiempo para adelantar,  $T$ , sería:

$$T = t_1 + t_2 + t_3 = t_4$$

$$d = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

Por cinemática:

$$d = BV_o = TV_a + TV_o$$

$$B = \frac{T(V_a + V_o)}{V_o} = \frac{(t_1 + t_2 + t_3)(V_a + V_o)}{V_o}$$

Donde:  $d$  = separación inicial entre vehículo adelantante y opuesto (m).

$B$  = brecha de adelanto (s).

$V_a$  = velocidad del vehículo adelantante (m/s).

$V_o$  = velocidad del vehículo opuesto (m/s).

$T$  = tiempo para adelantar (s).

$t_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) tiempos parciales de recorrido (s).

Si  $d_a$  es la distancia necesaria para adelantar, su valor es:

$$d_a = V_o(B - T)$$

Hizo los siguientes supuestos para el caso de adelantamiento sin seguimiento: el vehículo adelantante avanza con una velocidad uniforme mayor que el adelantado, el adelanto se inicia en el instante cuando la parte delantera del vehículo adelantante se iguala con la parte trasera del vehículo adelantado ( $t_1$  es cero), el vehículo adelantante continua su avance hasta que su parte trasera guarda cierta distancia con el extremo delantero del vehículo adelantado (holgura  $h_2$ , que depende del criterio del conductor), el vehículo adelantante cambia al carril derecho saliendo del izquierdo como a la mitad del tiempo  $t_c$  que dura esa maniobra, entonces, los elementos del tiempo necesario para adelantar son los siguientes:

$$t_1 = 0$$

$$t_2 = \frac{l_a + l_p + h_2}{V_a - V_p} + \frac{t_c}{2} = \frac{l_a + l_p}{V_a - V_p} + \frac{t_c}{2} + b_2$$

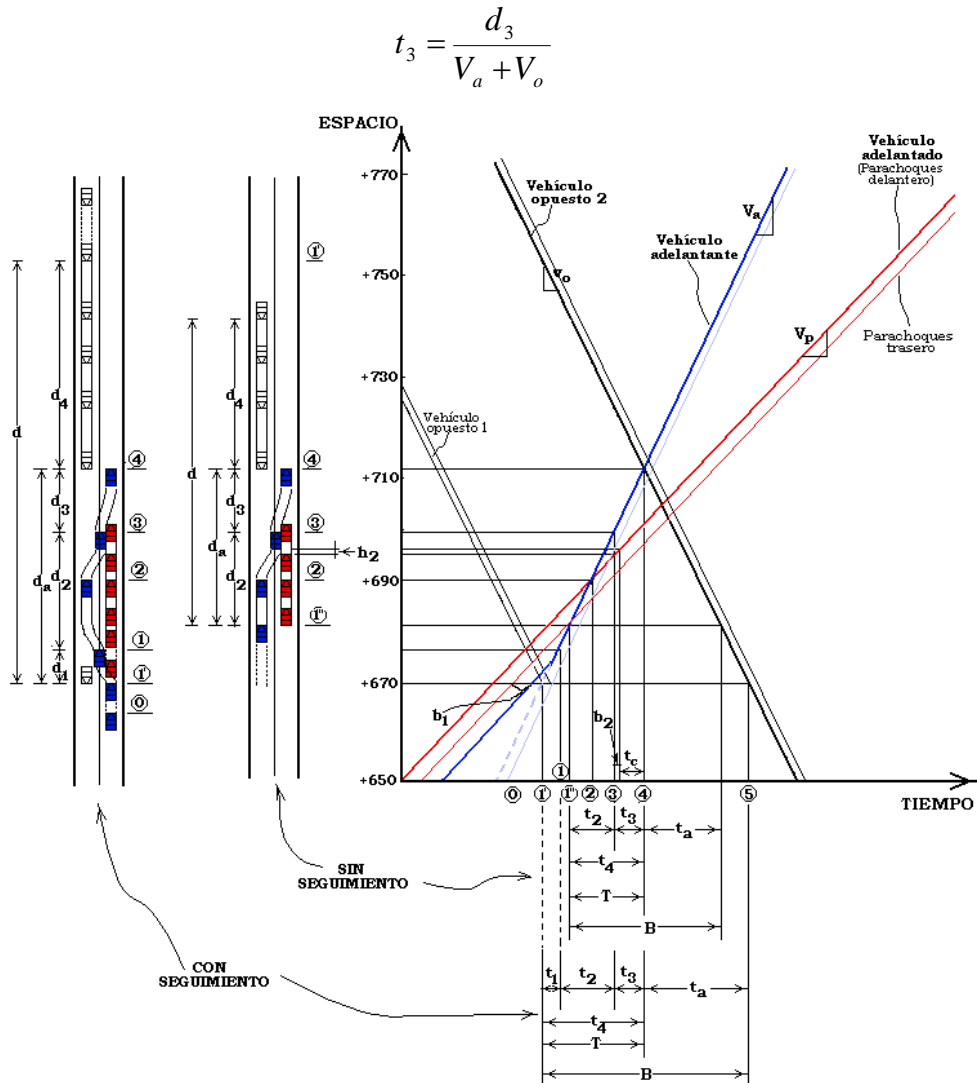


Figura 2.3. Maniobra de adelantamiento según Radelat (1995).

En el adelanto con seguimiento, el conductor del vehículo adelantante espera una oportunidad para adelantar y va siguiendo al vehículo adelantado a su misma velocidad y guardando con él una brecha  $b_1$ . En cierto momento el conductor del vehículo adelantante considera adelantar, reacciona, comienza a acelerar y se asoma al carril izquierdo. Todo esto ocurre durante el tiempo  $t_1$ .

Puede arrepentirse entonces de adelantar, pero si no lo hace, acelera con una tasa de aceleración  $a$  (que se supone constante aunque no lo sea) hasta alcanzar su velocidad de adelanto,  $V_a$ , superior a la del vehículo adelantado,  $V_p$ . De ahí en adelante la maniobra es similar a la de sin seguimiento. Los tiempos que integran el tiempo de adelanto serán:

$$t_1 = \frac{d_1}{V_p}$$

$$t_2 = \frac{l_a + l_p + h_2}{V_a - V_p} + \frac{V_a - V_p}{2a} + \frac{t_c}{2} = \frac{l_a + l_p}{V_a - V_p} + \frac{V_a - V_p}{2a} + \frac{t_c}{2} + b_2$$

$$t_3 = \frac{d_3}{V_a + V_o}$$

Donde,

$V_o$  = velocidad del vehículo opuesto (m/s).

$l_a$  = longitud del vehículo adelantante (m).

$l_p$  = longitud del vehículo adelantado (m).

$h_2$  = holgura en distancia o separación que deja el vehículo adelantante con el adelantado después de adelantar (m).

$b_2$  = holgura temporal o brecha que corresponde a la distancia  $h_2$ .

$t_c$  = tiempo para cambiar de carril (s).

$d_1$  = segmento que recorre el vehículo adelantante al inicio del adelanto (m).

$d_3$  = distancia entre el vehículo adelantante, al fin de su maniobra, y el vehículo opuesto, que corresponde a la holgura en tiempo  $t_3$  (m).

$a$  = aceleración del vehículo adelantante ( $m/s^2$ ).

También pueden estimarse las brechas de más de un vehículo modificando las ecuaciones de  $t_2$ , a fin de añadir, al largo del vehículo adelantado, el de otros vehículos adelantados y la separación entre ellos que se puede estimar en metros multiplicando 1.5 segundos por la velocidad de los vehículos en metros por segundo.

En Colombia, la UPTC (1996) realizó observaciones de la distancia de visibilidad de adelantamiento en cuatro tramos de carretera de dos carriles en terreno plano, ondulado y montañoso, utilizando el método de distancias fijas y el del vehículo piloto.

Se consideró las definiciones de las distancias parciales dadas por la AASHTO (1994) que conforman la de visibilidad de adelantamiento para hacer las observaciones de campo y producto de ello se muestran en la Tabla 2.1 las distancias promedio en metros de las etapas que conforman la maniobra de adelantamiento, clasificándolos por tipo de terreno.

**Tabla 2.1. Distancia promedio de las etapas que conforman la maniobra de adelantamiento, UPTC (1996).**

Terreno	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>				D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>A</sub>
		*	% de D <sub>2</sub>	**	% de D <sub>2</sub>			
PLANO	178	62	50	61	50	33	77	411
ONDULADO								
Tramo 1	168	59	47	67	53	36	84	414
Tramo 2	154	65	50	64	50	35	85	403
MONTAÑOSO	218	50	42	70	58	7	18	363

\* = Corresponde a la porción de D<sub>2</sub> que la AASHTO dice es 1/3 D<sub>2</sub>

\*\* = Corresponde a la porción de D<sub>2</sub> que la AASHTO dice es 2/3 D<sub>2</sub>

Según los resultados no se cumple el supuesto de la AASHTO sobre la división de la distancia D<sub>2</sub> en 1/3 para el inicio del adelantamiento y 2/3 para el resto, obteniéndose proporciones casi iguales.

Las velocidades en km/h, determinadas para los vehículos que intervienen en la maniobra de adelantamiento, se presentan en la Tabla 2.2, velocidades promedio de los vehículos adelantante, adelantado y opuesto, por tipo de terreno.

**Tabla 2.2. Velocidades promedio de los vehículos adelantante, adelantado y opuesto, por tipo de terreno, UPTC (1996).**

TERRENO	VEHÍCULO ADELANTANTE (VA)	VEHÍCULO ADELANTADO (VP)	VEHÍCULO OPUESTO (VO)	VA-VP	VA-VO
Plano*	81.2	49.6	ND	31.6	ND
Plano**	80	60	69	20	11
Ondulado**					
Tramo 1	79	57	68	22	11
Tramo 2	75	53	63	22	12
Montañoso**	66	46	41	20	25

\* = Método de distancias fijas, \*\* = Método de vehículo piloto, ND = NO DISPONIBLE.

Los resultados presentados indican que los supuestos considerados por la AASHTO de 15 km/h como velocidad diferencial entre los vehículos adelantante y adelantado y de cero entre el vehículo adelantante y opuesto no se cum-

plen, pues en los tramos estudiados por la UPTC (1996) la primera velocidad diferencial supera los 20 km/h y la segunda excede 11 km/h, dando indicios para revisar, en este sentido, las maniobras de adelantamiento en Colombia.

Entre los estudios más recientes acerca de la maniobra de adelantamiento en carreteras de dos carriles destaca el realizado por Llorca et al. (2014). Este estudio utilizó dos metodologías de observación para obtener datos de maniobras reales. En el primero de los métodos, se realizaron grabaciones desde cámaras fijas instaladas en una plataforma elevadora de 12 m de altura (Llorca y García, 2011). Gracias a disponer de hasta seis cámaras fue posible grabar zonas de adelantamiento de hasta 600 m de longitud, ajustando la orientación y el enfoque de las mismas. Paralelamente, se empleó una segunda metodología basada en un vehículo instrumentalizado con cámaras de video, GPS y distanciómetros láser (Llorca et al. 2013). Con este vehículo, circulando a velocidades ligeramente reducidas, fue posible recoger datos durante el proceso de seguimiento (aceptación de huecos) y durante la ejecución de la propia maniobra. El nivel de detalle de estos datos fue muy elevado, incorporando en el análisis de variables como el sexo y la edad del conductor que adelanta.

Estos métodos fueron aplicados a un total de 92 zonas de adelantamiento, en 10 tramos de carreteras de dos carriles en el entorno de Valencia (España). En total, se observaron más de 1000 maniobras de adelantamiento completadas. Los datos obtenidos caracterizaron las distribuciones de probabilidad de cada una de las variables de entrada que afectan al adelantamiento. Se calibraron distintos modelos de evolución para el vehículo adelantante, basados en investigaciones anteriores, como por ejemplo el de velocidad uniforme, aceleración uniforme o aceleración uniforme hasta alcanzar una velocidad determinada. Partiendo de las observaciones, se escogió el modelo de aceleración uniforme, en consonancia con Rocci (2000). Además, en dicho modelo se decidió no incluir la existencia del punto crítico, pues dentro de las más de 1000 maniobras observadas, las maniobras abortadas fueron menos del 1%.

Este modelo se empleó para realizar un análisis de fiabilidad o de estados límite (Llorca et al, 2014). Las distribuciones de probabilidad de cada una de las variables de entrada alimentaron el modelo. El resultado permitió caracterizar la probabilidad de que la distancia de visibilidad de adelantamiento establecida por los criterios de diseño y señalización sea insuficiente. En general, los criterios propuestos por la Instrucción de señalización (Ministerio de Fomento, 1987) arrojaron valores de dicha probabilidad muy elevados. Según los autores, esto podría significar que los criterios, si se interpretaran de forma estricta por los conductores, podrían resultar peligrosos.



### 2.1.2 Basadas en el punto crítico

Van Valkenberg y Michael (1971) usaron el concepto del punto de no-retorno, es decir, aquel sitio más allá del cual el adelantamiento debe completarse o aquel en el cual se produce el mismo factor de seguridad, ya sea en un adelantamiento completo o rechazado; fue establecido subjetivamente como el punto donde el parachoques posterior del vehículo adelantado está al lado de la mitad del vehículo adelantante. La maniobra se divide en las siguientes etapas:

$S_0$ = distancia durante la cual el vehículo adelantante puede aplicar los frenos y regresar dentro de su propio carril.

$S_1$ = distancia necesaria para completar el adelantamiento.

$S_2$ = distancia recorrida por el vehículo opuesto durante el tiempo necesario para que el vehículo adelantante recorra la distancia  $S_1$ .

Presentaron valores de diseño basados en mediciones de campo, pero no presentaron un modelo matemático de la maniobra. La distancia de visibilidad de adelantamiento mínima =  $S_1 + 20' + S_2$ .

Lieberman (1982) denominó el punto de no-retorno como la posición crítica, definiéndola como el punto donde la decisión tomada por el vehículo adelantante de completar el adelantamiento le proporcionará la misma holgura respecto al vehículo opuesto que la decisión de rechazar el adelantamiento. Él incorporó esta definición dentro de un modelo matemático para calcular la distancia de visibilidad de adelantamiento, pero supuso que el conductor está sometido a completar el adelantamiento.

Glennon (1988) interpretó la posición crítica considerando una brecha mínima aceptable entre los puntos más cercanos de los vehículos involucrados al final de la maniobra, bien sea para un adelantamiento completo o uno rechazado; en dicha posición, la distancia de visibilidad necesaria para completar el adelantamiento iguala a la necesaria para rechazarlo. Llamó a esta la distancia de visibilidad crítica.

Formuló su modelo expresando mediante ecuaciones la distancia entre los parachoques delanteros de los vehículos adelantante y adelantado en la posición crítica y a la distancia de visibilidad crítica, suponiendo 1 segundo como intervalo mínimo aceptable, en función de las longitudes del vehículo adelantante y adelantado, la velocidad de diseño, la diferencia de velocidad entre los vehículos adelantante y adelantado, y la tasa de deceleración del vehículo adelantante durante el rechazo de la maniobra de adelantamiento.

El factor de seguridad depende del intervalo de tiempo (brecha) y no de la holgura. Por esto, la interpretación dada por Glennon con la asunción de una brecha mínima aceptable entre los dos vehículos al final del adelantamiento, resulta más razonable.

Respecto a la separación entre los vehículos adelantante y adelantado al final del adelantamiento, Glennon asumió una brecha mínima aceptable de  $\pm 1$  s en la derivación del modelo.

En resumen, las suposiciones consideran que el vehículo adelantante y opuesto viajan a la velocidad de diseño,  $v$ , el vehículo adelantado a velocidad  $(v-m)$ , el vehículo adelantante acelera hasta la velocidad de diseño antes de la posición crítica y continua a esa velocidad a menos que el adelantamiento sea rechazado, y hay un segundo de tiempo por percepción-reacción antes de que se rechace un adelantamiento.

Rillet et al. (1990) plantearon una modificación al modelo de Glennon, proponiendo que la separación entre el vehículo adelantado y el adelantante sea el producto de la brecha y la velocidad del vehículo más lento, con un valor mínimo para el vehículo adelantante cuando rechaza un adelantamiento.

Proponen ecuaciones que definen el punto crítico y la distancia de visibilidad de adelantamiento mínima para un adelantamiento rechazado. Aquí se supone un tiempo de percepción-reacción durante el cual el vehículo adelantante viaja a una velocidad que puede ser menor que la de diseño, un tiempo de deceleración donde el vehículo adelantante disminuye hasta cierta velocidad, si es posible, y un tiempo adicional en el cual el vehículo adelantante viaja a una velocidad mínima determinada, si es necesario.

La distancia de visibilidad de adelantamiento mínima o crítica necesaria para completar el adelantamiento está calculada como la distancia recorrida por el vehículo adelantante más la distancia recorrida por el vehículo opuesto, más la holgura entre ellos.

En un adelantamiento completo, tampoco se asume que el vehículo adelantante haya alcanzado la velocidad de diseño en la posición crítica y si aquella es menor, entonces, el vehículo adelantante está acelerando y le toma un tiempo determinado para alcanzar la velocidad de diseño y otro tiempo para completar el resto del adelantamiento.

Con base en los dos tipos de adelantamiento, se obtienen ecuaciones para calcular la localización del punto crítico y de la distancia de visibilidad crítica. Si las suposiciones de Glennon se insertan dentro de estas ecuaciones, entonces resultaría su modelo.

El modelo se prueba para varias circunstancias, por ejemplo, si la velocidad del vehículo adelantante en el punto crítico es asumida igual a la velocidad de diseño o si el vehículo adelantante está aún acelerando en el punto crítico.

Es necesaria una solución iterativa para el modelo, ya que los resultados dependen de la velocidad alcanzada en el punto crítico. El modelo se utiliza para calcular la posición crítica basada en la suposición de que la velocidad en dicha posición sea igual a la de diseño. Si el vehículo adelantante puede alcanzar la

posición crítica desde su lugar de seguimiento con una tasa de aceleración dada, entonces se calculan la distancia de visibilidad crítica y la de adelantamiento. Si la velocidad de diseño no se alcanza no puede hacerlo, entonces, se utiliza un procedimiento iterativo para calcular la posición crítica basada en una nueva velocidad.

Los supuestos planteados por Rillet et al. (1990) resultaron en distancias de visibilidad más grandes que las del modelo de Glennon.

En el desarrollo del modelo de Rillet et al. se estableció que una aproximación correcta de la separación entre vehículos adelantante y adelantado podría ser multiplicar la brecha por la velocidad del vehículo más lento, pero el vehículo adelantante en un adelantamiento rechazado decelera hasta una velocidad menor que la velocidad del vehículo adelantado; en este caso, una aproximación más apropiada podría ser multiplicar por la velocidad del vehículo perseguidor.

La suposición de una velocidad terminal mínima aparenta ser muy conservadora, ya que los adelantamientos rechazados empujan la posición crítica hacia atrás, es decir, más cerca del principio del adelantamiento, a medida que la velocidad de diseño crece. En consecuencia, la posibilidad de que el vehículo adelantante alcance la posición crítica, mientras se encuentre acelerando, aumenta.

Aunque el modelo consideró exitosamente la aceleración que ocurre en y más allá de la posición crítica en adelantamientos completos, falló al considerar el mismo evento en adelantamientos rechazados.

Según Hassan et al. (1996), el mecanismo de la maniobra de adelantamiento sucede así:

Primero, la maniobra se inicia cuando:

Los vehículos adelantado y opuesto viajan a velocidad constante ( $v-m$ ) y  $v$ , respectivamente, durante toda la maniobra.

Al principio del adelantamiento, el vehículo adelantante persigue al vehículo adelantado y viajan a una velocidad de ( $v-m$ ).

Entonces, el vehículo adelantante acelera con una tasa constante,  $a$ , hasta una velocidad,  $v$ , mientras se desplaza hasta el carril izquierdo. La distancia de visibilidad necesaria en esta etapa es mínima y corresponde a la de rechazo del adelantamiento en forma segura.

A medida que el adelantamiento evoluciona, la distancia de visibilidad necesaria del vehículo adelantante para rechazar el adelantamiento aumenta y la necesaria para completar el adelantamiento disminuye.

Segundo, si la maniobra no puede ser completada en forma segura, debe ser rechazada de la siguiente manera:

Si en cualquier instante, el conductor del vehículo adelantante decide rechazar el adelantamiento debe mantenerse una brecha mínima,  $h_1$ , entre el parachoques delantero del vehículo adelantante y el trasero del vehículo adelantado. En forma similar, debe mantenerse una brecha mínima,  $h_0$ , entre el parachoques delantero del vehículo adelantante y el del vehículo opuesto.

En el rechazo del adelantamiento, el conductor del vehículo adelantante usa un tiempo de percepción-reacción,  $P$ , antes de aplicar los frenos. Durante este tiempo se supone que el perfil de velocidad del vehículo adelantante no es influenciado por la necesidad de rechazar el adelantamiento.

Entonces, el vehículo se mantiene decelerando con una tasa constante,  $d$ , hasta que regresa al carril derecho.

Finalmente, en cierto punto (la posición crítica), la distancia de visibilidad necesaria para rechazar el adelantamiento iguala a la necesaria para completarlo. La distancia de visibilidad en este punto se llama la distancia de visibilidad crítica, y se satisfacen las siguientes características:

Llegando a la posición crítica, el vehículo adelantante ya ha acelerado hasta la velocidad de diseño,  $v$ .

Pasando la posición crítica, el vehículo adelantante puede completar el adelantamiento con seguridad.

Al final del adelantamiento completo, se deben mantener las brechas mínimas,  $h_0$  y  $h_1$ .

En la Figura 2.4 se muestra el modelo que proponen Hassan et al.

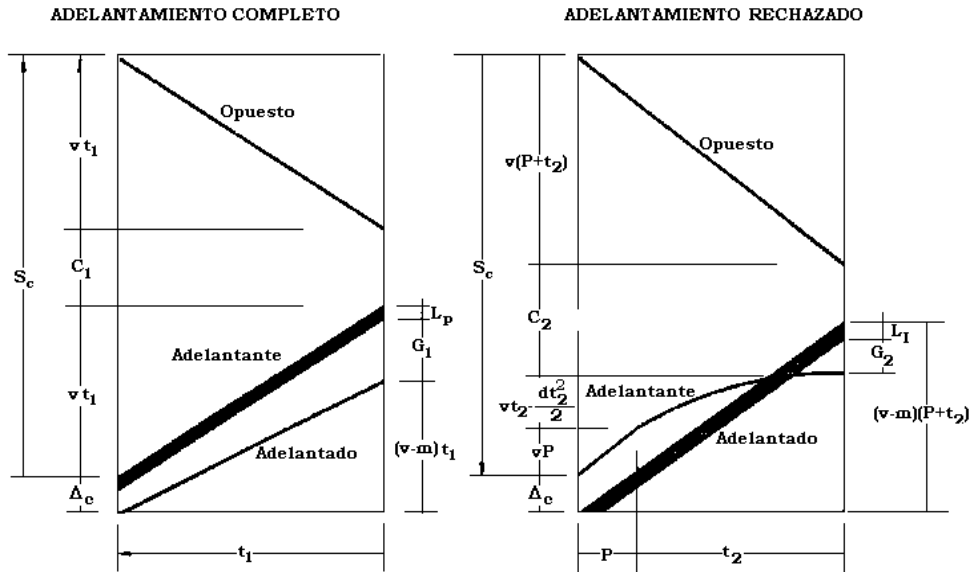


Figura 2.4. Maniobra de adelantamiento propuesta por Hassan et al. (1996).

Donde:

$L_p$  = Longitud del vehículo adelantante.

$t_1$  = tiempo necesario para completar el adelantamiento desde la posición crítica.

$G_1$  = distancia entre el parachoques trasero del vehículo adelantante y el parachoques delantero del vehículo adelantado al final del adelantamiento completo.

$d$  = tasa de deceleración del vehículo adelantante.

$L_1$  = longitud del vehículo adelantado.

$t_2$  = tiempo necesario para rechazar el adelantamiento desde la posición crítica (después del tiempo de percepción-reacción).

$G_2$  = distancia desde el parachoques delantero del vehículo adelantante y el parachoques trasero del vehículo adelantado al final de un adelantamiento rechazado.

Expresando la posición crítica ( $\Delta_c$ ) o la distancia de visibilidad de adelantamiento mínima ( $s_c$ ) mediante ecuaciones en función de los elementos de la Figura 2.4, se pueden obtener los tiempos para realizar los dos tipos de adelantamiento. Sí  $h_0=h_1=h$ .

$C_1$  = distancia entre el parachoques delantero del vehículo adelantante y del opuesto al final de un adelantamiento completo.

$C_2$  = distancia entre el parachoques delantero del vehículo adelantante y del opuesto al final de un adelantamiento rechazado.

Finalmente, se pueden escribir:

$$t_2 = -h + \sqrt{h^2 + \frac{4v[L_p + L_l + (2v - m)h]}{d(2v - m)}}$$

$$t_1 = P + t_2 - \frac{dt_2}{4v}(t_2 + 2h)$$

$$\Delta_c = \underbrace{L_p + (v - m)h - mt_1}_{\text{Adelantamiento completo}} = \underbrace{\frac{dt_2^2}{2} - m(P + t_2) - L_l - (v - dt_2)h}_{\text{Adelantamiento rechazado}}$$

$$S_c = \underbrace{2v(t_1 + h)}_{\text{Adelantamiento completo}} = \underbrace{2v(P + t_2 + h) - \frac{dt_2^2}{2} - dt_2h}_{\text{Adelantamiento rechazado}}$$

ROCCI (2000), durante su larga experiencia en este ámbito en España, ha realizado una revisión bibliográfica que ha considerado estudios de otros autores desde hace muchos años y capitalizando el énfasis de su investigación, en la dinámica de vehículos de competición, la ha involucrado en modelos de adelantamiento que consideran el punto crítico, hace aportes de su experiencia mediante planteamiento de hipótesis y hallazgos de valores en distintas etapas de la maniobra de adelantamiento, proponiendo un modelo el cual ha incorporado su visión sobre la aceleración y deceleración en dicho fenómeno acompañado, con alusiones reiteradas a la necesidad y conveniencia desde el punto de vista analítico, el cambio de modelos determinísticos a probabilísticos, además, propone criterios básicos para normativas en la señalización de zonas para prohibición o no del adelantamiento.

Según la NCHRP (2008), el criterio de la Distancia de Visibilidad de Adelantamiento para diseño del Libro Verde (AASHTO, 2004) fue derivado de datos viejos y han permanecido sin cambio durante muchos años. Por su parte, el criterio para la demarcación de la DVA que contiene el Manual de Dispositivos de Control del Tránsito - MUTCD de la FHWA (2003), que está basado en valores de la guía de la AASHTO de 1940, corresponde a un compromiso subjetivo entre las distancia de visibilidad calculada para adelantamientos lanzados y la distancia de visibilidad para un adelantamiento con seguimiento; por lo tanto, el

criterio para la DVA para demarcar es casi la mitad del criterio de la DVA para diseño.

En la investigación de la NCHRP (2008) se realizó una revisión amplia de los modelos de la maniobra de adelantamiento, de los cuales encontraron que los modelos que representaban de manera más apropiada la DVA necesaria para los conductores que adelantaban correspondía a los de Glennon (1988) y Hassan et al. (1996), y ambos reconocían que en las etapas iniciales de la maniobra el conductor adelantante podría, de manera fácil y segura, rechazar la maniobra de adelantamiento, es decir, consideraron el concepto del punto crítico.

En esta investigación se realizaron estudios de campo en Missouri y Pennsylvania y en conjunto con un estudio en Texas se caracterizó el comportamiento del conductor y cuantificó los indicadores del comportamiento de las maniobras de adelantamiento.

La aplicación de los estudios de campo realizados, utilizando el modelo de maniobras de adelantamiento de Glennon, produjo valores de la DVA iguales o ligeramente menores que los valores de DVA del MUTCD. Por su parte, la aplicación con el modelo de Hassan et al. produjo valores de DVA que eran menores que los valores del MUTCD a velocidades de 72 km/h o menos y en valores más grandes que los de la MUTCD entre 6 y 40 m a velocidades de 80 km/h o más. Estas diferencias pequeñas en DVA y junto al buen historial de seguridad de maniobras de adelantamiento en carreteras de dos carriles existentes en EEUU provenientes de la base de datos del Sistema de Información de Seguridad en Carreteras de la FHWA que arrojaron que alrededor del 2% de los accidentes se relacionaban con estas maniobras, concluyeron en que no había ninguna necesidad de modificar el criterio de la DVA de la MUTCD.

Según la NCHRP (2008), las zonas de adelantamiento permitido entre 120 m y 240 m de longitud contribuyen poco a la eficiencia operacional de carreteras de dos carriles. Se observaron maniobras de adelantamiento solamente en el 0,4% de todos los vehículos y 1,6% de los vehículos con intervalos de 3 segundos o menos en las zonas de adelantamiento permitido más cortas, y en las zonas más largas se observó el 1,9% y 7,8%, respectivamente. En este estudio también se aplicó el modelo de simulación TWOPAS para analizar la operación en carreteras de dos carriles y también se encontró muy pocas maniobras de adelantamiento en tales circunstancias de longitud corta. El 92 % de las maniobras de adelantamiento realizadas en zonas de adelantamiento permitido cortas se extendieron más allá del final de la zona y en el 17% de esas maniobras la posición en la cual el vehículo adelantante y adelantado se encontraban uno al lado del otro se presentó más allá del final de la zona; para las zonas con la longitudes más largas estos resultados fueron 21% y 0%, respectivamente. Estas zonas cortas tienen la utilidad de permitir los adelantamientos lanzados o para que los adelantamientos de vehículo más lentos, como tractores agrícolas, puedan darse. Ante la falta de evidencia que las zonas de adelantamiento per-

mitido cortas produjeran un comportamiento pobre de seguridad en carreteras de dos carriles, no se cambió la longitud mínima de zona de adelantamiento permitido de 120 m recomendada en la MUTCD.

Como conclusión importante de este estudio, se recomendó usar el criterio de la DVA para la demarcación de zonas de adelantamiento permitido y prohibido de la MUTCD, también como recomendación para el diseño de las DVA. De esta manera se da consistencia entre las prácticas de diseño y de demarcación entre lo que recomendaba el MUTCD y el Libro Verde. Las carreteras de dos carriles pueden ser diseñadas con seguridad con cualquier valor igual o más grande que el criterio actualmente usado en la demarcación de las zonas de adelantamiento permitido y prohibido. El criterio actual de DVA más largas considerado en el Libro Verde (AASHTO, 2004) puede generar una mejor eficiencia operacional pero a menudo es considerada muy larga, que resulta impráctica. De este estudio surgió la modificación que el Libro Verde (AASHTO, 2011) incorpora como criterio de diseño de la DVA, el criterio de demarcación que contiene la MUTCD y se muestra en la Tabla 2.3.

**Tabla 2.3. Distancias de visibilidad de adelantamiento para diseño en carreras de dos carriles, AASHTO (2011).**

Metric				U.S. Customary			
Design Speed (km/h)	Assumed Speeds (km/h)		Passing Sight Distance (m)	Design Speed (mph)	Assumed Speeds (mph)		Passing Sight Distance (ft)
	Passed Vehicle	Passing Vehicle			Passed Vehicle	Passing Vehicle	
30	11	30	120	20	8	20	400
40	21	40	140	25	13	25	450
50	31	50	160	30	18	30	500
60	41	60	180	35	23	35	550
70	51	70	210	40	28	40	600
80	61	80	245	45	33	45	700
90	71	90	280	50	38	50	800
100	81	100	320	55	43	55	900
110	91	110	355	60	48	60	1000
120	101	120	395	65	53	65	1100
130	111	130	440	70	58	70	1200
				75	63	75	1300
				80	68	80	1400



## **2.2 Mejoras operacionales en carreteras convencionales**

### **2.2.1 Generalidades**

Cuando aumenta el volumen de tráfico en una carretera de dos carriles crece la demanda de adelantamientos, pero simultáneamente se reduce la oferta de los mismos, reflejándose problemas operacionales como:

- Limitación de oportunidades para el adelantamiento seguro.
- Aumento del agrupamiento de vehículos.
- Caída de las velocidades promedio de los vehículos.
- Incremento de los riesgos en la seguridad.

Para solucionar o mitigar estos problemas se han explorado diferentes opciones modificando la infraestructura existente o incorporando cambios en los diseños orientados hacia el suministro de mayores oportunidades de adelantamiento. Algunos de ellos son: carriles de adelantamiento, carriles de ascenso, apartaderos, tramos de tres carriles, tramos de cuatro carriles, circulación por la berma y carreteras 2+1.

En lo que sigue se tratarán dichas opciones.

### **2.2.2 Carriles de adelantamiento y tramos de tres carriles**

Un carril de adelantamiento es aquel que se adiciona a una carretera de dos carriles para que los vehículos más rápidos puedan sobrepasar a los más lentos en forma segura y de acuerdo a las necesidades estimadas, lo cual se refleja en su longitud y sitios de ubicación. Generalmente se proveen en terrenos planos y ondulados porque aquellos que se instalan en pendientes fuertes se denominan carriles de ascenso, de camiones o lentos los cuales se tratarán posteriormente en otra sección. Según Khan et al. (1991), para mejorar los adelantamientos, la metodología de evaluación debe considerar los mejoramientos operacionales para una longitud de influencia de la carretera. Tradicionalmente se ha reconocido que los carriles de adelantamiento y de ascenso son soluciones apropiadas para carreteras con volúmenes bajos y medios para los cuales no se justifica una carretera de cuatro carriles. Los carriles de adelantamiento en terrenos planos y ondulados y los carriles de ascenso en los terrenos montañosos mejoran el desempeño operacional en las carreteras de dos carriles antes de considerar la opción de carreteras de cuatro carriles. (Khan et al., 1991).

#### **a Medidas de efectividad de carriles de adelantamiento**

KHAN et al. (1991) pretendieron definir una metodología para estimar el efecto en los niveles de servicio que produce la implementación de carriles de adelan-

tamiento. De los diferentes indicadores susceptibles de ser usados para cuantificar la eficiencia operacional, como por ejemplo, porcentaje de vehículos en grupo y tamaño del grupo, oportunidades de adelantamiento seguras ofrecidas para niveles de flujo dados, tasa de adelantamientos por sección, y porcentaje de oportunidades de adelantamiento (adelantamientos/veh-km), se recurrió, para la evaluación operacional de la gran variedad de configuraciones de carretera con y sin carriles de adelantamiento, al uso de modelos de simulación que permitió establecer funciones que relacionan las características principales de la carretera y el desempeño del tránsito en términos de dos medidas de eficiencia, que son: el porcentaje de vehículos en grupo y la velocidad promedio. Se dio más atención a la velocidad ya que esta permitía ser cuantificada en la carretera y ser verificada; además, se utilizó para estimar los beneficios de ahorro en tiempo de viaje. Messer (1983) encontró que el porcentaje de tiempo consumido en el seguimiento formando pelotones a lo largo de una sección de carretera puede estimarse por la medida del porcentaje de vehículos viajando en grupos con intervalos menores a cinco segundos; éste se prefiere sobre la velocidad porque es más sensible al volumen de tránsito pero más difícil de medir. Por su parte, May (1991) utilizó como criterio para ese indicador cuatro segundos entre vehículos y el Manual de aplicación del TWOPAS como modelos de simulación del tránsito dentro del IHSDM (FHWA, 2013) sugiere que se use tres segundos.

KHAN et al. (1991) mediante simulaciones, desarrollaron pautas para determinar la longitud del carril de adelantamiento apropiada y su distancia efectiva posterior a él. Los resultados indicaron que la efectividad operacional de los carriles de adelantamiento es altamente sensitiva al volumen de tránsito y a la longitud de zonas de adelantamiento prohibido. En terrenos plano u ondulado, el porcentaje de camiones o de vehículos recreativos tienen el mismo efecto sobre la formación de pelotones. En carreteras de dos carriles sin carril de adelantamiento, los camiones tienen un efecto más grande en la formación de pelotones que los vehículos recreativos. Por otro lado, en terreno plano y ondulado y secciones de carretera con carril de adelantamiento, los vehículos recreativos aparentan tener un efecto más alto en la velocidad y en la formación de pelotones.

Los carriles de adelantamiento mejoran la operación del tránsito en términos de reducción de los grupos de vehículos y de aumento de velocidad a lo largo de una distancia hacia adelante del inicio de tales carriles (longitud efectiva), que depende del nivel de volumen de tránsito. Aún para niveles de volumen bajos, el efecto del carril de adelantamiento puede llegar hasta entre 13 y 16 kilómetros desde el inicio de tales carriles.

La Figura 2.5 ilustra el efecto típico de un carril de adelantamiento en el grado de agrupamiento, según un estudio del Instituto de Investigaciones de Midwest. Harwood y St. John (1986) concluyeron que la reducción del porcentaje de agrupamiento puede persistir sobre una longitud efectiva de 8 a 12,8 kilóme-

tros, dependiendo de la longitud del carril de adelantamiento, el flujo de tránsito, su composición y de la disponibilidad de oportunidades de adelantamiento más adelante en la vía. En la Tabla 2.4 se resume los efectos de la longitud del carril de adelantamiento, el flujo y la longitud efectiva en el porcentaje de tiempo demorado. La Tabla 2.5 resume la reducción en porcentaje de tiempo demorado por unidad de longitud de carril de adelantamiento basado en los resultados de la Tabla 2.4. La Tabla 2.6 resume las longitudes que suministran la máxima reducción de porcentaje de tiempo demorado por unidad de longitud.

Morrall y Thomson (1990) consideraron que las medidas como el porcentaje de tiempo gastado en el seguimiento y la oportunidad de sobrepaso, además de ser más significativas en términos de nivel de servicio percibido por el conductor, son medidas que pueden ser usadas para evaluar la efectividad de carriles de adelantamiento.

May (1991) observó la operación del tránsito en cinco lugares de California caracterizándola mediante indicadores como la velocidad y el porcentaje de tiempo consumido en el seguimiento a intervalos de dos, cuatro o menos (porcentaje de tiempo de demora o formación de pelotones) y más de cuatro segundos (vehículos solitarios).

Interesa en forma particular el caso del carril de adelantamiento largo en terreno montañoso, en el cual el flujo horario promedio en la dirección del carril de adelantamiento fue de 150 veh/h. La composición vehicular fue 87 % de autos, 1 % de camiones, y 12 % de vehículos recreativos. Los estudios de velocidad de punto revelaron velocidades de 86, 94, y 85 km/h en los carriles opuesto, de adelantamiento y básico, respectivamente. El porcentaje de tiempo de demora en el carril de adelantamiento disminuyó del 44 % al 25 %, y el porcentaje del tránsito con intervalos de dos segundos disminuyó del 18 % al 8 % y los vehículos solitarios se incrementaron del 58 % al 78 %. Todas estas medidas de efectividad indicaron mejoras significativas y las mayores de todos los sitios estudiados. La explicación muy probablemente de estas mejoras fueron la mayor longitud del carril, las pendientes más escarpadas y el alto porcentaje de vehículos recreativos (May, 1991).

En general se observó que el diseño de la entrada y las demarcaciones del pavimento no estimularon a los conductores a dirigirse hacia el carril básico de no-adelantamiento; en consecuencia, la longitud del carril de adelantamiento pudo haberse desaprovechado. Esta reducción fue más evidente en el caso de carriles de adelantamiento cortos y donde la velocidad diferencial entre los vehículos adelantados y los que son adelantados fue pequeña. Los resultados no fueron convincentes para carriles de adelantamiento cortos, especialmente en terreno plano. Se prefirieron aquellas medidas que podrían ser expresadas como una función de la longitud del carril de adelantamiento, por ejemplo, el número de adelantamientos por su longitud, pues permite comparar varias opciones de longitudes (May, 1991).

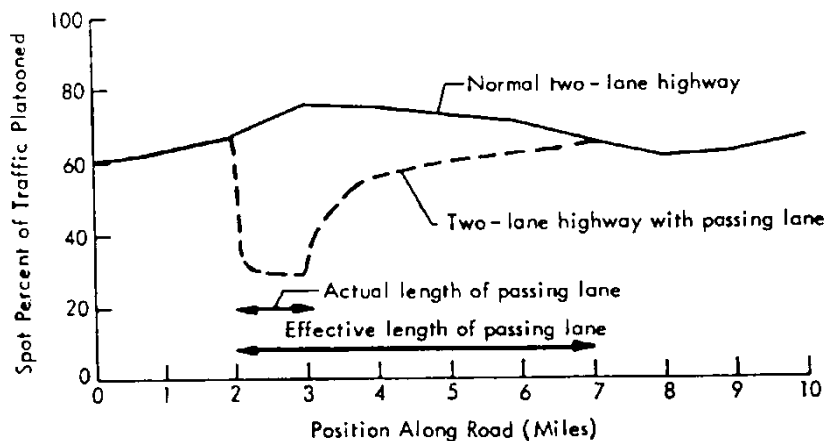


Figura 2.5. Ejemplo del Efecto de un Carril de Adelantamiento en las Operaciones del Tránsito de Carreteras de Dos Carriles (Harwood y St. John, 1986)

Tabla 2.4. Efecto de los carriles de adelantamiento sobre el porcentaje de tiempo de demora a lo largo de la longitud de carretera influenciada (Harwood y St. John, 1986).

Longitud Efectiva (kilómetros*)	Porcentaje de Tiempo de Demora						
	Longitud del Carril de Adelantamiento (kilómetros*)						
	0	0,4	0,8	1,2	1,6	2,4	3,2
Tasa de flujo en un sentido = 100 veh/h							
4,8	33	30	20	17	17	17	17
8,0	33	31	25	22	19	17	17
12,8	33	32	28	26	24	22	20
Tasa de flujo en un sentido = 200 veh/h							
4,8	50	39	29	25	25	25	25
8,0	50	44	37	31	29	25	25
12,8	50	46	42	38	37	33	30
Tasa de flujo en un sentido = 400 veh/h							
4,8	70	67	57	49	43	35	35
8,0	70	68	62	57	54	49	38
12,8	70	69	65	62	60	57	50
Tasa de flujo en un sentido = 700 veh/h							
4,8	82	79	69	63	55	45	41
8,0	82	80	74	71	66	60	52
12,8	82	81	77	75	72	68	63

Convertida por el autor

**Tabla 2.5. Reducción del porcentaje de tiempo demorado por unidad de longitud de carril de adelantamiento (Harwood y St. John, 1986).**

Tasa de flujo en un sentido (vehículos/hora)	Longitud del Carril de Adelantamiento (kilómetros) <sup>a</sup>					
	0,4	0,8	1,2	1,6	2,4	3,2
100	1,8	5,1	5,1	5,1	4,3	3,9
200	6,9	8,2	8,8	7,3	6,6	5,9
400	1,8	5,1	8,2	5,6	5,1	5,9
700	1,8	5,1	5,1	5,6	5,4	5,6

Convertida por el autor

<sup>a</sup> Las unidades de longitud de carril de adelantamiento se incrementan en 600 pies (183 m) por los costos de construcción del carril adicional y los cambios graduales de ancho de carril.

**Tabla 2.6. Longitudes de diseño óptimas para carriles de adelantamiento (Harwood y St. John, 1986).**

Tasa de flujo en un sentido (vehículos/hora)	Longitud Óptima de Carril de Adelantamiento (kilómetros)
100	0,80
200	0,80 - 1,20
400	1,20- 1,60
700	1,00 - 2,00

Convertida por el autor

YoungRok Kima et al. (2012) realizaron un estudio para determinar la demora producida por carriles de adelantamiento y tramos de adelantamiento permitido en una carretera de dos carriles de Corea que sirvió para establecer un modelo de congestión en el tramo de adelantamiento prohibido mediante el análisis de regresiones en resultados obtenidos por la aplicación del TWOPAS, además, se determinaron los efectos de carriles de adelantamiento con diferentes longitudes y opciones de acceso al carril auxiliar, bien sea por la derecha o izquierda de un carril normal. Se concluyó que el modelo lineal del PTSF del HCM de 2000 es más confiable que uno no-lineal. La longitud de carril de adelantamiento hallada por ellos y considerada como apropiada es mayor a 2 km para tránsito mayor que 1000 veh/h. El carril auxiliar recomendado reduciría la congestión en un 23% comparado con la situación de zonas de adelantamiento prohibido. Para el caso observado se encontró que un tramo de 1,5 km de adelantamiento permitido podría convertirse en una alternativa para mitigar la congestión.

Debido a la disparidad de resultados sobre los efectos en la operación del tránsito por la presencia de carriles de adelantamiento más allá de su ubicación, Al-Kaisy y Freedman (2010) plantearon realizar mediciones en carriles de ade-

lantamiento, de dos sitios de Montana, de los beneficios en puntos situados antes, durante y después del carril auxiliar, usando como indicadores operacionales, además de los usualmente considerados como el PTSF y ATS, otros indicadores como porcentaje de perseguidores, densidad de perseguidores y relación entre la velocidad y la velocidad a flujo libre (ATS/FFS). Encontraron que efectivamente se presentaron los beneficios en una cierta longitud después del carril, denominada la longitud efectiva, en una magnitud que se correspondía con los valores encontrados por el HCM, de alrededor de 13 millas, en proporciones que dependía de las condiciones geométricas y de oportunidades de adelantamiento que tuviese la carretera después del carril auxiliar.

En 2013, Freedman y Al-Kaisy observaron la formación de grupos de vehículos y de la realización de las maniobras de adelantamiento dentro de un carril de adelantamiento en la Carretera 287 de EEUU y midieron la partición del volumen, porcentaje de perseguidores y densidad de perseguidores por carril, que mostraron que la actividad de adelantamientos se realiza en la primera mitad de milla del carril de adelantamiento, lo cual puede sugerir que la longitud del carril actual va más allá de la longitud crítica del carril para las condiciones observadas con un volumen relativamente bajo pero representativo de este tipo de carreteras.

#### *b Pautas para el diseño de carriles de adelantamiento*

El diseño requiere un método que contemple la elección del sitio, la justificación de él, la determinación de las características físicas que satisfagan las necesidades estimadas, construcción, demarcación y señalización, entre otras. Morrall y Thomson (1990) han capitalizado la experiencia obtenida a través de un estudio de carriles experimentales y en otro trabajo de planificación y diseño de carriles de adelantamiento en la carretera Trans-canadiense estableciendo los siguientes criterios para definir el lugar y para evaluar las opciones de carriles de adelantamiento:

- a) Minimizar los costos de construcción.
- b) El lugar debe aparentar ser lógico para el conductor (grandes necesidades de adelantamientos).
- c) Evitar secciones de carretera con especificaciones de diseño reducidas.
- d) Disponer distancias de visibilidad adecuadas al principio y al final del carril de adelantamiento.
- e) Evitar intersecciones o puntos de acceso de uso diario en el inicio o final del carril de adelantamiento.
- f) Evitar restricciones físicas que limiten la continuidad de la berma.

g) Considerar que los carriles de adelantamiento localizados inmediatamente antes o después de tramos de cuatro carriles no son efectivos.

La AASHTO (2011) recomienda que la selección del sitio debería prever una distancia de visibilidad mínima de 300 m, bien sea en el acceso al ahusamiento de entrada y de salida del carril de adelantamiento.

Morrall y Thomson (1990) consideraron que los carriles de ascenso en pendientes largas y escarpadas pueden ser más largos que lo recomendado en condiciones normales para los carriles de adelantamiento, a causa de los grandes diferenciales de velocidad entre automóviles y camiones. Las longitudes de transición de anchura de carril (ahusamiento) son directamente proporcionales al producto del percentil 85 de la velocidad y la cantidad de ampliación o reducción del pavimento. La longitud del ahusamiento al final del carril debe ser más larga que lo normal para permitir que las corrientes rápidas y lentas se mezclen con seguridad en una sola. Los resultados de los carriles de adelantamiento experimentales han mostrado que entre más largas sean las longitudes de ahusamiento resultan operaciones de tránsito más suaves.

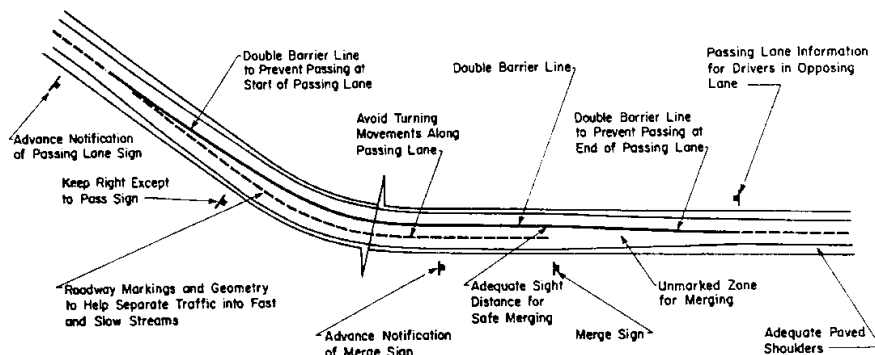
#### *c Dimensiones y señalización de los carriles de adelantamiento*

De acuerdo a la AASHTO (2011), cuando se suministra el carril de adelantamiento con el propósito de reducir demoras en un embotellamiento específico, la longitud necesaria depende de la influencia de dicho embotellamiento; el carril adicionado para mejorar las operaciones del tránsito general debería tener longitud suficiente, por encima de 0,5 kilómetros, para suministrar una reducción sustancial del agrupamiento del tránsito. La longitud óptima es usualmente de 0,8 a 3,2 kilómetros y aún mayores para volúmenes importantes. Los beneficios operacionales típicamente resultan en la reducción de la formación de grupos de vehículos desde 5 hasta 15 kilómetros hacia adelante del carril, dependiendo de los volúmenes y de las oportunidades de adelantamiento que se hallen. El HCM (TRB, 2010) suministra procedimientos para la selección de la longitud óptima de carriles de adelantamiento.

La señalización y demarcación de un carril adicional está explicado parcialmente en el Manual de Dispositivos de Control de Tránsito en Calles y Carreteras de los Estados Unidos de América (Federal Highway Administration, 2009), en el cual se indica la demarcación apropiada para la línea central de estos carriles así como también la señalización y demarcación de las transiciones del ancho del carril. Sin embargo, no menciona la señalización previa al carril de adelantamiento. Debería instalarse una señal con la leyenda "Carril de adelantamiento a 1 kilómetro" en proximidades de cada carril con el propósito de que los usuarios puedan prepararse para hacer un uso efectivo del carril adicionado. También son convenientes las señales ubicadas 3 y 10 kilómetros antes del carril adicionado ya que pueden reducir la frustración e impaciencia de los conductores que siguen a los vehículos lentos. Adicionalmente, se debería instalar

una señal al principio del cambio del ancho del carril para motivar al tránsito de vehículos lentos mantenerse a la derecha (ASSHTO, 2011).

Morrall (1986) dio recomendaciones de señalización preventiva como lo ilustra en la Figura 2.6.



**Figura 2.6. Pautas para el Diseño de Carril de Adelantamiento para la Carretera Trans-Canadiense en los Parques de Montaña.**

La introducción de un carril de adelantamiento no requiere grandes modificaciones; la anchura del carril adicional puede ser igual a la de los carriles de la carretera, las bermas deben ser al menos de 1,2 m y mantener continuidad con la carretera. Entonces, si el ancho normal de la berma en carreteras de dos carriles fuese de 3.0 m, un ensanchamiento de la explanación entre 1.8 y 2.4 m a cada lado sería suficiente (AASHTO, 2011).

Los cambios graduales del ancho de carril en cada extremo del tramo de adelantamiento debería diseñarse para estimular la seguridad y la operación eficiente y la longitud de transición al final de carril de adelantamiento para velocidad límite de 70 km/h o más se puede calcular con la fórmula:

$$L = (0.62) WS$$

Donde:

L = longitud de reducción de ancho de carril o ahusamiento en metros.

W= ancho en metros.

S= velocidad en km/h.

Para velocidad límite menor a 70 km /h, la longitud de transición al final de carril de adelantamiento se puede calcular con la fórmula:

$$L = WS^2/155$$



La longitud recomendada por la AASHTO (2011) para el aumento gradual de ancho de carril es desde la mitad hasta dos terceras partes la longitud de reducción de ancho de carril.

May (1991) observó el cambio del comportamiento del tránsito al quitar las marcas existentes en el pavimento y provocar que el tránsito fuese directamente hacia el carril de no-adelantamiento básico en lugar del carril de adelantamiento. Como resultados encontró que la única gran diferencia significativa entre los dos estudios fue la distribución por carriles; ya que el 80% del tránsito de entrada en el estudio de antes circuló dentro del carril de adelantamiento y el 80% del tránsito de entrada en el estudio de después se movió dentro del carril básico.

Desafortunadamente, esta redistribución del tránsito de entrada en el carril básico no fue acompañada por mejoramiento significativo de los beneficios al usuario, al menos considerando las medidas de efectividad descritas como: las velocidades en el carril que se aumentaron ligeramente, los porcentajes del tiempo de demora dentro de la sección del carril de adelantamiento fueron similares, el porcentaje de vehículos con intervalos pequeños (1 a 2 segundos) se redujo un poco y el porcentaje de vehículos con intervalos grandes (más de 10 segundos) no fueron afectados. Hubo un ligero incremento en los vehículos solitarios y un ligero decrecimiento en los grupos de vehículos de dos, pero ninguna diferencia fue significativa.

#### d *Metodologías para la evaluación de la factibilidad y efectividad económica de carriles de adelantamiento*

Khan et al. (1991) propusieron una metodología para analizar la efectividad y la factibilidad económica de carriles de adelantamiento que se estructuró para ser compatible con el análisis de opciones de carriles de adelantamiento y con propósitos de prueba de sensibilidad. Así, podrían estudiarse con facilidad los efectos de los cambios del volumen de tránsito y de otros factores. La técnica de efectividad económica permite que las medidas de efectividad individual o de una medida de efectividad general (basada en la reducción de demora y mejoramiento de la seguridad) puedan contrastarse con el costo. La metodología permite la investigación de la factibilidad económica (con o sin el descuento de beneficios). Aunque los carriles de adelantamiento más largos tienen un efecto algo más grande que los carriles cortos en la reducción de la formación de grupos y en el mejoramiento de la velocidad, en términos de eficiencia económica, la mejor longitud de un carril de adelantamiento está entre 1 y 2 kilómetros.

Sin embargo, los resultados de los análisis de efectividad y de factibilidad económica no están afectados por los criterios de nivel de servicio.

Taylor y Jain (1991) aplicaron sus criterios para la evaluación económica de los carriles de adelantamiento. Para ello seleccionaron tres casos típicos de carriles de adelantamiento en Michigan. Los beneficios del carril de adelantamiento son las reducciones en la demora y en los accidentes. Los ahorros en costo al usuario de la carretera asociados con estos beneficios se evaluaron sobre un intervalo de volúmenes de tránsito y se compararon con los costos de construcción y mantenimiento de carriles de adelantamiento. La reducción en la demora originada por un carril de adelantamiento resulta en ahorros de costos operacionales al usuario de la carretera. Se hicieron ejecuciones de simulación para diferentes volúmenes, porcentajes de camiones, y condiciones geométricas; la reducción en demora debido al carril de adelantamiento se calculó como la diferencia entre la demora promedio en las dos direcciones de flujo. La reducción en demora fue utilizada para calcular los ahorros en costo de tiempo.

Se emplea un valor de ahorro de tiempo de viaje mediante la selección de un valor del tiempo unitario, usualmente expresado en dólares por viajero u hora vehículo, y multiplicando este valor unitario por la cantidad de tiempo ahorrado (viajeros o vehículos). Ante la necesidad de actualizar tales valores a los niveles de precios corrientes, el valor del tiempo de viaje es sensible al propósito del viaje, al nivel de ingreso de los viajeros, y a la cantidad de tiempo ahorrado por viaje.

De acuerdo con un Manual para el Análisis de Beneficios al Usuario de los Mejoramientos de Carreteras y Transportes Públicos en Bus de la AASHTO (1977), los ahorros de tiempo están divididos en tres categorías y pueden ser expresados como una función del tiempo ahorrado en un viaje y por tipo de viaje. Los beneficios por demora se calcularon utilizando los valores del tiempo para los viajes al trabajo y los viajes promedio en términos del porcentaje del ingreso horario promedio.

Los beneficios por demora promedio se calcularon y están dados en la Tabla 2.7.

La evaluación tiene como complemento importante el estudio del efecto sobre la accidentalidad; por eso se determinó la efectividad del carril de adelantamiento en la reducción de los accidentes.

Se compararon los índices de accidentalidad dentro del carril de adelantamiento y del resto de la carretera. Para ello se calcularon los índices de accidentalidad medios para diferentes intervalos del TPD en las secciones con y sin carriles de adelantamiento. Estos resultados indican que los carriles de adelantamiento son efectivos en la reducción de accidentes en carreteras de dos carriles.

**Tabla 2.7. Beneficio debido a los carriles de adelantamiento para casos típicos (Taylor y Jain, 1991)**

VOLUMEN EN AMBAS DIREC- CIONES (veh/h)	TPD	BENEFICIOS POR DEMORA (s/veh)	BENEFICIOS POR DEMORA PARA VIAJES PROMEDIO		BENEFICIOS POR DEMORA PARA VIAJES AL TRABAJO	
			\$/h	\$/año	\$/h	\$/año
Con dos carriles de adelantamiento uno en cada dirección (Caso 1)						
500	5000	28,88	2,2	8030	5,1	18615
800	8000	32,76	4,0	14600	9,2	33580
1000	10000	37,84	5,8	21170	13,4	48910
Con el carril de adelantamiento en la dirección 1 (caso 2)						
500	5000	17,29	1,3	4745	3,0	10950
800	8000	17,56	2,2	8030	5,1	18615
1000	10000	17,91	2,8	10220	6,5	23725
Con el carril de adelantamiento en la dirección 2 (caso 3)						
500	5000	14,38	1,1	4015	2,5	9125
800	8000	19,06	2,3	8395	5,3	19345
1000	10000	23,40	3,6	13140	8,3	30295

**Tabla 2.8. Beneficio Promedio en Accidentes (Por millón de vehículos - milla) Debido al Carril de Adelantamiento (Taylor y Jain, 1991).**

BENEFICIO PROMEDIO EN ACCIDENTES DEBIDO AL CARRIL DE ADELANTAMIENTO						
	Índice de accidentalidad de fatales	Índice de personas muertas	Índice de accidentalidad de heridos	Índice de personas heridas	Índice de acciden- talidad de solo daños a la propie- dad	Índice de accidentalidad total
TPD < 5000						
Sin carril de adelat.	2,4	2,9	60,5	96,6	236,5	299,4
Dentro del carril de adelant.	0,6	0,6	42,0	62,8	219,1	261,7
Beneficio	1,8	2,3	18,5	33,8	17,4	37,7
5000 < TPD < 10000						
Sin carril de adelan.	2,6	3,1	74,5	123,3	193,3	270,4
Dentro del carril de adelant.	0,5	0,5	59,8	94,1	186,5	246,8
Beneficio	2,1	2,6	14,7	29,2	6,8	23,6
TPD > 10000						
Sin carril de adelan.	2,5	3,0	101,9	168,7	222,8	327,2
Dentro del carril de adelant.	2,1	2,1	58,8	94,6	217,8	278,7
Beneficio	0,4	0,9	43,1	74,1	5,0	48,5

Con base en otros estudios y aplicando un método para convertir los costos de accidentes que tales estudios suministraban, se obtuvieron valores de costos

directos, indirectos y totales para accidentes fatales, con heridos y solo daños a la propiedad (PDO) en áreas urbanas y rurales. Estos valores se resumen en la Tabla 2.9.

Se graficaron y extrapolaron los valores de los beneficios por demora calculados anteriormente para diferentes TPD. Los beneficios totales corresponden a la sumatoria de los beneficios por demora y por accidentes.

Se obtuvieron los valores del Costo Anual Uniforme Equivalente (EUAC) para una longitud de una milla (1,6 km) de carril de adelantamiento y de dos carriles de adelantamiento, ya que estudios anteriores muestran que puede no ser económico suministrar carriles de adelantamiento que sean o bien muy largos o muy cortos. La vida de la carretera fue considerada como  $n = 15$  años. Para  $i =$  de 5% y 10% (tasas de descuento).

La Figura 2.7 y la Figura 2.8 muestran los valores del costo y del beneficio para viajes promedio y viajes al trabajo en una carretera típica. Por ejemplo, utilizando la Figura 2.7, las justificaciones de dotar un carril de adelantamiento están reunidas para una pendiente del 4% y 10% de camiones y tipo de viaje promedio cuando los beneficios de los usuarios son mayores que los costos de construcción para un carril de adelantamiento para valores del TPD mayores que 6.500 y una tasa de descuento del 5%. En forma similar, para el mismo valor de porcentajes de camiones, pendiente y tipo de viaje, los beneficios son mayores que los costos de construcción para los dos carriles de adelantamiento en los valores del TPD mayores que 9.000 y con un 10% de tasa de descuento.

**Tabla 2.9. Costos de Accidentes por área y severidad (Dólares de 1988) (Taylor y Jain, 1991)**

AREA Y TIPO DE COSTOS	COSTOS DE ACCIDENTES POR SEVERIDAD			
	FATALES (\$)	HERIDOS (\$)	SOLO DAÑOS A LA PROPIEDAD (\$)	PROMEDIO (\$)
RURAL				
DIRECTOS	50654	9542	1600	5424
INDIRECTOS	1183580	5731	282	21356
TOTALES	1234234	15273	1882	26780
URBANOS				
DIRECTOS	44071	8403	1872	3768
INDIRECTOS	1111355	4172	330	6364
TOTALES	1155426	12575	2202	10132

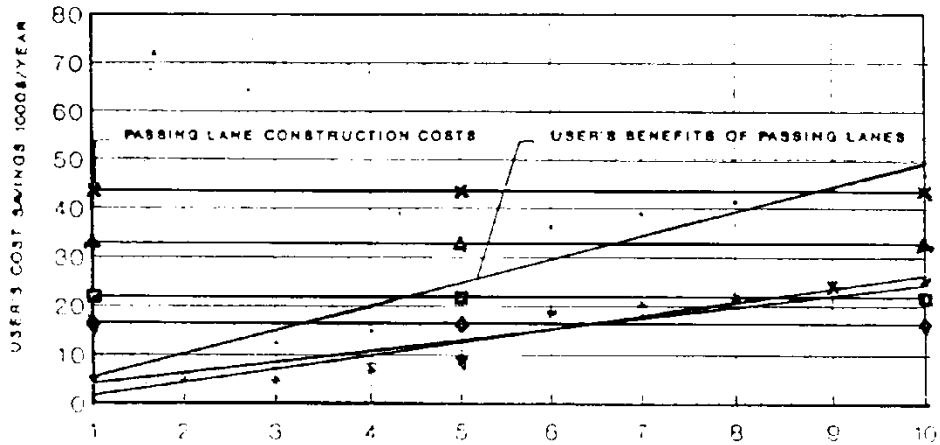


Figura 2.7. Comparación entre Costos y Beneficios en Perfiles de Carretera Típica con 4% de Pendiente, 10% de Camiones y Viajes Promedio. (Taylor y Jain, 1991)

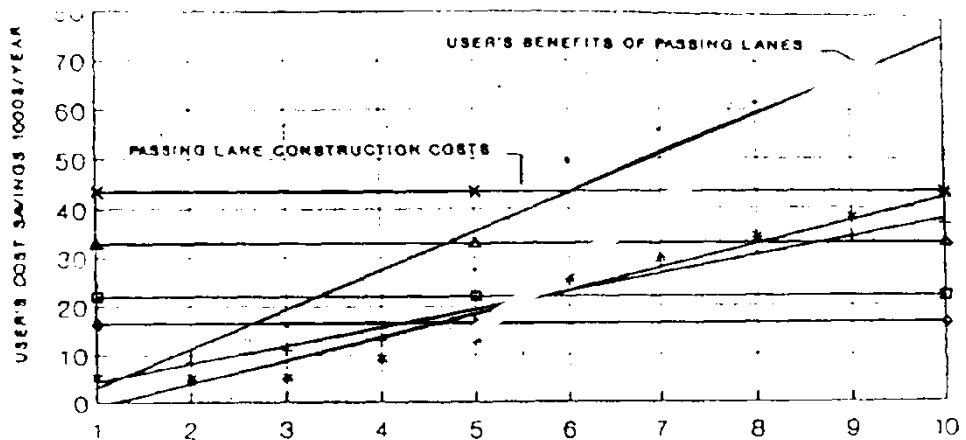


Figura 2.8. Comparación entre Costos y Beneficios en Perfiles de Carretera Típica con 4% de Pendiente, 10% de Camiones y Viajes al Trabajo, (Taylor y Jain, 1991)

Este análisis indica que para una carretera con pendientes suaves, los beneficios por demora en ahorro de tiempo para un carril de adelantamiento pueden ser insignificantes. Sin embargo, el valor del tiempo ahorrado se incrementará significativamente con el tipo de viajes y con el valor unitario del tiempo de viaje. Entonces, si se suministra una serie de carriles de adelantamiento en una ruta única, los ahorros de tiempo acumulados podrían

alcanzar un valor alto, lo cual incrementa los beneficios por un factor de 17. El valor de la tasa de descuento seleccionada para calcular el EUAC afecta significativamente el análisis de beneficio/costo.

### **2.2.3 Carriles de ascenso**

#### **a      *Introducción***

Una medida para facilitar el adelantamiento en carreteras convencionales en pendientes ascendentes es la dotación de un carril adicional, que en principio se generalizó como carril de adelantamiento, pero para este caso particular se denomina carril de ascenso, para camiones o lento.

El diseñador determina los lugares para la dotación de un carril de ascenso a lo largo de una ruta apoyado en el uso de justificaciones que están basadas en parámetros claramente arbitrarios que son de fácil medición y buscan de manera razonable lograr mejores niveles de servicio. Las justificaciones pueden clasificarse de acuerdo a los parámetros que usan así: reducción de la velocidad del camión tipo, velocidad diferencial entre camiones y automóviles, cualquiera de las dos anteriores asociada además con el volumen de tránsito, reducción del nivel de servicio, demora y velocidad ganada del tránsito. Otra clasificación puede basarse en el criterio que oriente dicha decisión, por ejemplo, seguridad, nivel de servicio o economía.

#### **b      *Medidas de desempeño o indicadores***

##### Reducción de velocidad del camión tipo:

Glennon (1970) estudió las velocidades de camiones y su relación con el índice de accidentalidad y halló que dicho indicador se incrementa significativamente cuando la reducción de velocidad de los camiones respecto al resto del tránsito supera los 15 km/h. Este resultado ha sido acogido por muchos autores y entidades oficiales de carreteras para construir criterios orientados hacia el estudio de la justificación de carriles de ascenso sobre el objetivo de la seguridad.

Para evaluar la reducción de velocidad, los diseñadores recomiendan el uso de un camión tipo o la relación peso/potencia que lo represente (Khan et al., 1990).

Valencia, Bedoya y Osorno (1996) midieron relaciones peso/potencia neta de vehículos pesados en carreteras colombianas con base en ecuaciones de equilibrio dinámico en pendientes ascendentes y concluyeron que su valor promedio ponderado según composición vehicular de 157 kg/CV es más alto que los referidos en los criterios de justificación de carriles auxiliares internacionales; consecuentemente las capacidades operacionales son menores.

La reducción de la velocidad del camión respecto al resto del tránsito ha sido utilizado de distintas maneras: el Libro Verde de 1965, utilizó 15 mph (25 km/h); Glennon y Joyner (1969) y el Transportation and Traffic Engineering Handbook (ITE, 1976) recomendaron el criterio de 10 mph (15 km/h); la Roads and Transportation Association of Canada (1976) considera 15 km/h; el Libro Verde de la AASHTO (2011) recomienda la inclusión de los carriles de ascenso cuando sea excedida la longitud crítica de pendiente, aquella distancia que causa la reducción de 10 mph (15 km/h), considerando un camión tipo de 120 kg/kW (90 kg/CV); el Manual de Diseño Geométrico de Carreteras de la Asociación de Transporte y Carreteras de Canadá (RTAC) según lo cita Morrall (1986) considera la seguridad al reconocer la reducción del percentil 85 de velocidad de 15 km/h; Polus et al. (1981) propusieron 12 mph (20 km/h), al igual que Wolhuter (1985) en Sudáfrica; el Ministerio de Trabajo de Botswana (1982) usó una reducción de velocidad de camiones de 25 km/h.

El Manual de Capacidad de Carreteras de EEUU - HCM (TRB, 2010) contempla un procedimiento para estimar el efecto operacional que produce la presencia de un carril de adelantamiento o de ascenso en una carretera convencional. La presencia de un carril auxiliar en terreno plano u ondulado mejora el comportamiento operacional de la carretera y por tanto el nivel de servicio.

#### Segmentos de carretera direccionales con carriles de adelantamiento:

Tal como lo informaron Harwood y St. John (1986), el efecto de un carril de adelantamiento en el PTSF, como se ilustra en la Figura 2.5, genera beneficios operacionales hasta una distancia más adelante del carril y va retornando al nivel previo correspondiente a una carretera sin carril de adelantamiento. Esta longitud efectiva según el HCM (TRB, 2010) también se refleja en la ATS como se muestra en la Tabla 2.10.

**Tabla 2.10. Longitud de carretera afectada después de un carril de adelantamiento en segmentos direccionales para terreno plano y ondulado, TRB (2010).**

Directional Demand Flow Rate, $v_d$ (pc/h)	Downstream Length of Roadway Affected, $L_{de}$ (mi)	
	PTSF	ATS
≤200	13.0	1.7
300	11.6	1.7
400	8.1	1.7
500	7.3	1.7
600	6.5	1.7
700	5.7	1.7
800	5.0	1.7
900	4.3	1.7
≥1,000	3.6	1.7

Note: Interpolation to the nearest 0.1 is recommended.

El procedimiento considera que todo el carril de adelantamiento y la longitud afectada estén en el segmento vial analizado. Los pasos a seguir serían:

Paso 1: Realizar el análisis operacional en la carretera sin carril de adelantamiento.

Este análisis se realiza siguiendo el procedimiento que contiene el HCM para carreteras convencionales sin carril de adelantamiento y sirve de base de comparación para la situación con carril de adelantamiento cuyos efectos se predicen en los pasos siguientes.

Paso 2: Dividir el segmento en regiones.

Dividir el segmento de análisis hasta en cuatro regiones como se ilustra en la Figura 2.9.

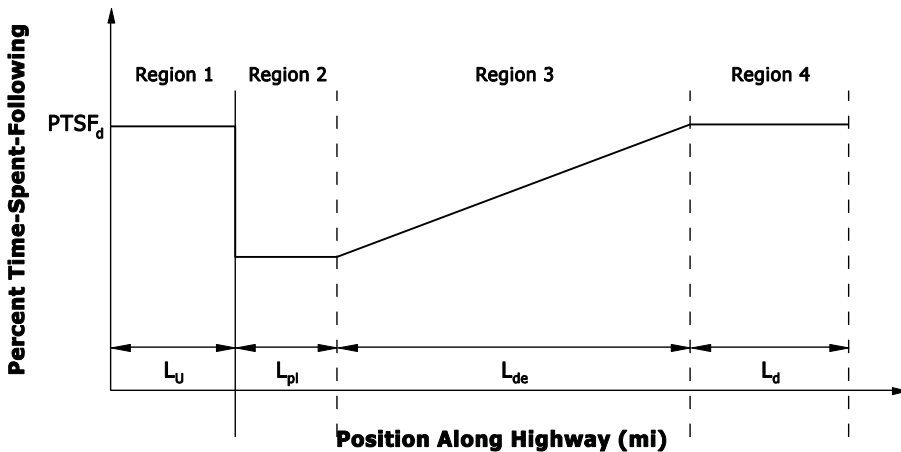


Figura 2.9. Efecto de un carril de adelantamiento en el PTSF, TRB (2010).

$L_u$  = Longitud antes del carril de adelantamiento.

$L_{pl}$  = Longitud del carril de adelantamiento.

$L_{de}$  = longitud afectada después del carril de adelantamiento.

$L_d$  = Longitud después de la longitud efectiva  $L_{de}$ .

El procedimiento es calibrado para carriles con longitud entre los valores óptimos de la Tabla 2.11. Los carriles con longitudes por fuera de tales valores tendrán menos beneficios operacionales que los que predice el método.



**Tabla 2.11. Longitudes óptimas de carriles de adelantamiento en carreteras de dos carriles, TRB (2010).**

Directional Demand Flow Rate, $v_d$ (pc/h)	Optimal Passing Lane Length (mi)
$\leq 100$	$\leq 0.50$
$> 100 \leq 400$	$> 0.50 \leq 0.75$
$> 400 \leq 700$	$> 0.75 \leq 1.00$
$\geq 700$	$> 1.00 \leq 2.00$

Paso 3: Determinar el PTSF.

Los valores de PTSF en las regiones con longitud  $L_u$  y  $L_d$  son los obtenidos en condiciones sin carril de adelantamiento, como se describió en el Paso 1, en el sitio de inicio del carril de adelantamiento y al final de la longitud efectiva  $L_{de}$ . El valor de PTSF en el carril de adelantamiento está generalmente entre 0,58 y 0,62 del valor del PTSF en la región anterior con longitud  $L_u$ . Este efecto es función del flujo direccional. El valor del PTSF a lo largo de la longitud efectiva  $L_{de}$  se asume varía linealmente desde el valor del PTSF en el carril de adelantamiento hasta el valor normal de más adelante cuando retorna a la situación sin carril de adelantamiento.

Con base al modelo ilustrado en la Figura 2.9, el valor del PTSF para todo el segmento de carretera de análisis está afectado por el carril de adelantamiento y está dado por la ecuación siguiente:

$$PTSF_{pl} = \frac{PTSF_d \left[ L_u + L_d + f_{pl,PTSF} L_{pl} + \left( \frac{1 + f_{pl,PTSF}}{2} \right) L_{de} \right]}{L_t}$$

Donde:

$PTSF_{pl}$  = PTSF para el segmento de carretera afectado por el carril de adelantamiento (decimal).

$f_{pl,PTSF}$  = Factor de corrección por el efecto del carril de adelantamiento en el PTSF según en la Tabla 2.12.

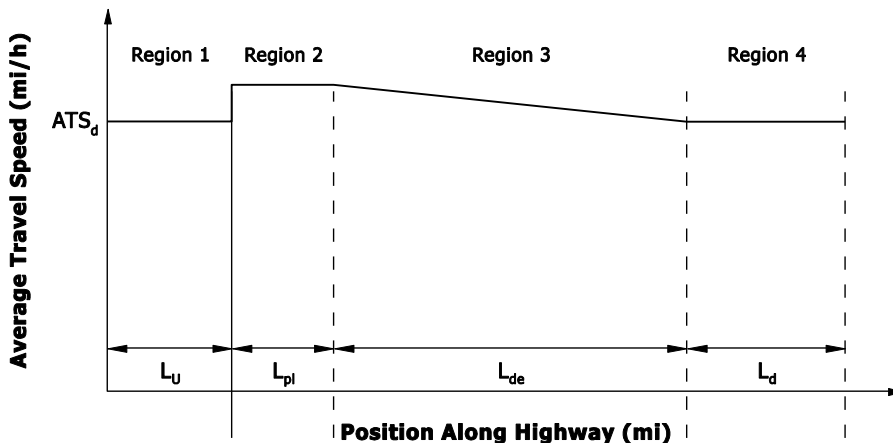
**Tabla 2.12. Factor de corrección por el efecto del carril de adelantamiento en el PTSF ( $f_{pl,PTSF}$ ) TRB (2010).**

Directional Demand Flow Rate, $v_d$ (pc/h)	$f_{pl,PTSF}$
$\leq 100$	0.58
200	0.59
300	0.60
400	0.61
500	0.61
600	0.61
700	0.62
800	0.62
$\geq 900$	0.62

Note: Interpolation is not recommended; use closest value.

Paso 4: Determinar la Velocidad Media de recorrido ATS.

De manera similar a como se describió para el comportamiento del PTSF, los valores de ATS en las regiones con longitud  $L_u$  y  $L_d$  son los obtenidos en condiciones sin carril de adelantamiento en el sitio de inicio del carril de adelantamiento y al final de la longitud efectiva  $L_{de}$ . El valor de ATS en el carril de adelantamiento está generalmente entre 8% y 11% más alto que el valor del ATS en la región anterior con longitud  $L_u$ . Este efecto es función del flujo direccional. El valor del ATS a lo largo de la longitud efectiva  $L_{de}$  se asume aumenta linealmente desde el valor del ATS en el carril de adelantamiento hasta el valor normal de más adelante cuando retorna a la situación sin carril de adelantamiento. Este comportamiento se ilustra en la Figura 2.10.



**Figura 2.10. Efecto de un carril de adelantamiento en La ATS, TRB (2010).**

Con base al modelo ilustrado en la Figura 2.10, el valor del ATS para todo el segmento de carretera de análisis está afectado por el carril de adelantamiento y está dado por la ecuación siguiente:

$$ATS_{pl} = \frac{ATS_d L_t}{L_u + L_d + \left( \frac{L_{pl}}{f_{pl,ATS}} \right) + \left( \frac{2L_{de}}{1 + f_{pl,ATS}} \right)}$$

Donde:

$ATS_{pl}$  = ATS para el segmento de carretera afectado por el carril de adelantamiento (decimal).

$f_{pl,ATS}$  = Factor de corrección por el efecto del carril de adelantamiento en el ATS según la Tabla 2.13.

**Tabla 2.13. Factor de corrección por el efecto del carril de adelantamiento en el ATS ( $f_{pl,ATS}$ ), TRB (2010).**

Directional Demand Flow Rate, $v_d$ (pc/h)	$f_{pl,ATS}$
≤100	1.08
200	1.09
300	1.10
400	1.10
500	1.10
600	1.11
700	1.11
800	1.11
≥900	1.11

Note: Interpolation is not recommended; use closest value.

Paso 5: Determinar el Nivel de Servicio

El nivel de servicio del segmento de carretera conteniendo el carril de adelantamiento, usando como indicadores los valores de  $PTSF_{pl}$  y  $ATS_{pl}$  como indicadores de servicio y considerando el criterio para carreteras sin carril de adelantamiento, es el mostrado en la Tabla 2.14.

**Tabla 2.14. Nivel de Servicio para carreteras convencionales considerando autos, TRB (2010).**

LOS	Class I Highways		Class II Highways	Class III Highways
	ATS (mi/h)	PTSF (%)	PTSF (%)	PFFS (%)
A	>55	≤35	≤40	>91.7
B	>50–55	>35–50	>40–55	>83.3–91.7
C	>45–50	>50–65	>55–70	>75.0–83.3
D	>40–45	>65–80	>70–85	>66.7–75.0
E	≤40	>80	>85	≤66.7

Segmentos de carretera direccionales con carriles de ascenso:

El análisis operacional del efecto de un carril de ascenso en una carretera convencional se realiza con el mismo procedimiento descrito para carriles de adelantamiento para terrenos planos y ondulados pero con tres diferencias importantes:

- Los factores de corrección por el efecto de un carril de ascenso son los de la Tabla 2.15.
- El análisis sin carril de ascenso se realiza con el procedimiento normal para una carretera sin carril de ascenso, pero en el caso de una pendiente ascendente específica.
- Las longitudes  $L_u$  y  $L_d$  se establecen en cero.

La longitud efectiva,  $L_{de}$ , generalmente se establece en cero a menos que el carril de ascenso termine antes de que lo haga la pendiente ascendente y en este caso se debería considerar un valor menor que los valores usados típicamente.

**Tabla 2.15. Factores de corrección ( $f_{pl}$ ) para estimar la ATS y el PTSF dentro de un carril de ascenso, TRB (2010).**

Directional Demand Flow Rate, $v_d$ (pc/h)	$f_{pl}$	
	ATS	PTSF
0–300	1.02	0.20
>300–600	1.07	0.21
>600	1.14	0.23

Por su parte la Norma de Diseño Geométrico para las Carreteras de Ontario de 1985 hace referencia a la dotación del carril de ascenso por seguridad y eficiencia operacional, considerando la superación de las condiciones para la longitud crítica de pendiente en términos de un camión de diseño de 200 kg/kW (147 kg/CV) y para una reducción de velocidad de 15 km/h, pero adicionalmente tiene en cuenta el nivel de servicio al requerir que no debería reducirse en más de un intervalo debajo del N.S. de diseño para la carretera (Khan et al., 1990).

Khan et al. (1990) desarrollaron para el Ministerio de Transporte de Ontario un criterio para justificar carriles de ascenso que considera tres aspectos: la caída de velocidad de camiones pesados de 15 km/h, si el nivel de servicio en pendiente ascendente cae un nivel por debajo de aquel a la entrada, y que se de preferencia a la implementación de la alternativa más eficiente económicamente.

Volumen:

Las justificaciones basadas en la reducción de velocidad están asociadas con las condiciones del volumen, las cuales a pesar de ser difíciles de especificar,

se intentan para servir como aproximación a las consideraciones de efectividad económica.

Wolhuter y Polus (1988) establecieron condicionantes basados en el flujo alcanzado en varias pendientes y con algunos porcentajes de camiones en el tránsito.

El HCM de 2010 (TRB, 2010) y el Libro Verde de la AASHTO (2011) especifican las condiciones:

1. El flujo de tránsito en la pendiente ascendente exceda los 200 veh/h.
2. El flujo de camiones en la pendiente exceda los 20 camiones/h.
3. Y una de las siguientes:
  - a. Se cuenta con una reducción de velocidad de 15 km/h o más para el camión típico de 120 kg/kW (200 lb/hp ó 90 kg/CV).
  - b. Se presenta un nivel de servicio E o F en la pendiente.
  - c. Se experimenta una reducción de dos o más niveles de servicio cuando se circula entre el acceso y la pendiente.

La filosofía adoptada por la National Association of Australian State Road Authorities – NAASRA (1985) considera el examen de una longitud considerable de la carretera. Básicamente en el volumen de tránsito, el porcentaje de camiones en la corriente de tránsito, y la disponibilidad de oportunidades de adelantamiento. El criterio de velocidad define como límite la reducción hasta 40 km/h. Los carriles de ascenso deben extenderse a lo largo de toda la longitud de la pendiente, pero se pueden considerar parciales cuando las velocidades de los camiones caen por debajo de 40 km/h y no se justifica un carril completo debido a los volúmenes de tránsito bajos o a los costos de construcción altos.

POLUS et al. (1981) sugirieron que se justifica un carril de ascenso cuando el volumen horario de diseño (VHD) excede el volumen de servicio de la pendiente específica para un N. S. más bajo que aquel adoptado para diseñar una sección plana de la carretera.

#### Nivel de Servicio (N.S.), % de tiempo consumido en el seguimiento y demora:

El N.S. es una representación de la percepción del conductor del entorno del tránsito y guarda poca relación con el costo de crear tal entorno o el costo de operar en él. En cuanto a este tipo de justificaciones el HCM 2010 (TRB, 2010) y el Libro Verde 2011 (AASHTO, 2011) sugieren el cumplimiento de una condición relacionada con el N.S., como se describió anteriormente. Los parámetros

que considera son el porcentaje de tiempo consumido en el seguimiento de otro vehículo y la velocidad media espacial.

Por su parte Wolhuter y Polus (1988) enfocaron las justificaciones en términos de demora, que no se presta para medirla directamente en el campo, por eso se utiliza el criterio alternativo como es el uso del porcentaje de tiempo gastado por un vehículo siguiendo a otro. Ya que la demora es el tiempo adicional a un viaje que se invierte al circular a una velocidad más baja que la deseada, la simulación ofrece una técnica conveniente para su determinación. Se utilizó el TRARR (TRAFFIC on Rural Roads).

Se consideraron las velocidades medias espaciales con intervalos de 10 s o más como velocidades deseadas. El incremento de los niveles de flujo de tránsito inevitablemente conduce a velocidades medias espaciales más bajas que las deseadas, y esta reducción de velocidad es la base para el cálculo de la demora. La demora se obtuvo comparando las velocidades entre aquellas alcanzadas en las diferentes pendientes con varios niveles de flujo y aquellas velocidades alcanzadas en las mismas pendientes con niveles de flujo bien bajos.

Realizaron una composición gráfica donde se muestran las relaciones entre flujo, demora y pendiente. Incluyeron una curva representando las tasas de flujo de servicio para el N. S. "D", que mostraba como el N. S. como justificación implica una demora constante razonable por vehículo sin importar la pendiente.

Concluyeron que debido a los flujos altos que se pueden acomodar en las pendientes más planas antes que ocurra el N. S. "D", la demora total de la corriente de tránsito requerida para justificar un carril de ascenso podría ser considerable.

Incorporaron a la composición gráfica referida cinco líneas que representan justificaciones isocrónicas de carriles de ascenso. Según Wolhuter y Polus (1988), estas líneas están basadas en la suposición que la demora horaria total para un segmento de vía dada, de 1 km en este ejemplo, debería mantenerse constante sin importar la pendiente. Por lo tanto, un carril de ascenso se justificaría dependiendo de cómo sus condiciones lo ubiquen respecto a cada línea.

La decisión de adoptar la demora, como un criterio de justificación en vez de aquellas corrientemente en uso, tiene la consecuencia obvia en que el flujo al cual se justificaría un carril de ascenso muestra una reducción dramática cuando las pendientes son más suaves y un incremento similar en las pendientes más escarpadas.

Si se considera, como ejemplo, una carretera con características típicas, el criterio de la demora implicaría mayor necesidad de carriles de ascenso que lo que podrían requerir las justificaciones por N. S. actuales. En los volúmenes bajos habría alguna reducción en la necesidad de los carriles de ascenso para

las pendientes más escarpadas. Los costos de construcción, en el terreno más escabroso que implicarían estas pendientes, podrían reducirse sustancialmente. Una consecuencia al aplicar el criterio de la demora como justificación es que los N. S. en las pendientes más escarpadas pueden decrecer, teóricamente más allá de la capacidad. Entonces habría un punto de indecisión subrogado a la lógica, en términos de flujo y pendiente, más allá del cual el criterio de la demora llegaría a ser insensato, y por eso, es posible que deba ser empleado el criterio del N. S.

### Seguridad:

St. John y Harwood (1991) partieron del trabajo de Solomon (1964) y demostraron que los índices de accidentalidad de los vehículos se incrementa en la medida que aumenta la desviación de su velocidad respecto a la velocidad media del tránsito. Los resultados sugieren que los camiones lentos en pendientes ascendentes pronunciadas podrían tener índices de accidentalidad más altos que los vehículos de movimiento rápido.

Buscaron correlacionar las velocidades de camiones en pendientes ascendentes y los índices de accidentalidad respecto a la longitud de la pendiente ascendente.

Los incrementos grandes del índice de accidentalidad para camiones hallados probablemente muestran incrementos más grandes que aquellos que podrían observarse en el campo. No obstante, los resultados tienen implicaciones que pueden ser útiles en la decisión sobre cuándo los carriles de ascenso de camiones no son necesarios desde el punto de vista de la seguridad.

Los resultados del análisis muestran que:

- No hay beneficios por seguridad en la instalación de carriles de ascenso en los primeros 760 m de una pendiente del 4% o en los primeros 550 m de una del 6%.
- Los beneficios potenciales por seguridad en los carriles de ascenso claramente parecen incrementarse con el porcentaje de pendiente, la longitud de la pendiente, y el porcentaje de camiones (efecto no-lineal).
- Los datos implican claramente que hay poco, si lo hay, incremento en el índice de accidentalidad para vehículos viajando a velocidades por encima de 36 km/h (52 km/h por debajo de la velocidad límite de la mayoría de las carreteras rurales y la velocidad promedio de camiones en dichas carreteras); por lo tanto, parece que las reducciones en las velocidades de camión mayores que 15 o 25 km/h son necesarias para producir incrementos grandes en el índice de accidentalidad suficientes para justificar la construcción de un carril de ascenso.

### Velocidad ganada en carriles de ascenso:

Mendoza y Mayoral (1994), decidieron plantear modificaciones a los niveles de servicio del HCM para adaptar su procedimiento de cálculo de la velocidad en pendientes específicas y hacerlo aplicable a México, ya que el HCM las sobrestimaban.

El indicador utilizado para valorar la operación al instalar un carril de ascenso fue el denominado porcentaje de velocidad ganada, que es la relación entre la velocidad promedio cuando el carril de ascenso está abierto y cuando está cerrado, representado por la regresión que resultó con mejor ajuste; en promedio este porcentaje fue de 20.

Apoyados en la simulación con el modelo TRARR calibrado, se redefinieron las relaciones de flujo a capacidad respecto a la velocidad en ascenso promedio para automóviles; también se calcularon las equivalencias vehiculares. Después de las modificaciones, la predicción de la velocidad en ascenso usando el procedimiento calibrado mejoró notablemente. Con base en lo anterior se modificaron los criterios para el nivel de servicio, se obtuvo la ecuación para la velocidad a la cual se presenta la capacidad; se considera que para pendientes específicas entre 3% y 7% y para longitudes hasta de 6,4 kilómetros, la velocidad promedio a la cual se presenta la capacidad varía entre 35 y 50 km/h.

También analizó la factibilidad económica para pendientes específicas menores a 3000 metros de longitud y varias combinaciones de valores de factores del tránsito. Se utilizó el modelo TRARR para evaluar la velocidad en ascenso ganada por los vehículos obtenida al adicionar un carril de ascenso.

El análisis dio como resultado ecuaciones de regresión para predecir la velocidad ascendente ganada por la adición de un carril extra que pueden usarse para valorar la factibilidad económica de la construcción de carriles de ascenso en pendientes específicas menores a 3000 metros de longitud. Para longitudes mayores, la velocidad ganada debería obtenerse de la ecuación de regresión.

El criterio de la AASHTO (1994) para justificar económicamente la construcción de un carril de ascenso estaba basado en un número de variables más limitado que aquellas descritas por Mendoza y Mayoral (1994).

Cuando no se requiere la construcción adicional del ancho de pavimento, estas mejoras son factibles en todas las pendientes específicas con tránsito promedio diario mayores a 3000.

### Consideraciones económicas dependiente de la demora:

Debido a que los criterios para justificar carriles de ascenso se limitan a usar indicadores como la velocidad absoluta, velocidad relativa, nivel de servicio, volumen asociado a una presencia de camiones, Wolhuter (2001) abordó el enfoque con un criterio económico basado en el beneficio logrado en la reducción de la demora. Si se justifica un carril de ascenso por este criterio, no es



necesario considerar los demás factores económicos como el costo de operación, por ejemplo. Se tomaron datos producto del uso de un modelo de simulación microscópico como el TRARR en condiciones donde variaba el volumen, pendiente, composición vehicular y distribución direccional, que fueron usados para calibrarlo junto con la toma de datos en siete lugares cuyas mediciones de velocidad y tiempos de recorrido relacionadas con las características geométricas permitieron realizar análisis de regresión lineal entre la velocidad y los demás variables independientes. Se consideró la demora como la diferencia en el tiempo de recorrido entre los diferentes escenarios y aquel considerado como ideal sin interacción vehicular (régimen cero). Se compararon los costos de la demora en cada hora del periodo de análisis, para cada volumen y pendiente, suponiendo el resto de los factores del tránsito constantes, y se repitió el cálculo para la condición con carril de ascenso. Finalmente, el valor monetario de la demora total se actualizó a la fecha de construcción. Se comparó el costo de la demora con los costos actualizados de construcción y mantenimiento. Se creó una metodología y un programa computacional para calcular la demora por kilómetro de carril obtenida después de la longitud crítica de pendiente y su equivalencia monetaria que comparada con los costos de construcción y mantenimiento para justificar la provisión de un carril de ascenso con el criterio económico.

#### *c Definición de subsegmentos de carril de ascenso*

Mendoza y Mayoral (1996) mostraron que las pendientes compuestas con tránsito promedio diario entre 1500 y 7000 son candidatas para que operen bien los carriles para camiones; para TPDs menores de 1500, es difícil justificar económicamente su construcción y para valores de TPD mayores de 7000 es más apropiado tramos de carreteras multicarril desde el punto de vista de la seguridad.

Seleccionado el segmento de carretera, los subsegmentos para ampliar con un carril para camiones en los dos sentidos pueden definirse con el siguiente procedimiento:

1. Identificar el inicio y final del segmento de carretera y determinar su longitud.
2. Medir la velocidad promedio en ambas direcciones:  $Su_2$  y  $Sd_2$  son la más baja y más alta, respectivamente. Determinar los niveles de servicio correspondientes.
3. Para la dirección de la velocidad más baja (la dirección hacia arriba en las pendientes específicas), calcular con la ecuación correspondiente la velocidad promedio después de la construcción del carril para camiones,

(Su3t). La diferencia (Su3t - Su2) es la velocidad ganada si se instala el carril adicional a lo largo de esta dirección.

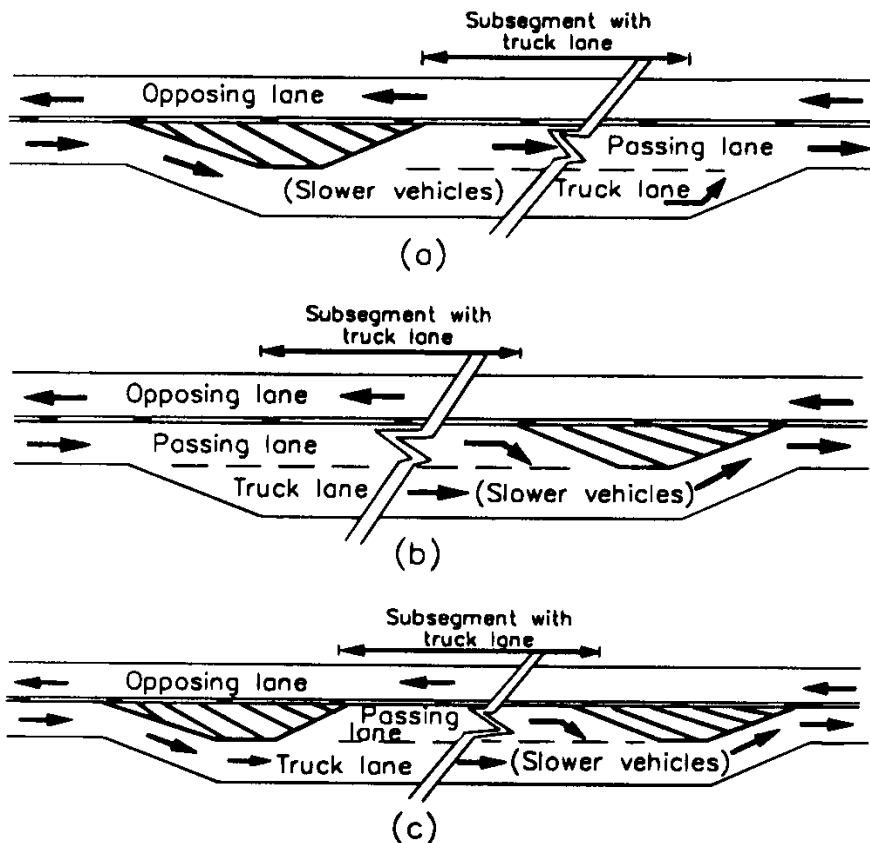
4. De la tabla de los N. S., seleccione la velocidad (Su3p) y el N. S. hasta el cual se mejora la operación en esta dirección (mediante la ampliación parcial o total del segmento de la carretera en esta dirección). La velocidad Su3p seleccionada debe equilibrar los N. S. en ambas direcciones. La Su3p seleccionada debe ser intermedia a Su2 y Su3t.
5. Determine la velocidad ganada (Su3p - Su2) y calcule el porcentaje (PG) de la velocidad ganada (Su3t - Su2) si el carril para camiones es instalado a lo largo de toda la dirección que esta ganancia representa.
6. Determinar la longitud del segmento a ampliar (Lw) en proporción directa respecto a PG y todo el segmento.
7. Si la operación en la otra dirección también será mejorada, puede obtenerse la longitud correspondiente a ampliarse repitiendo los pasos 3 a 6 en forma homóloga.
8. Definir los subsegmentos más apropiados a ampliar reuniendo los porcentajes de longitud obtenidos en ambas direcciones. En este sentido, es muy importante seleccionar los subsegmentos de carretera que carezcan de la distancia de visibilidad necesaria.
9. También deben considerarse los siguientes factores:
  - a) Los subsegmentos a ampliar deberían definirse para que se minimice el movimiento de tierra.
  - b) Los subsegmentos seleccionados no deben estar en poblaciones o intersecciones a nivel.
  - c) También deben tenerse en cuenta las recomendaciones acerca de la longitud, espaciamiento e inicio y finalización de los subsegmentos.

Debe evaluarse la factibilidad económica de cada uno y de todos los subsegmentos.

#### d *Esquemas operacionales*

En la Figura 2.11 se ilustran bosquejos operacionales de carriles para camiones. En la Figura 2.12 se indican los esquemas de subsegmentos de carriles adicionales para un segmento de vía. De acuerdo a los estudios experimentales, los carriles para camiones permiten mejoramientos en la operación del tránsito cuando tienen longitud mayor de 800 metros, pues en longitudes menores los conductores tienden a no utilizar el carril; no se recomienda longitud mayor de 5000 metros porque el número de adelantamientos por unidad de longitud de carretera ampliada decrece. Cuando

se implemente en una dirección un carril para camiones se obtienen los mayores beneficios si se coloca en el centro del segmento. En subsegmentos adyacentes separados menos de 1 km, excluyendo las áreas de convergencia y divergencia, es mejor desde el punto de vista práctico unir los segmentos en tal separación. En general, los subsegmentos deberían localizarse principalmente donde la velocidad de los camiones decrece y las oportunidades de adelantamiento son escasas. En la Figura 2.13 se proponen secciones transversales. En la Figura 2.14 se muestran los esquemas geométricos recomendados correspondientes y en la Figura 2.15 se ilustra las recomendaciones de señalización dadas por Mendoza y Mayoral (1996).



**Figura 2.11. Esquemas de la Operación en Carriles para Camiones con Canalización: (a, b) en un Extremo y (c) en el Inicio y Finalización, Mendoza y Mayoral (1996).**

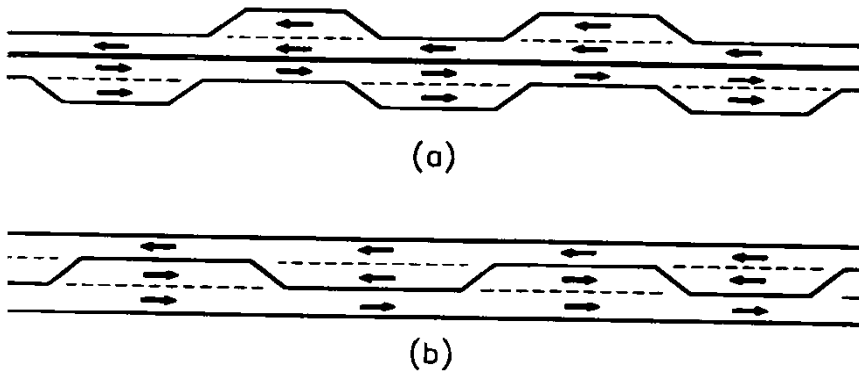


Figura 2.12. Esquemas de los Carriles para Camiones Introducidos Alternativa y Continuamente en Direcciones Contrarias: (a) Recomendadas y (b) no Recomendadas, Mendoza y Mayoral (1996).

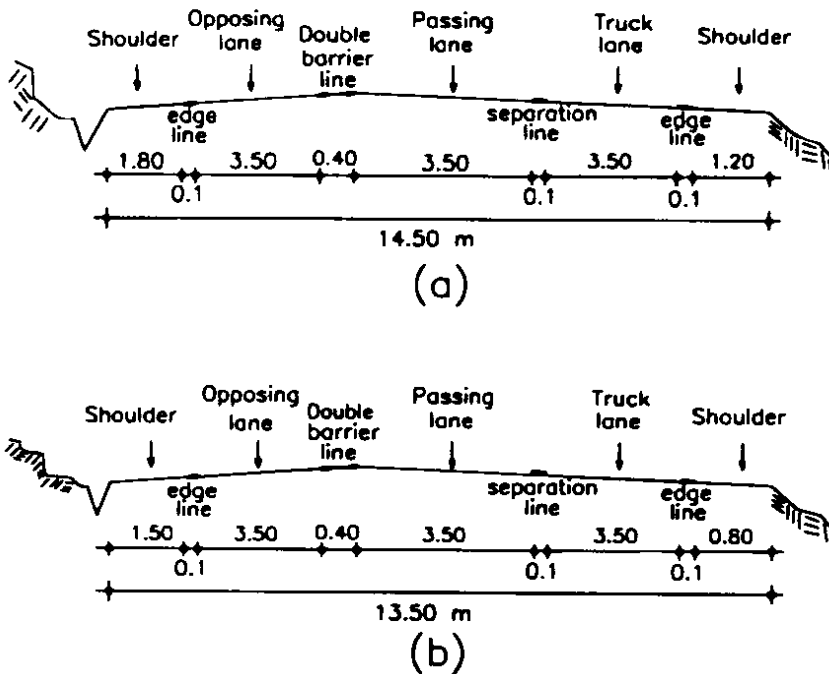


Figura 2.13. Secciones Transversales Recomendadas: (a) 14,5 metros de Ancho y (b) 13,5 m de Ancho, Mendoza y Mayoral (1996).

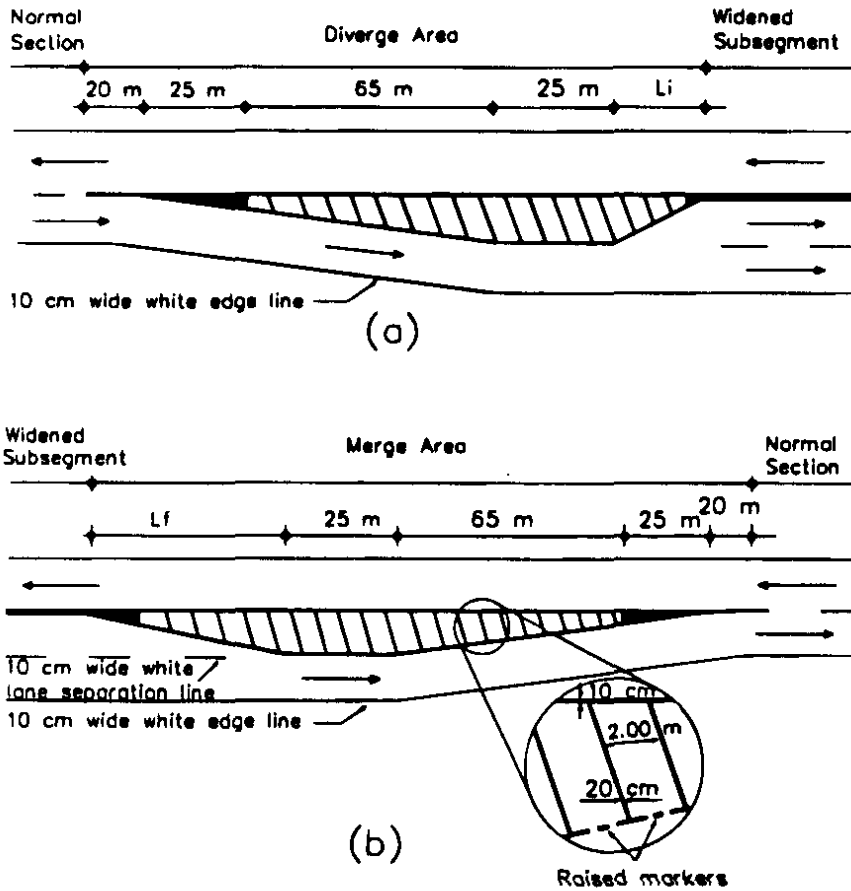


Figura 2.14. Demarcaciones de Pavimento Típicas en (a) Área de Divergencia y (b) Área de Mezclamiento, Mendoza y Mayoral (1996).

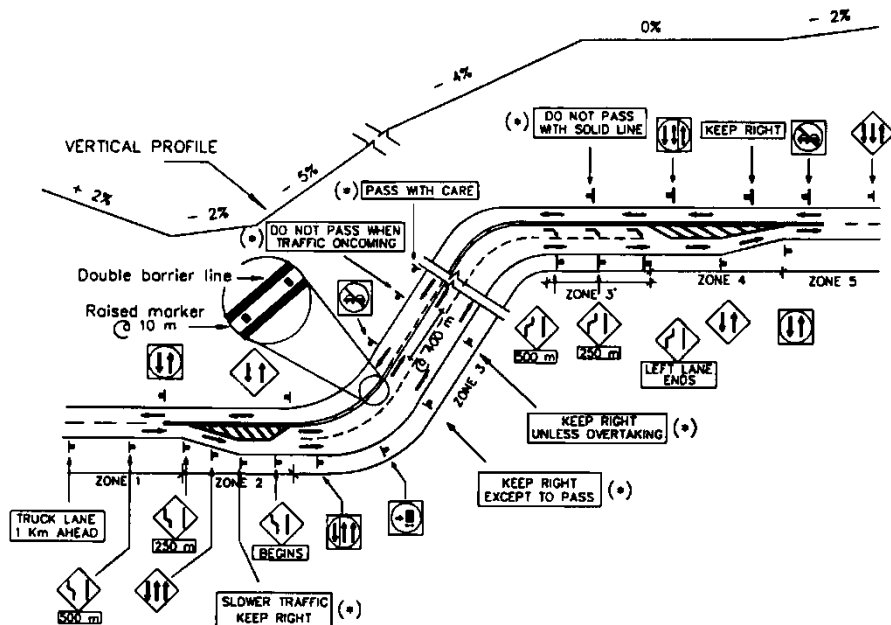


Figura 2.15. Demarcación y Señalización Típicas de Carriles para Camiones, Mendoza y Mayoral (1996).

## 2.2.4 Apartaderos

Un apartadero es una berma ensanchada y sin obstrucciones, la cual permite a los vehículos lentos salirse del carril para dar paso a los vehículos que lo siguen. El conductor del vehículo lento, si hay vehículos que lo siguen, se espera que sacará su vehículo del carril y lo mantendrá en el apartadero solo lo suficiente para que los vehículos que lo siguen lo adelanten antes de volver al carril normal. Cuando solo hay uno o dos vehículos que lo siguen esta maniobra puede completarse sin que sea necesario que el conductor del vehículo lento se detenga en el apartadero. Sin embargo, cuando este número se excede, requerirá que el conductor se detenga con el propósito de que todos los vehículos que lo siguen lo adelanten. Los apartaderos se usan frecuentemente en carreteras de bajo volumen donde los agrupamientos grandes de vehículos son escasos y en terrenos difíciles con pendientes escarpadas donde la construcción de un carril adicional puede no ser efectiva económicamente (AASHTO, 2011 y TRB, 2010).

Según el HCM de 2010 (TRB, 2010) tienen longitudes relativamente cortas, generalmente menos de 190 m. Para evitar confusiones en los conductores, no debería mezclarse en una misma carretera apartaderos y carriles de adelantamiento.

Un apartadero bien diseñado y ubicado puede ofrecer entre un 20 % y 50 % del número de adelantamientos por cada 1,6 km de carril de adelantamiento en terreno plano (Harwood y Hoban, 1987; Harwood y St. John, 1985).

Se ha encontrado que los apartaderos ofrecen una operación segura. Los accidentes ocurren a una tasa de 1 por cada 80.000 a 400.000 usuarios (Harwood y St. John, 1985).

En la Tabla 2.16 se indican las longitudes de apartaderos incluyendo los ahusamientos.

**Tabla 2.16. Longitudes de apartaderos recomendadas incluyendo los ahusamientos, Harwood y Hoban (1987) y Harwood y St. John (1985).**

Velocidad de aproximación (km/h)	Longitud mínima (m) <sup>a</sup>
30	60
40	60
50	65
60	85
70	105
80	135
90	170
100	185

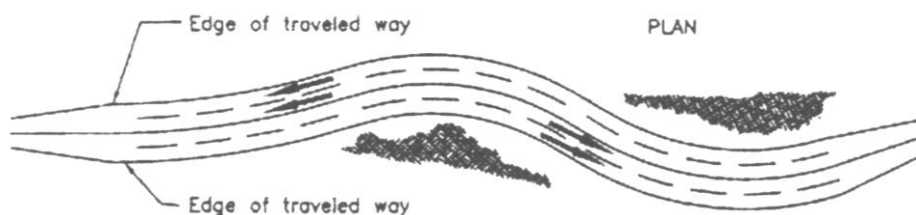
<sup>a</sup> La longitud máxima debe ser de 185 m para evitar que sea usado como carril de adelantamiento.

La longitud mínima es de 60 m. Las longitudes recomendadas se hacen sobre el supuesto que los vehículos lentos tienen velocidad de 8 km/h menos que la velocidad media del resto del tránsito. Si requieren hacer una detención lo harían usando una deceleración de  $3 \text{ m/s}^2$ . Las longitudes típicas de los ahusamientos son de 15 a 30 m. La anchura mínima es de 3 m y la deseable de 5m. La distancia de visibilidad mínima de los accesos al apartadero debe ser de 300 m. Se requiere una señalización adecuada para hacer uso eficiente de él y asegurar la operación. Es deseable demarcar con una línea el borde derecho para guía a los conductores (AASHTO, 2004).

Por su parte la NAASRA (1985) considera que en las pendientes extremas, cuando las velocidades de los camiones se reducen hasta 20 km/h o menos, se pueden considerar los apartaderos con longitudes hasta de 100 m y cuando se reúnen todas las siguientes condiciones: pendientes largas con más del 8%, porcentaje alto de vehículos pesados, volúmenes de tránsito general bajos, y costos de construcción altos.

### 2.2.5 Tramos cortos de cuatro carriles

Cuando se disponen carriles de adelantamiento en los dos sentidos se tiene una sección como se muestra en la Figura 2.16 (AASHTO, 2011). Tales secciones son particularmente ventajosas en el terreno ondulado y alineamiento serpenteante. En terreno ondulado, una carretera en tangente puede tener condiciones de restricción de adelantamiento aún si las pendientes están por debajo de la longitud crítica.



**Figura 2.16. Secciones de carriles de adelantamiento en alineamiento sinuoso (AASHTO, 2011).**

Estas secciones de cuatro carriles no necesitan separador ya que no hay separación del tránsito opuesto en las porciones de carretera de dos carriles adyacentes. Sin embargo, el uso de un separador sería ventajoso considerar en carreteras que llevan 500 veh/h o más, particularmente aquellas que se convertirán en un futuro próximo a cuatro carriles con división (AASHTO, 2011).

Las transiciones de anchos de secciones de dos carriles a las de tres o cuatro carriles deberían localizarse donde el cambio sea visto completamente por el conductor. Los tramos de carreteras de cuatro carriles, particularmente tramos divididos, de más de 3 kilómetros de longitud, pueden causar en el conductor la sensación errónea de que la carretera no es básicamente una vía de dos carriles. Es esencial, por eso, que las transiciones de anchura de cuatro o tres carriles a dos sean demarcadas y señalizadas apropiadamente para alertar al conductor que están acercándose a un tramo de carretera de dos (AASHTO, 2011).

### 2.2.6 Circulación por el arcén

Es una costumbre establecida por conductores de vehículos lentos en algunas partes de Estados Unidos de América y consiste en que los vehículos lentos se desplazan hacia la berma cuando otro vehículo se acerca por detrás y regresan al carril de circulación después de que el vehículo que lo seguía lo haya pasado. Ocurre cuando existen bermas pavimentadas adecuadamente y en efecto estas bermas funcionan como un apartadero continuo. Esta costumbre es vista como una actitud cortés hacia otros conductores que requiere un sacrificio pequeño o ninguno en la velocidad por cualquiera de los dos conductores.



Las entidades de carreteras deben evaluar la longitud de carretera de dos carriles con bermas pavimentadas así como su calidad estructural antes de decidir si la usan como ayuda en el adelantamiento. Otra consideración es que cuando la conducción por las bermas sea común, no se limitará a sitios seleccionados y ocurrirán en cualquier lugar del sistema donde haya bermas pavimentadas. Se sugieren anchuras de berma de al menos 3,0 m y preferiblemente 3,6 m. Ya que la conducción sobre las bermas aumenta como costumbre local, no se ha creado señalización especial para promover tal uso (AASHTO, 2004; TRB, 2000).

Unas pocas administraciones de carreteras motivan a los conductores de vehículos lentos a usar la berma de esta manera ya que mejora los niveles de servicio de la carretera sin los costos altos que resultarían con un carril de adelantamiento o ampliación de la vía. Por otro lado, muchas administraciones desestiman esta práctica ya que sus bermas no están diseñadas para el uso frecuente de vehículos pesados. Un Departamento de Transportes del oeste de los EUA generalmente no permite el uso de la berma por los vehículos lentos pero diseña tramos específicos para que puedan soportarlos. Estos tramos de berma para dicho uso tienen longitudes entre 0,3 y 5 km y están identificados con señalización (TRB, 2000).

Los investigadores han encontrado que el uso de la berma tiene alrededor de un 20% de efectividad en la reducción de grupos de vehículos comparable con un carril de adelantamiento de longitud similar (Harwood y Hoban, 1987; Harwood y St. John, 1985).

### **2.1.1 Secciones de uso de arcén**

Otra posibilidad de suministrar oportunidades de adelantamiento es permitir la circulación de camiones lentos en las bermas pavimentadas en sitios seleccionados y señalizados especialmente. Esta es una aplicación limitada del uso de la berma por parte de los vehículos lentos que la circulación por ella descrita en el caso anterior. Lo más frecuente es que los conductores recorran sobre la berma la longitud suficiente para que los vehículos que lo siguen lo adelanten y luego retornan al carril. Entonces, la sección funcionaría como un apartadero extendido. Esta alternativa posibilita a la entidad de carreteras a promover el uso de la berma solo donde tenga soporte suficiente a las demandas de tránsito previstas y se ha establecido la necesidad de oportunidades de adelantamiento más frecuentes debido a la gran cantidad de formación de grupos de vehículos. Generalmente el uso de secciones de berma está entre longitudes de 300 metros hasta 5 kilómetros. Se sugieren anchos de berma de al menos 3,0 m y preferiblemente 3,6 m. Se necesitan refuerzos estructurales a lo largo de superficies con buenas condiciones para soportar las cargas previstas. Además, particular atención en las condiciones de la berma ya que los conductores probablemente no la utilizarán si está rugosa, fisurada o cubierta de es-

combros. Se necesitan señales en los dos extremos de la sección de berma permitida para circular.

### **2.2.7 Secciones transversales amplias**

El HCM de 2000 (TRB, 2000) expone el ejemplo sobre esta alternativa más económica que un carril de adelantamiento para resolver los problemas de sobrepaso y que practican en algunos países europeos donde utilizan carreteras con los dos carriles ampliados un 50% sobre lo normal. Suecia, por ejemplo, ha construido 800 km de carretera con carriles de 5,5 m y bermas relativamente angostas de 1,0 m. El carril ancho permite a los vehículos rápidos adelantar a los lentos mientras invaden ligeramente el carril opuesto, los vehículos del carril opuesto se deben desplazar un poco hacia su berma para permitir la maniobra. Estas secciones de carril amplio se pueden instalar a intervalos, como los carriles de adelantamiento, para aumentar las oportunidades de adelantamiento.

Los investigadores han encontrado que las velocidades tienden a aumentar cuando el volumen es bajo en los carriles amplios, pero el efecto en las velocidades cuando son volúmenes altos varía (BERG, 1998). Más del 70% de los conductores indicaron que ellos perciben el incremento de las oportunidades de adelantamiento en los carriles amplios. Según Berg (1998) no se han asociado problemas de seguridad con los carriles amplios.

Aún no se han establecido procedimientos formales para evaluar la efectividad de la operación del tránsito en carriles ampliados respecto al incremento de oportunidades de adelantamiento en carreteras de dos carriles. Es razonable estimar el desempeño operacional del tránsito en un segmento de carretera de dos carriles conteniendo una sección con carriles amplios como intermedio entre el mismo segmento sin y con carril de adelantamiento de longitud comparable.

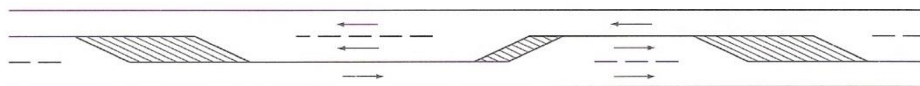
### **2.2.8 Carreteras 2+1**

Según AASHTO (2011), el concepto de carreteras 2+1 ha mejorado la eficiencia operacional y reducido las colisiones en carreteras de dos carriles seleccionadas. La Figura 2.17 ilustra este concepto, que consiste en suministrar una sección transversal de tres carriles continua acomodando a lo largo de la carretera carriles de adelantamiento de manera alterna a cada dirección de circulación.

La configuración de 2+1 puede ser un tratamiento adecuado para carreteras con volúmenes más altos que aquellos que pueden atender un solo carril de adelantamiento, pero no tan altos como para justificar una carretera de cuatro carriles. Esta opción también puede ser atractiva para aquellas condiciones con restricción ambiental o presupuestal, o ambas, donde una carretera de cuatro

carriles sería impráctica. Una carretera 2+1 podría operar generalmente, al menos, dos niveles de servicio más altos que una carretera convencional atendiendo el mismo volumen de tránsito.

Este esquema no debería ser considerado donde el volumen actual o futuro proyectado supere los 1200 veh/h en una sola dirección; es más eficiente una carretera de cuatro carriles. Este concepto puede aplicarse en una variedad amplia de composición de vehículos, suministrando oportunidades de adelantamiento en la medida que aumenta la participación de vehículos pesados. Por sus características, se recomienda que este esquema solo debe usarse en terrenos planos y ondulados, ya que en terrenos montañosos o con la presencia de pendientes muy pronunciadas solitarias es más conveniente usar carriles de ascenso.



**Figura 2.17. Carretera 2+1, AASHTO (2011).**

Un estudio realizado por el Instituto de Transporte de Texas (2001) consideró una serie de simulaciones realizadas con el TWOPAS en una carretera hipotética variando condiciones de tránsito como volumen bidireccional, porcentaje de camiones, longitud de carriles y espaciamiento entre ellos dispuestos emparejados a cada lado de una carretera de dos carriles. Se alcanzaron resultados en términos del PTSF y determinó criterios de diseño de estos carriles denominados carreteras “Super 2” para ser incluidos en el Manual de Diseño Geométrico del Departamento de Transporte de Texas.

Brewer y Venglar (2010) se refieren al mejoramiento de la operación vehicular por la provisión de carriles de adelantamiento periódicos en carreteras de dos carriles denominadas carreteras “Super 2” como alternativa de bajo costo antes de una carretera con 4 carriles. El Manual de Diseño de Carreteras de Texas contiene directrices en tal sentido para TPD hasta de 5000 veh/d. Menciona una investigación que desarrolla la ampliación de normas de diseño de longitudes y espaciamientos para volúmenes mayores, así como consideraciones de tipo de terreno y porcentaje de camiones. Este estudio se centró en dónde ocurre la maniobra de adelantamiento dentro del carril de adelantamiento y las implicaciones potenciales en la congestión, reducción de colisiones y mejoramiento de la seguridad. Según las mediciones realizadas en 2 sitios, encontraron que las carreteras tipo Super 2 mejoran la operación del tránsito y es una alternativa económica frente a las carreteras de 4 carriles. El uso del carril de adelantamiento se intensifica al principio de él. La gran mayoría de los camiones grandes utilizan el carril derecho permitiendo el adelantamiento por el izquierdo. Observaron que pueden medirse comportamientos claros del uso de los carriles según la demarcación y controles de circulación. En cuanto al efec-

to de mitigación de la congestión encontraron que este es limitado para volúmenes grandes.

## **2.3 Modelos de simulación**

En los procesos de investigación de carreteras de dos carriles que consideran la planificación, diseño y operación de diferentes alternativas, tales como la modificación del trazado y adición de carriles funcionando en diversos escenarios, ha sido fundamental la utilización de herramientas computacionales específicas. Estas herramientas son básicamente modelos de simulación microscópicos que permiten gran agilidad y versatilidad en las actividades de evaluación de innumerables alternativas. En esta parte se mencionarán los modelos más utilizados, las necesidades de aplicación, y los resultados que arrojan ante las experiencias de su utilización.

Hay dos modelos de simulación microscópicos que se utilizan tradicionalmente en este campo que son el TRARR y el TWOPAS.

### **2.3.1 El modelo de simulación TRARR**

#### **a Carriles de adelantamiento:**

Luego de una revisión de los modelos de simulación fue el TRARR (Traffic on Rural Roads) desarrollado en la Australian Road Research Board (AARB) el que mejor se ajustó a la evaluación de carriles de adelantamiento. Este modelo microscópico ha sido continuamente refinado y probado por la AARB (Hoban et al., 1985) y las instituciones de carreteras durante los estudios de planificación e investigación relacionados con los carriles de adelantamiento; además, es un modelo particularmente amigable para el usuario. El TRARR puede usarse para simular en detalle la operación del tránsito en carretera y para investigar los efectos de los cambios en las características del tránsito y de la vía. Mediante la modificación de las características del tránsito, el usuario puede investigar el efecto del aumento de los volúmenes, de más camiones pesados o de cambios en el tamaño y potencia de los vehículos. Se considera que la sección de análisis de carretera es de dos carriles y de doble sentido, sin intersecciones o actividades importantes en el entorno a la vía; de esta manera los vehículos solo pueden entrar o salir por los extremos de la carretera. Pueden adicionarse carriles auxiliares a uno o ambos lados, de esta forma pueden modelarse carriles de ascenso, de adelantamiento, secciones de tres o cuatro carriles. El TRARR permite estudiar restricciones de adelantamiento, carriles auxiliares, curvas verticales y horizontales y distancias de visibilidad variables. Los vehículos pueden variar en rendimiento y los conductores en su comportamiento cuando están impedidos, seguidos por otros vehículos, adelantando o mezclándose. El TRARR genera el tránsito ingresándolo al segmento de vía simulada y revisa el progreso de la posición, velocidad y aceleración de cada

vehículo a lo largo de la carretera a intervalos generalmente de un segundo. El programa requiere cuatro archivos de datos de entrada conteniendo la siguiente información:

1. Tránsito (volumen, composición, distribución por sentidos, velocidad deseada promedio y su desviación estándar; también el tiempo transcurrido y total de la simulación);
2. Geometría de la carretera (pendientes, curvas, barreras, distancia de visibilidad y carriles auxiliares);
3. Características del conductor y del vehículo (longitud, aceleración, desarrollo de las maniobras de seguimiento y adelantamiento hasta para 18 tipos de vehículos);
4. Tipo de salidas necesarias y localización de los puntos de observación e intervalos a lo largo del segmento simulado.

Para cada dirección de viaje, el modelo entrega resultados en los puntos de observación especificados (velocidad instantánea y porcentaje de vehículos en grupos) e intervalos (tiempo de viaje y velocidad promedios y sus desviaciones estándar, tasa de adelantamientos, porcentaje de tiempo de viaje gastado en el seguimiento y consumo de combustible).

Morrall y Thomson (1990), aplicaron el TRARR para evaluar operacionalmente, en términos de porcentaje de tiempo consumido en el seguimiento y en grupos de vehículos, los efectos de carriles de adelantamiento en la carretera Transcanadiense, encontrando beneficios de estos parámetros a lo largo de una determinada longitud después de los sitios donde estos carriles se instalaron.

El trabajo de May (1991) consistió en la aplicación del TRARR en sitios de carreteras de California (EU) con el propósito de conocer la operación del tránsito y hacer análisis de sensibilidad: en el primero, para conocer el efecto de la longitud de carriles de adelantamiento, el efecto del carril de adelantamiento en las condiciones hacia adelante de él, y el efecto del nivel de flujo y la composición vehicular en los parámetros del tránsito; y en el segundo, para responder a interrogantes sobre el efecto de la longitud del carril de adelantamiento en el desempeño del tránsito dentro del carril de adelantamiento, el efecto de los carriles de adelantamiento y sus longitudes en las condiciones del tránsito hacia delante y el efecto del nivel de flujo y la composición del tránsito en el desempeño del tránsito dentro del carril de adelantamiento. El efecto de la longitud del carril de adelantamiento en el tránsito se investigó con medidas de efectividad como el número de adelantamientos, la reducción en el porcentaje del tiempo de demora y los ahorros en tiempo de viaje anuales. Los resultados muestran que el número de adelantamientos, la reducción del porcentaje de

demora y los ahorros de tiempo de viaje anuales se incrementan con el aumento de la longitud del carril de adelantamiento pero a una tasa decreciente.

Los resultados también se analizaron relacionando los indicadores con la longitud del carril de adelantamiento. Los resultados normalizados mediante la división de la reducción en porcentaje del tiempo de demora y de los ahorros estimados entre la longitud del carril de adelantamiento indican que los carriles de adelantamiento cortos parecen ser más efectivos. Sobre la base de estos resultados, las longitudes de carriles de adelantamiento más efectivas para sitios similares a los tres estudiados son de 0,25 a 0,75 millas (0,4 a 1,2 km).

En el análisis de sensibilidad se estudió la longitud efectiva, es decir, la distancia más allá del final del carril de adelantamiento donde se recupera el porcentaje de demora que se tenía al principio del carril de adelantamiento y se encontró que crece de acuerdo a la longitud del carril pero a una tasa decreciente teniendo el punto de inflexión de una curva que represente este comportamiento en la longitud de carril de 1,2 km; además, se estudió este comportamiento en términos de la longitud efectiva relacionada con la longitud del carril de adelantamiento y se halló que los carriles cortos eran los más productivos. Para las longitudes de carril estudiadas de 400 y 1200 m se hallaron longitudes efectivas de 3200 y 8000 m, respectivamente.

El efecto del flujo y de la composición vehicular en el funcionamiento del carril de adelantamiento se estudió considerando tres medidas de desempeño: el número de adelantamientos/hora, variación del porcentaje de tiempo de demora (entre la salida y el de entrada), y velocidad. Para los valores analizados de flujo desde 50 a 300 veh/h y de vehículos distintos a autos hasta de 40%, se halló que el número de adelantamientos/hora estaba entre 50, 100 y 150; para composición vehicular de autos entre 94% y 92%, los adelantamientos eran del 50% del flujo en el carril de adelantamiento y casi del 67% si los autos eran del 60%.

En relación al segundo indicador (cambio del porcentaje del tiempo de demora) se concluyó que las reducciones más grandes ocurren para niveles de flujo bajos con un alto porcentaje de vehículos distintos a automóviles y las reducciones menores para la situación contraria. Y en relación al tercer indicador (velocidades) se observa que para los flujos considerados, el flujo no tiene efecto en las velocidades, por otro lado, las velocidades se redujeron de 98 a 88 km/h en la medida que la proporción de automóviles pasó de 100% a 60%.

El TRARR también fue aplicado por Archilla y Morrall (1995) para la planificación y diseño de carriles de adelantamiento en algunos tramos de carretera de California para simular el impacto de un sistema propuesto de carriles de adelantamiento en el nivel de servicio. El porcentaje de tiempo gastado en seguimiento fue una de las medidas de efectividad. Los criterios para determinar la necesidad de carriles de adelantamiento fueron: mantenimiento del nivel de servicio "C" en el año de diseño (el umbral en porcentaje de tiempo gastado en

seguimiento es del 60%) y provisión de oportunidades seguras de adelantamiento a intervalos regulares. El método de análisis consistió en un proceso iterativo para que la configuración de carriles de adelantamiento mantenga el nivel de servicio "C" y además localizarlos teniendo en cuenta una serie de restricciones físicas. El resultado mostró un efecto favorable en el indicador al contrastar las condiciones con y sin el sistema de carriles de adelantamiento.

b *Carriles de ascenso:*

Wolhuter y Polus (1988) estudiaron una alternativa para justificar la dotación de carriles de ascenso basada en la demora. Consideraron las velocidades medias espaciales para vehículos con intervalos de 10 s o más como velocidades deseadas (la demora es función de la velocidad media espacial). El TRARR se empleó para derivar las velocidades medias espaciales de los automóviles en varias pendientes a lo largo de una serie de flujos de tránsito. Se midieron velocidades medias temporales en varias condiciones que se utilizaron para calibrar el TRARR. El incremento del flujo conduce a velocidades medias espaciales más bajas que las deseadas, y esta reducción de velocidad es la base para el cálculo de la demora (la simulación ofrece una técnica conveniente para la determinación de la demora).

En la determinación de una relación entre la velocidad y la pendiente se requirió la calibración del modelo TRARR en dos etapas: primero, se realizaron ejecuciones con cada uno de los 18 tipos de vehículos en las siete pendientes de las carreteras estudiadas; de esta forma las velocidades deseadas para cada clase de vehículo en las pendientes derivadas de la simulación se analizaron por regresión para obtener relaciones confiables entre la velocidad y la pendiente; la inspección visual sugiere que la mejor correspondencia puede darse utilizando para automóviles el tipo 11 del TRARR, para camiones el tipo 7 del TRARR y para semiremolques la clase 6 del TRARR; segundo, se modelaron corrientes de tránsito conteniendo estas clases de vehículos, con los porcentajes observados en las diferentes pendientes. Interesaron las demoras sufridas por los automóviles. Un análisis más profundo condujo a relacionar la velocidad promedio de los automóviles versus la pendiente y el flujo para las clases de vehículos escogidas en el modelo. Se pudo estimar la demora considerando su definición y las ecuaciones de velocidad derivadas de la aplicación del modelo. El producto de la demora por automóvil y el flujo de automóviles resultaron como la demora total por kilómetro recorrido por hora.

Mendoza y Mayoral (1994) buscaron definir un procedimiento para evaluar la factibilidad económica de carriles de ascenso, vieron la necesidad de adaptar el procedimiento y criterios que establece el HCM a las condiciones mexicanas. Usaron como herramienta el TRARR, el cual se calibró para minimizar las diferencias entre los valores simulados y los de campo para velocidades ascendentes promedio y porcentaje de tiempo de viaje gastado en el seguimiento. Con el modelo calibrado se estimaron las velocidades en ascenso promedio para los

diferentes tipos de vehículos y el porcentaje de vehículos circulando en grupos, con errores máximos de 15 y 17%, respectivamente, para un intervalo del 90% de confianza. Con el modelo calibrado y los datos de campo recolectados, se modificó el procedimiento y criterios para el cálculo de los niveles de servicio del HCM en pendientes específicas. La relación flujo a capacidad versus velocidad de ascenso promedio que contiene el HCM fue redefinida, así como se adaptaron las equivalencias en vehículos de pasajeros presentadas en el HCM. Se analizó la factibilidad económica para pendientes específicas con longitudes menores de 3000 m y una serie de casos con tres niveles de condiciones de tránsito. En estos casos analizados, se utilizó el TRARR para evaluar la velocidad ganada obtenida por los automóviles, buses y camiones al adicionar un carril de ascenso. Subsecuentemente, se calcularon los beneficios económicos ya que las ganancias de velocidad disminuyen los costos operacionales de los diferentes tipos de vehículos, el valor del tiempo de viaje de conductores y de pasajeros de buses, y el costo de oportunidad de la carga transportado en camiones.

c *Pendientes descendentes:*

Archilla y Morrall (1995) investigaron la operación de vehículos en pendientes descendentes que implicó la adaptación del TRARR y la selección de un modelo para la predicción de velocidades sin impedimento en pendientes descendentes; para ello se trabajó en la inclusión en el TRARR del modelo micro-transicional del Banco Mundial (Watanatada et al., 1987) que considera la influencia de los alineamientos vertical y horizontal, la rugosidad de la superficie, desempeño del vehículo y velocidades deseadas.

Para calibrar el modelo micro-transitorio para las condiciones canadienses, se tomaron datos en dos pendientes descendentes largas y escarpadas: el primer paso, fue seleccionar algunos parámetros del desempeño de los vehículos como el coeficiente de arrastre, el área frontal y la masa del vehículo; en un segundo paso, se intentó modificar algunos parámetros para cada vehículo para obtener una buena aproximación a los valores observados.

Aunque el modelo micro-transitorio atenúa la diferencia de velocidades, no es suficiente. La comparación entre las velocidades predichas y observadas para buses, camiones rígidos, semiremolques y combinación de camiones es buena, sin embargo, las predicciones para automóviles y vehículos recreativos son aceptables pero basadas en datos de pocos sitios, por lo tanto, deben usarse con cautela.

Para la inclusión del modelo micro-transicional en el TRARR se realizaron pruebas de calibración de los procesos de entrada y salida de vehículos. El TRARR hace uso de índices de velocidad de carretera para tener en cuenta los efectos de las curvas en la velocidad libre; entonces, se asignó un índice de velocidad a cada combinación de multiplicadores de velocidad para las seis



categorías de vehículos. Para determinar que tan bien simuló el modelo el proceso de entrada, se tomaron datos en la parte alta de la pendiente descendente de Great Divide. Se realizó un proceso de ensayo y error para obtener la composición del tránsito de salida que se equilibrara con la composición del tránsito de entrada y se encontró que se ajustan bien.

Se puede concluir que el proceso de entrada generado por el TRARR puede ser muy impreciso dependiendo de la composición del tránsito y de las características de la carretera hacia atrás de la sección de entrada. Igualmente para el proceso de salida se hicieron calibraciones. Los datos limitados no permitieron el cálculo de ecuaciones de regresión. Las modificaciones fueron abandonadas; la velocidad fue generalmente subestimada. Según este trabajo el modelo de predicción de velocidades micro-transitorio fue un “buen complemento” al TRARR para predecir los flujos de tránsito en pendientes descendentes. La capacidad del TRARR para generar las características del tránsito similares a aquellas observadas en la parte baja de las pendientes descendentes demostró su robustez al modelar. Los errores generados por el modelo son buenos dentro de los límites de los datos de entrada. Sin embargo, los problemas de subestimación de la desviación estándar de las velocidades están por resolver. Aunque se intentó tener en cuenta el incremento de la desviación estándar de la velocidad en pendientes descendentes, los resultados no fueron satisfactorios.

### **2.3.2 El modelo de simulación TWOPAS**

Khan et al. (1991) pretendieron diseñar una metodología para estimar el nivel de servicio resultante por la dotación de un carril de adelantamiento y escogieron como indicadores de efectividad el porcentaje de tiempo de viaje demorado (tomaron su equivalente y medible, el porcentaje de vehículos en pelotón) y la velocidad promedio de viaje. Para adelantar el análisis se escogió el TWOPAS, desarrollado por el Midwest Research Institute para la Federal Highway Administration (FHWA), que simula la operación del tránsito en carreteras de dos carriles (con o sin carriles auxiliares) mediante la revisión de la posición, velocidad y aceleración/deceleración y el avance de cada vehículo en la carretera a intervalos de un segundo. El TRARR opera básicamente sobre los mismos principios del TWOPAS.

El TWOPAS considera 13 tipos de vehículos. Permite la especificación de la velocidad promedio de aproximación. La distribución de velocidades de cada categoría de vehículo está representada de acuerdo a una función de densidad de probabilidad normal truncada. En términos relativos, el TWOPAS tiene más resultados que el TRARR, tales como histogramas de velocidad general, límites de tiempo, terminaciones espontáneas, y resumen de intervalos y formación de pelotones. Sobre la base de las capacidades del modelo, familiaridad con los resultados del programa y experiencia con su uso, se escogió el TWOPAS para usarse en este estudio.

TWOPAS permite la simulación detallada de la operación del tránsito, basada en las características del tránsito y de la carretera especificadas por el usuario, tales como geometría de las vías, restricciones de adelantamiento, presencia de carriles auxiliares, curvatura vertical u horizontal, control del tránsito o variables que influyen sobre la distancia de visibilidad. El modelo solicita la especificación de la población y características de los vehículos relevantes al ambiente de aplicación, como las características de potencia y peso y vehículos próximos en la misma dirección que están a la vista en cualquier momento dado o características del conductor. El modelo toma, para determinar la capacidad de rendimiento de camiones y de buses, la relación peso/potencia neta, relación de peso/área frontal proyectada, un factor de corrección de la potencia por la altitud local, y un factor de corrección de resistencia aerodinámica por la elevación local. Las capacidades de desempeño del vehículo fueron consideradas en términos de la aceleración máxima utilizando la potencia disponible máxima y las limitaciones en el uso sostenido de la potencia máxima.

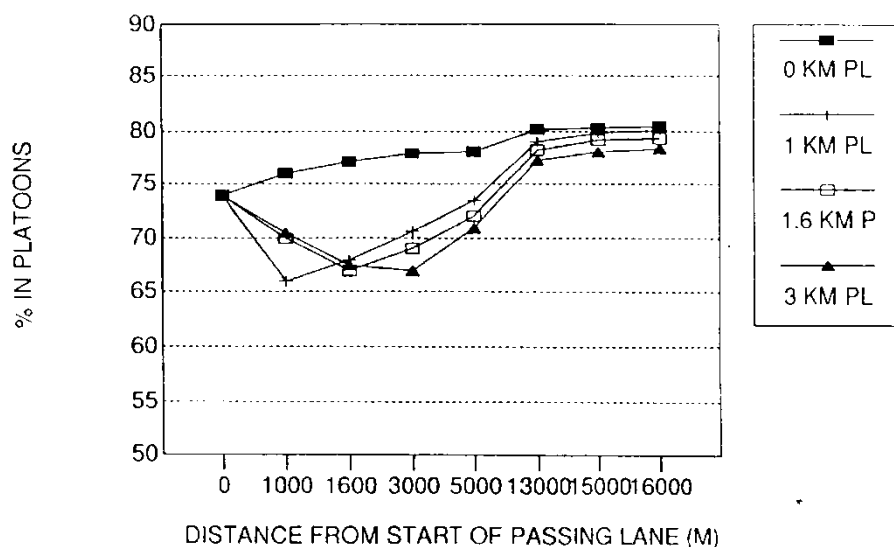
El modelo incorpora decisiones de adelantamiento realísticas y rechazos del adelantamiento. También puede simular las operaciones del tránsito en carriles de adelantamiento y de ascenso, incluyendo la operación de la adición y de áreas de transición de anchura de carriles y en los cambios de carril dentro de secciones de carriles de adelantamiento o de ascenso. Los datos puntuales, de espacio, de interacción entre vehículos y de viajes en general son acumulados y procesados, y se imprimen varios resúmenes estadísticos. El modelo también da resultados en diferentes lugares y subtramos a lo largo de la carretera simulada.

Los parámetros del tránsito que pueden especificarse son el volumen, la velocidad, la distribución direccional, etc. Dispone de numerosas salidas como son la velocidad instantánea, velocidad promedio, el número de adelantamientos y medida de la formación de grupos de vehículos. Para el uso de modelos de microsimulación en general y el TWOPAS en particular es de interés comentar que una versión anterior de este modelo fue usada para desarrollar las funciones contenidas en el capítulo de carreteras rurales de dos carriles del HCM de 1985 y se conoce que ha sido utilizado en la versión del 2000 según la FHWA (2013).

Dada la ausencia de información de sitios en carreteras de dos carriles con y sin carriles de adelantamiento, se seleccionó en forma aleatoria aspectos de la carretera y del tránsito que se usaron como entradas al TWOPAS. Se especificaron dos tipos de formación de grupos de vehículos a la entrada de los tramos simulados con el propósito de observar las respuestas a tales escenarios. Los resultados, en términos de los indicadores escogidos, cubrieron el tramo completo hasta el final de la distancia efectiva.

Las regresiones desarrolladas relacionaron las entradas al TWOPAS con las variables del desempeño de la operación del tránsito; los datos de la carretera

y del tránsito fueron las variables independientes y los resultados del TWOPAS las variables dependientes. Los datos se clasificaron de acuerdo al terreno, prohibición o no del adelantamiento, formación de grupos alta o baja a la entrada del tramo de carretera y la presencia o no de carril de adelantamiento. Se desarrollaron dos grupos de ecuaciones de regresión para estimar el porcentaje de vehículos en grupo (al final del tramo de carretera y al final de la distancia efectiva) y de la velocidad promedio. La Figura 2.18 ilustra la influencia de diferentes longitudes de carril de adelantamiento; aunque a mayor longitud es mayor el efecto en términos de reducción de formación de grupos de vehículos, la efectividad económica y los beneficios netos para carriles mayores a 2 kilómetros no son mayores que para los carriles más cortos. Parece que un carril de 2 km es la longitud más efectiva económicamente. Parece apropiado un nivel de volumen de 1500 veh/h para la distancia efectiva.



V = 1500 vehículo/h, Distribución = 50/50, Camiones=Recreativos=10%.

**Figura 2.18. Porcentaje en Pelotón (dirección de avance), Khan et al. (1991).**

Taylor y Jain (1991) estudiaron las maniobras de adelantamiento, estimaron los ahorros de tiempo de viaje y los beneficios por reducción de accidentalidad mediante investigaciones sobre la operación en carreteras de Michigan. Considerando que el HCM para establecer el nivel de servicio cuantifica el porcentaje de vehículos demorados aplicaron el TWOPAS. Sus salidas incluyeron el porcentaje de vehículos en pelotón, el porcentaje de vehículos en o por encima de la velocidad deseada, demora para un lugar especificado y demora promedio de la vía simulada. Estos lugares fueron los mismos en los cuales se instalaron los equipos para recoger los datos de campo. Los conductores se caracterizan

mediante el factor de sensibilidad al seguimiento de vehículos, el cual relaciona la respuesta y el estímulo en dicho seguimiento y fue tomado como 0.8. TWOPAS necesitó la velocidad deseada media y su desviación estándar; esta distribución da la velocidad a la cual los conductores están dispuestos a conducir bajo condiciones de la vía dadas e indirectamente representa las características del conductor. El modelo considera diez tipos de conductores definidos según lo anterior. La mayoría de los datos de entrada se recogieron en el campo; unos pocos valores se tomaron por omisión del TWOPAS. Para calibrar el modelo se utilizaron tres tipos de camiones, un tipo de bus y dos tipos de vehículos y/o camionetas. Los datos de velocidad se recolectaron a intervalos de 5 mi/h (8 km/h) y se graficaron para obtener la distribución de velocidad de los vehículos en el campo, específicamente la velocidad media deseada y su desviación estándar. Se contabilizaron los vehículos que tenían un intervalo menor de 5 s para obtener el porcentaje de vehículos en pelotón, además, volúmenes, velocidades, intervalos, y composición vehicular.

Para la calibración se tomaron datos de campo en dos secciones con carriles de adelantamiento. La capacidad para simular los carriles de adelantamiento y de ascenso fue validada con datos de campo por Harwood et al. (1985). Se encontró una buena armonía entre los resultados del modelo y los datos de campo sobre conformación de pelotones y velocidades hacia atrás y hacia adelante de los carriles de adelantamiento.

Una vez calibrado, se ejecutó con una amplia variedad de valores de entrada para obtener la demora promedio y para determinar la sensibilidad de la demora. Los resultados permitieron desarrollar justificaciones para la construcción de carriles de adelantamiento, los costos por demora del conductor y de los accidentes.

Puede obtenerse el porcentaje de vehículos en pelotón en diferentes lugares para calibrar el modelo. Los valores de salida del modelo se compararon con valores de campo en diferentes lugares a lo largo de la vía simulada y utilizando volúmenes horarios y tránsito mixto recolectado para ambas direcciones de flujo y para diferentes distribuciones de velocidades deseadas. Los valores del factor de sensibilidad fueron modificados hasta que los resultados del modelo armonizaran lo mejor posible con los datos de campo sucediendo para un valor de 0.5.

Los valores de campo están cerca a los valores de simulación, lo cual indica que el modelo está simulando bien el comportamiento de las carreteras de Michigan para velocidades deseadas 92,4 p/s (63,0 m/h ó 100,8 km/h) con una desviación estándar de 8,58 p/s y un factor de sensibilidad al seguimiento de vehículos de 0,5.

El modelo calibrado también se utilizó para estudiar los beneficios operacionales ganados por la provisión de carril de adelantamiento en carreteras de dos carriles en términos del Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados

Unidos, que usa la demora y el porcentaje de vehículos en pelotón. Se utilizaron tres configuraciones de perfiles de carretera para este estudio. En la primera configuración, se suministraron dos carriles de adelantamiento (uno en cada dirección); en la segunda configuración, se proveyó un carril de adelantamiento en la dirección uno solamente; y en la tercera configuración, se suministró un carril de adelantamiento para la dirección dos solamente. Las ejecuciones se hicieron para todos los tres casos con volúmenes de 500, 800 y 1.000 v/h.

Un estudio realizado por Midwest Research Institute (NCHRP, 1998), con el propósito de desarrollar los procedimientos de análisis de la capacidad y calidad del servicio en carreteras de dos carriles en EEUU, contempló 8 tareas de las cuales la 6ª fue el mejoramiento, calibración y validación del modelo de simulación seleccionado que se dio a conocer en el informe parcial sobre los logros en la documentación y actualización del código del modelo TWOPAS y documentar todos los mejoramientos a dicho modelo. Este estudio, además de confrontar las funciones entre los modelos de simulación TRARR y TWOPAS, sirvió para que este último fuese el seleccionado para concluir el estudio; entonces, se le detectaron las necesidades de mejoramiento de sus funciones y corrección de errores. Se identificaron 99 subrutinas en el TWOPAS y se desarrollaron mejoras a aproximadamente 20 de ellas, luego de varias decisiones sobre prioridad en la atención dejando documentado tales modificaciones.

Junto a esto se hicieron modificaciones a una interface para entrada de datos, denominada UCBRURAL, que servía para los modelos TRARR y TWOPAS, pero al final del estudio se adaptó para servir de interface solamente del modelo TWOPAS. El UCBRURAL cumplía algunas funciones que ahora desempeña el IHSDM.

Según el estudio realizado por la NCHRP (1998), TWOPAS fue utilizado para desarrollar el capítulo sobre capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles del HCM considerando como capacidad operativa del parque automotor de los EEUU los valores que se encuentran por omisión en el archivo de configuración del TAM, modulo del IHSDM (FHWA, 2013).

### **2.3.3 El modelo de la VTI**

De acuerdo con McLean (1989) este modelo fue desarrollado por el Instituto Nacional de Suecia de Investigación en Tránsito y Carreteras (VTI), como parte de un programa de investigación formulado para el análisis del comportamiento del tránsito para la administración de la red de carreteras. Se escribió en SI-MULA-67. Se empleó como parte de un conjunto de programas, tal como se ilustra en la Figura 2.19. Su Programa de Bloques de la Carretera conforma el tramo de carretera simulada, como una serie de bloques discretos que son uniformes en términos de límite de velocidad, sección transversal, curvatura horizontal, pendientes y prohibición de adelantamientos.

Los vehículos son generados como autos o tres tipos de camiones, con probabilidades de acuerdo con la composición vehicular. La distribución de la velocidad deseada se especifica en 24 valores de percentiles de tamaño cuatro. Las velocidades deseadas se asignan a cada tipo de vehículo de acuerdo con una muestra de valores de los percentiles de tamaño cuatro y con probabilidad según la composición vehicular. La relación peso/potencia se asigna de acuerdo a una distribución para cada tipo de vehículo. En ausencia de la especificación de agrupamiento de vehículos a la entrada de la vía, los vehículos ingresan a la vía de acuerdo a una distribución de intervalos tipo exponencial desplazada.

El Programa de Tránsito a Flujo Libre determina los perfiles de velocidad sin impedimentos de vehículos recorriendo la carretera simulada y esto se constituye como un dato de entrada al Programa de Simulación del Tránsito. Los factores de reducción de la velocidad correspondiente al límite de velocidad, sección transversal y curvatura son derivados de datos de velocidad empíricos obtenidos en las carreteras suecas. La velocidad limitada por las pendientes se determina de una ecuación de balance de fuerzas para la relación peso/potencia específica. Se aplican las aceleraciones y deceleraciones nominales en las transiciones entre bloques de velocidades sin impedimentos determinada para cada carretera.

La lógica de alcance de vehículos corresponde al enfoque de probabilidades de aceptación de brechas que ha sido derivada de estudios empíricos de adelantamientos. Esta lógica considera el tipo de adelantamiento (lanzado o con seguimiento), tipo de brecha, clase y velocidad del vehículo adelantado y sección transversal de la carretera. Se consideran 32 combinaciones de estos factores y una relación separada entre la probabilidad de aceptación de brecha y el tamaño de la brecha (distancia) para cada combinación. Se advierte que el factor de velocidad del vehículo adelantado en la lógica de decisión está limitado a consideraciones de si el vehículo líder está circulando a una velocidad mayor o menor que 72 km/h. Este es un tratamiento de la velocidad del líder más grueso que el empleado en otros simuladores, pero los datos suecos de adelantamiento no tienen evidencia estadística para justificar una subdivisión más detallada.

La simulación produce dos archivos de resultados para el análisis externo. En uno se describe los movimientos simulados de cada vehículo a lo largo de la carretera y el otro contiene registro de cada evento (o cambio de estado) que ocurrió durante la simulación. Se pueden obtener indicadores secundarios como el consumo de combustible y los conflictos de adelantamiento.

Las aplicaciones anteriores del modelo fueron limitadas a investigaciones solicitadas por la Agencia Nacional de Carreteras de Suecia entre las que se tuvo el análisis de carriles para vehículos lentos en pendientes ascendentes y la evaluación de opciones de mejoramiento de carreteras de mayor jerarquía.

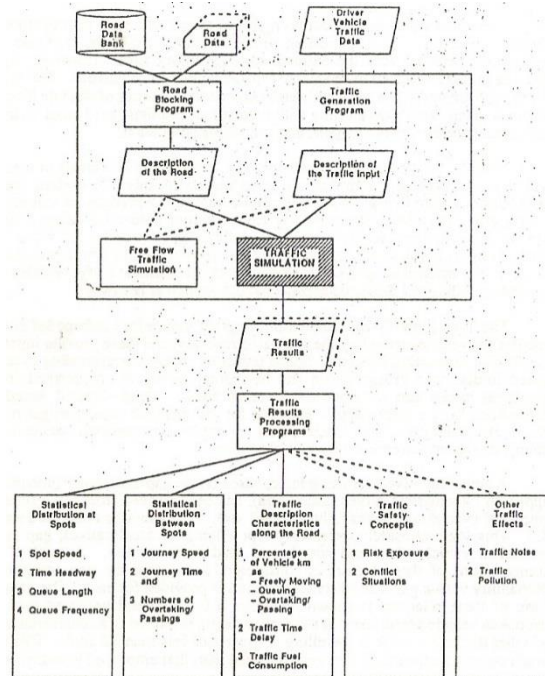


Figura 2.19. Estructura del programa del modelo de simulación VTI, McLane (1989).

### 2.3.4 Selección del modelo a emplear

De acuerdo con la experiencia de Khan et al. (1991) en la aplicación del TWOPAS, consideró que simula 13 tipos de vehículos, permite la especificación de la velocidad promedio de aproximación, y la distribución de velocidades de cada categoría de vehículo está representada de acuerdo a una función de densidad de probabilidad normal truncada. En términos relativos el TWOPAS tiene más resultados que el TRARR, tales como histogramas de velocidad general, límites de tiempo, terminaciones espontáneas, y resumen de intervalos y formación de pelotones. Sobre la base de las capacidades del modelo, familiaridad con los resultados del programa y experiencia con su uso, se escogió el TWOPAS para usarse en este estudio.

Al realizarse esta tesis con datos en carreteras colombianas se tuvo en cuenta, en la decisión del modelo a usar, antecedentes importantes como la aplicación del TWOPAS, en la revisión del Manual de Capacidad y Nivel de Servicio de

carreteras de Dos Carriles de Colombia en 1996, para lo cual se recibió asesoría de quienes estudiaron su sensibilidad a cambios de parámetros útiles para procesos de calibración (Archilla, 1996) y de la asesoría del doctor Guido Radelat como director de tal revisión hecha para el Instituto Nacional de Vías de Colombia – INVIAS.

Además, se realizó una aplicación de este modelo en Colombia que sustenta la escogencia del modelo para usarlo en esta tesis, hecho por la Pontificia Universidad Javeriana (1997).



### **3. Objetivos e hipótesis**

#### **3.1 Objetivo general**

El objeto de la investigación es la elaboración de procedimientos para facilitar el adelantamiento en carreteras convencionales considerando la provisión de carriles auxiliares apoyados con el uso de simulación.

#### **3.2 Objetivos específicos**

- Establecer el estado del conocimiento respecto a maniobras de adelantamiento, demoras ocasionadas por la imposibilidad de adelantar en carreteras convencionales, mejoras geométricas sencillas para facilitar el adelantamiento, modelos de simulación y su aplicación al análisis del tránsito.
- Realizar un estudio experimental de maniobra de adelantamiento en pendientes ascendentes.
- Calibrar el modelo de microsimulación TWOPAS al medio colombiano con las observaciones experimentales anteriores.
- Validar el modelo TWOPAS.
- Aplicar el modelo validado de TWOPAS para múltiples escenarios y configuraciones de tramos de carretera convencional con carriles de ascenso.
- Elaborar un procedimiento para justificar el uso de los carriles de ascenso, estimar sus beneficios, sus costos y establecer los criterios de diseño para su localización.

#### **3.3 Hipótesis**

El uso de carriles de adelantamiento supone que la atención satisfactoria de los adelantamientos que se originen se puede lograr con carriles de mayor longitud que los de ascenso, en principio, porque las maniobras se hacen a velocidades más altas de los vehículos participantes.

Como el ámbito de calibración fue Colombia, donde el parque automotor tiene capacidades operacionales menores que los valores representados en los parámetros del modelo y de los países origen de las referencias bibliográficas de diseño o justificación de carriles auxiliares, se supone que las directrices de diseño resultantes de este estudio diferirán de las reportadas en la literatura

científica y se estima serán recomendaciones de diseño algo más restrictivas en el siguiente sentido, que se corresponde con las hipótesis principales de esta investigación:

- El inicio de los carriles de ascenso será más cercano al inicio de las pendientes.
- Las longitudes óptimas de los carriles de ascenso o adelantamiento en términos de adelantamientos/kilómetro serán más largas.
- La longitud efectiva por beneficios del carril auxiliar se producirá en menor extensión.
- Para la validación del TWOPAS en la carretera CV-13 y dadas las buenas especificaciones técnicas del trazado de la carretera y la mejor capacidad operacional de los vehículos que sus correspondientes en la carretera donde se realizó la calibración del TWOPAS en Colombia, podría esperarse que la validación del TWOPAS no se diera, lo cual correspondería con una situación razonable.

El análisis operacional de los vehículos, para determinar las condiciones de uso de los carriles auxiliares para facilitar el adelantamiento, se practica con la aplicación de un modelo de simulación microscópico que se calibró para las condiciones de ámbito colombiano y en esta labor se supuso que la clasificación de los tipos de conductores es la misma que por defecto asume el modelo, lo cual se cree no corresponde con la realidad y sería objeto de una investigación futura ya que se limitó la calibración a la consideración de las capacidades operacionales de los vehículos; solamente se considera indirectamente la clasificación de los conductores a través de la especificación de las velocidades deseadas.

## 4. Metodología

De acuerdo al objetivo que se persigue es necesario observar la operación de los vehículos en una carretera convencional, especialmente la maniobra de adelantamiento en pendiente ascendente, por lo que es fundamental obtener datos sobre las variables representativas del tránsito como volumen y velocidad pero también otras que permiten el mejor entendimiento de la operación vehicular como los intervalos, brechas, longitud, separación, espaciamiento, brechas aceptadas y rechazadas frente al adelantamiento, etc., de todos los vehículos en una corriente que sea representativa de la carretera y que permita observar las maniobras de adelantamiento.

Para este propósito es importante seleccionar una carretera en condiciones adecuadas para observar la maniobra de adelantamiento y por ello se seleccionó un tramo de una carretera entre Popayán y Cali, particularmente entre la intersección que conduce a la población de Totoró y el sitio denominado Las Margaritas, que se caracteriza por ser una carretera convencional en terreno ondulado y montañoso presentando pendientes ascendentes convenientes para el objetivo de este estudio, con el nivel de volumen que permitiese la ocurrencia de adelantamientos en un tramo con una tangente vertical suficientemente larga para que los adelantamientos se presenten y que fue tomado como el tramo experimental.

### 4.1 Fase experimental

Con el propósito de observar la maniobra de adelantamiento y la operación del tránsito se seleccionó un tramo experimental con inclinación de 5,3% en la carretera convencional que comunica la ciudad de Popayán con Cali (Colombia) entre los puntos kilométricos P.K. 3+387,630 y P.K. 12+174,000. La zona de adelantamiento se desarrolla entre los puntos kilométricos P.K. 10+650 y P.K. 10+820

Aquí se registró en video desde una posición lateral y otra longitudinal al tramo experimental (abarcando desde el P.K. 10+650 al P.K. 10+770) la circulación de los vehículos en los dos sentidos, incluyendo en el campo de filmación un cronómetro marcando el tiempo hasta las décimas de segundo. Posteriormente con base en referencias espaciales (secciones transversales a la vía separadas 20 metros) se hizo la reducción de la información de manera manual identificando el instante de paso del parachoques delantero y trasero de cada vehículo en cada dirección. Así se obtuvo con toda esta información los valores de las siguientes variables: volumen, velocidad, intervalo, brecha, tipo y longitud de vehículo y determinar la relación peso/potencia de los vehículos.

Con esa información se construyeron diagramas tiempo-espacio de las trayectorias de los vehículos que participaban en maniobras de adelantamiento determinándose los tipos de maniobras y las características con todo detalle de

ellas teniendo como modelo básico de sus componentes el basado en Radelat (2003).

La información obtenida a su vez permite calcular indicadores operacionales comparables con los resultados de la simulación con TWOPAS y determinar el grado de aproximación entre ellos en el proceso de calibración del modelo como requisito para el alcance de los demás objetivos de este estudio.

## **4.2 Calibración del TWOPAS**

Archilla (1996) realizó un análisis de sensibilidad del modelo de simulación TWOPAS en el cual ante el cambio de valores de ciertas variables y parámetros que el modelo considera como variables independientes se afecta el comportamiento de otras variables dependientes del modelo y también los resultados o salidas del mismo como producto de miles de simulaciones; esto resultó de mucha ayuda pues permitía conocer la magnitud y sentido de un cambio de una variable sobre otras en el proceso de calibración del TWOPAS.

Inicialmente se aplicó el TWOPAS conservando los valores por defecto en la carretera donde se hallaba el tramo experimental con el propósito de comparar los resultados de la simulación con las mediciones hechas en el campo, específicamente del tramo experimental, para revisar si refleja el comportamiento del tránsito observado. Se concluyó que no, entonces, a esto le siguió adelantar un proceso de calibración del TWOPAS.

La calibración consiste en modificar las variables y parámetros internos de TWOPAS usando como directriz el análisis de sensibilidad realizado por Archilla (1996), es decir, cambiar razonablemente las variables y parámetros del modelo buscando que su efecto aproximara los resultados de la simulación con los valores medidos en el campo en el tramo experimental siempre controlados con el buen juicio del analista.

## **4.3 Validación del TWOPAS**

Esta actividad consiste en aplicar el modelo TWOPAS (TAM-IHSDM) calibrado, como se describió en el aparte anterior, en una carretera convencional para simular el comportamiento operacional de los vehículos y comparar los resultados que arroja el programa con los mismos indicadores medidos en la vía para concluir sobre el grado de aproximación. Es de esperar que si el grado de aproximación es razonablemente cercano el modelo de simulación calibrado estaría representando la realidad del comportamiento operacional en la carretera donde se aplicó.

Para realizar esta etapa se seleccionó una carretera convencional de la Comunidad Valenciana (España) que comunica la CV-10 a su paso por Benlloch con la N-340 y AP-7 a la altura de Torreblanca, denominada CV-13, con longitud de 16,500 km distribuidos en una Autovía (P.K. 0 a 2,500) hasta el

enlace al aeropuerto de Castellón y en la primera calzada de la futura autovía que opera actualmente como una carretera convencional (P.K. 2,500 a 16,500) enlazando con la N340-AP7 (GENERALITAT VALENCIANA, 2010).

La orografía es relativamente accidentada, una característica de las estribaciones montañosas interiores de la Comunidad Valenciana anexas a la plana litoral. Es una vía sin accesos a las propiedades colindantes e interurbana.

La sección de la carretera está compuesta por dos carriles de 3,50 metros con arcenes asimétricos de 1,50 metros y 2,50 metros, a la derecha e izquierda de la vía en el sentido de P.K. crecientes, con bermas de 1,00 metros resultando en una anchura total de 13,00 metros.

La carretera discurre desde los 330 metros de altitud en las proximidades del aeropuerto hasta prácticamente el nivel del mar (30 metros) en 13 km. Por tanto, el perfil longitudinal de la carretera tiene pendientes y rampas próximas al 5% lo que ha originado un tercer carril para vehículos lentos de 2700 metros de longitud aproximadamente.

Se ha dotado de una instalación ITS (Sistemas Inteligentes de Transporte) de vigilancia y control convencional que ha servido para monitorizar por imágenes el 100% de la carretera, lo cual ha sido útil en la toma de información de tránsito.

Dadas las buenas especificaciones técnicas del trazado de la carretera y la mejor capacidad operacional de los vehículos en la CV-13 que sus correspondientes en la carretera donde se realizó la calibración del TWOPAS en Colombia, podría esperarse que la validación del TWOPAS no se diera, lo cual correspondería con una situación razonable.

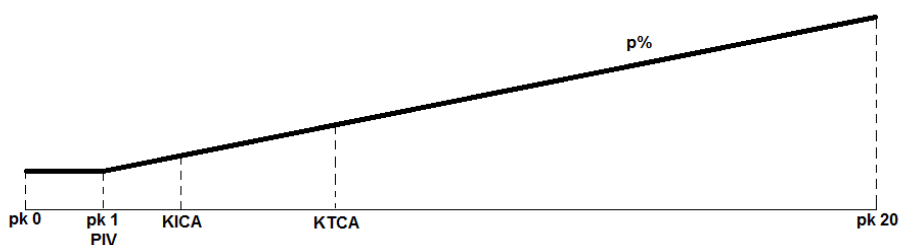
#### **4.4 Aplicación del TWOPAS a carriles de ascenso**

Con el TWOPAS calibrado a las condiciones de Colombia es posible su aplicación, conscientes que sus resultados reflejan el comportamiento real del tránsito en una medida razonable, con el propósito de elaborar procedimientos para la justificación de carriles auxiliares.

Con el anterior propósito se realiza un análisis de sensibilidad de los efectos sobre el comportamiento del tránsito ante variaciones de características del tránsito, la vía y presencia de carril auxiliar planteándose las siguientes condiciones:

- La carretera virtual a evaluar se ilustra en la Figura 4.1 y tiene las siguientes características:
  - Recta.
  - Longitud de 20 km.

- Tiene un punto de inflexión vertical (PIV) ubicado en el P.K. 1+000.
- La tangente vertical de entrada al PIV es horizontal y la tangente vertical de salida del PIV tiene inclinaciones que varían de 0% hasta 10% en incrementos de 2%.
- Tiene un carril auxiliar que comienza en el P.K. denominado Kilometraje de Inicio del Carril Auxiliar (KICA) y este varía del P.K. 1+100 hasta P.K. 1+400 en incrementos de 100 m.
- El carril auxiliar termina en el P.K. denominado Kilometraje de Terminación del Carril Auxiliar (KTCA) que varía dependiendo de la longitud de este carril el cual varía desde 800 m hasta 2000 m con incrementos de 200 m. Por lo tanto, el P.K. de KTCA es igual a P.K. de KICA más la longitud del carril auxiliar (LCA).



**Figura 4.1. Perfil de la vía virtual para el análisis de sensibilidad por un carril auxiliar.**

- Las condiciones de tránsito en la carretera virtual son las siguientes:
  - Volumen bidireccional desde 600 veh/h hasta 1400 veh/h con incrementos de 100 veh/h y distribución direccional de 50/50.
  - Participación de vehículos pesado desde 0% hasta 45% con incrementos de 5%.
  - Para considerar el efecto de la variación aleatoria del tránsito se realizaron las simulaciones con 10 conjuntos diferentes de semillas de números aleatorios que usa TWOPAS para generar los vehículos en la carretera en condiciones aleatorias de tránsito.

Los volúmenes de tránsito considerados son típicos en carreteras de dos carriles en Colombia. Se considera que a partir de 300 veh/h direccionales se cubren las condiciones desde las cuales pudiese ser crítica la operación del

tránsito, ya que con volúmenes más bajos el carril auxiliar no tendría justificación.

La combinación de los anteriores valores de las variables resultan teóricamente en 84000 escenarios pero debido a los 10 conjuntos de semillas de números aleatorios se analizan 8400 escenarios debido a que se considera para el análisis el valor promedio de los indicadores operacionales simulados.

En el Estado del Arte se describió el procedimiento que el HCM (TRB, 2010) recomienda para estimar el efecto de carriles de adelantamiento y de ascenso sobre el comportamiento de los indicadores operacionales como el Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento vehicular - PTSF que refleja la libertad de maniobra y comodidad, de la Velocidad Media de Recorrido - ATS que refleja la movilidad, es decir, el grado de facilidad para desplazarse y del Porcentaje de Velocidad a Flujo Libre – PFFS que representa el grado de aproximación a circular a velocidad a flujo libre cuando se provee un carril de ascenso en carreteras convencionales planteando algunas expresiones para estimar dichos indicadores y servir parcialmente como criterio para justificar la provisión de los carriles auxiliares.

Será el análisis de dichos indicadores en los múltiples escenarios que permita deducir las condiciones que justificarían un carril auxiliar y que se transformaría en recomendaciones de diseño en el procedimiento que busca facilitar los adelantamientos en las vías convencionales.

#### **4.5 Procedimiento para el diseño de carriles de ascenso**

Considerando los resultados de las etapas como la aplicación del TWOPAS a carriles de ascenso se prepara un procedimiento que permita determinar, en primera instancia, la necesidad de proveer un carril de adelantamiento o de ascenso, básicamente para facilitar el adelantamiento o de manera equivalente mejorar el nivel de servicio en la carretera.

El procedimiento continuaría indicando los criterios para ubicar su iniciación y terminación de manera que genere los mejores beneficios operacionales considerando las condiciones geométricas y de señalización adecuadas para su operación eficiente.

Parte de estas recomendaciones será la selección del tipo de carril de auxiliar, ya sea de adelantamiento o de ascenso.

Finalmente, en las recomendaciones se dará indicaciones para seleccionar el carril de acuerdo con la eficiencia económica según los costos y los beneficios de proveer el carril auxiliar.

Este procedimiento será una secuencia, paso a paso, que debe realizarse con el fin de dotar a una carretera de uno o varios carriles auxiliares a lo largo de ella.





## **5. Fase experimental**

### **5.1 Diseño experimental**

De acuerdo a los objetivos planteados para este trabajo, el interés del estudio experimental es caracterizar la maniobra de adelantamiento en carreteras de dos carriles o convencionales y adquirir información del tránsito que permita utilizarse como apoyo en el proceso de calibración del modelo de simulación TWOPAS.

Según el Estado del Arte se pudo determinar que en el desarrollo de una maniobra de adelantamiento participan muchas variables que en resumen son: magnitud del volumen vehicular, composición vehicular, distribución direccional, tipo de vehículo y conductor que participa en la maniobra bien sea como adelantante, adelantado (o grupo de adelantados) u opuesto, condiciones geométricas de la carretera, de visibilidad y señalización de la misma, entre otras. Esta gran diversidad de factores genera un abanico de posibilidades de estudio en una maniobra de adelantamiento que se hace poco práctico analizarlas todas, o de lo contrario implicaría un número de observaciones inmenso (Radelat, 1995).

La delimitación del experimento debe relacionarse con el objetivo y el alcance planteados. Se pretende caracterizar la maniobra de adelantamiento en forma general y determinar algunos valores de los tiempos parciales que componen las maniobras de adelantamiento más frecuentes en una carretera que según AASHTO (2004) corresponde a adelantamientos con seguimiento en las cuales el vehículo adelantante es un auto y el adelantado es otro auto; si el tránsito tiene un componente de vehículos pesados importante, entonces, también considerar como vehículo adelantante a los pesados. Hay un ingrediente particular en el interés de estudio de estas maniobras y es el efecto de la pendiente longitudinal de la vía lo cual se refleja en la selección del lugar de observación. El experimento considera el registro de parámetros del tránsito que sirvan de soporte para la calibración del TWOPAS como, por ejemplo: intervalos vehiculares, brechas, espaciamientos, separaciones, volumen, composición vehicular, tiempo de recorrido y longitud de vehículos que permitieran obtener velocidades espaciales, aceleraciones, grado de agrupamiento vehicular (apelotonamiento), factor de seguimiento vehicular (tipo de conductor), entre otros.

El ámbito de estudio está asociado con Colombia por razones de residencia del autor de esta tesis y origen de los estudios realizados en este tema que son antecedentes interesantes a ser considerados. La Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia – UPTC y la Universidad del Cauca realizaron un estudio sobre adelantamientos (UPTC y UNICAUCA, 1993) que se consideró en la determinación del tamaño muestral del experimento.

Tamaño muestral:

Según la UPTC y UNICAUCA (1993), la desviación estándar de los tiempos de adelantamiento y el error muestral máximo de los tiempos de adelantamiento considerados en su estudio fue de 6,853 y 0,5 s, respectivamente.

El tamaño muestral, n, sería:

$$n = \left( \frac{z\sigma}{E} \right)^2$$

Donde:

E = error muestral máximo de 0,5 s.

z = parámetro de distribución normal de 1,64 para un nivel de confianza del 90%.

$\sigma$  = desviación estándar de la población  $\mu$  de 6,853 s.

El tamaño muestral sería de 505 observaciones.

## 5.2 Ejecución experimental

### 5.2.1 Características del tramo de carretera observado

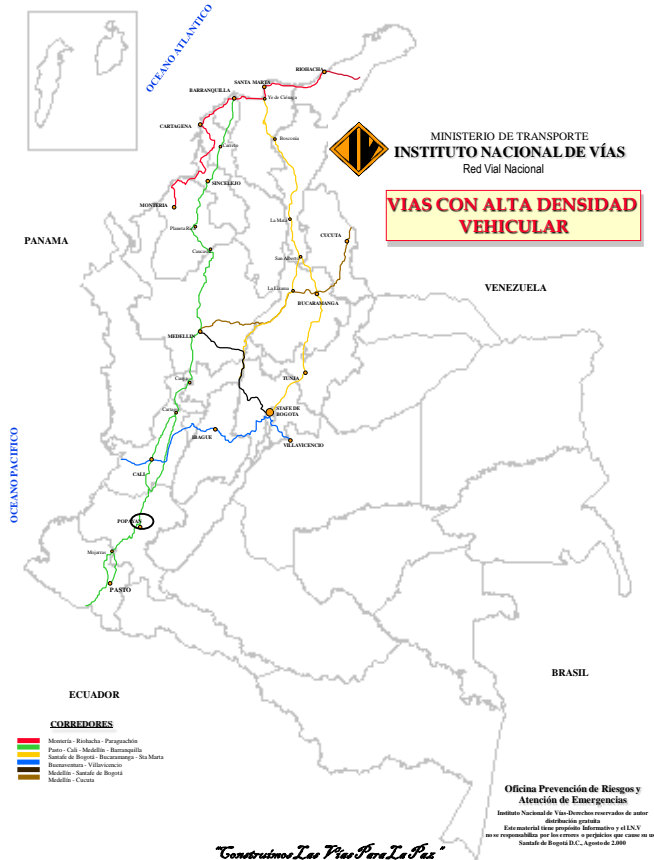
Con los objetivos fundamentales de medir las variables que describan la maniobra de adelantamiento en carreteras de dos carriles y de obtener los parámetros del tránsito que la caractericen, se ha buscado un tramo de carretera que ofrezca las condiciones adecuadas para dichos propósitos.

El tramo de carretera observado hace parte de la carretera convencional que comunica la ciudad de Popayán con Cali (Colombia), ubicada entre los puntos kilométricos P.K. 3+387,630 y P.K. 12+174,000. Este sector hace parte del tramo de carretera donde se realiza cada año un aforo manual por parte del Instituto Nacional de Vías de Colombia (INVIAS); el número de estación de conteo asignada es la N°289, correspondiente a los sitios denominados como Crucero (hacia Totoró) y Piendamó (ver Figura 5.1).

La carretera se desarrolla en un terreno ondulado y montañoso, con especificaciones geométricas y condiciones del pavimento buenas, como se muestra en las Figura 5.2, 5.3 y 5.4.

La observación en detalle de la operación de los vehículos se realizó en un tramo experimental con inclinación de 5,3% comprendido entre las abscisas P.K. 10+650 hasta P.K. 10+880 que es el único tramo, en los primeros 15 kilómetros de la carretera de Popayán a Cali, que tiene demarcación para permitir el adelantamiento en los dos sentidos lo cual garantiza, en primer lugar, la formación de grupos de vehículos (pelotones) antes de llegar al tramo

y, en segundo lugar, la ocurrencia de maniobras de adelantamiento frecuentes en la recta en cuestión.



**Figura 5.1. Ubicación de la carretera estudiada.**

Sobre el arcén en el sentido ascendente (hacia Cali) se trazaron marcas cada 20 metros que se denominaron abscisas nominales, ya que no fueron correspondientes exactas con las que estaban marcadas en la carretera, ante lo cual se decidió realizar un levantamiento topográfico con estación total para conocer al milímetro la posición real de estas abscisas nominales escogiendo aquellas separadas cada 40 metros a partir del PT P.K. 10+600 en sentido ascendente.

Resultaron dos perfiles de la rasante que se representan en las Figuras 5.5 y 5.6. El primero considera como abscisas aquellas marcadas en la berna (nominales) y el segundo las resultantes del levantamiento (efectivas) tomando

como punto de referencia común la abscisa del PT. Existen diferencias grandes entre las abscisas demarcadas y las mediciones hechas en el terreno que se evidencian en la Tabla 5.1 correspondiente al levantamiento topográfico.

Debido a que la operación del tránsito se registró en vídeo para su posterior tratamiento y obtención de valores de las variables del tránsito, la discrepancia entre abscisas comentada debe considerarse en el momento de hacer los cálculos de dichas variables del tránsito que interesan en la etapa de reducción de información cuyo proceso se detallará más adelante.

Del levantamiento topográfico se dedujo que la anchura de calzada promedio es de 7,38 m y la pendiente longitudinal promedio del tramo es 5,32% (se observan variaciones desde 4,3% hasta 5,9%). El tramo, en el sentido creciente de los P.K., es antecedido por una curva circular de radio 115,0 m con curvas de transición de 50 m de longitud e inicio de la curva circular en el P.K.10+371,67, y culmina con otra curva circular de radio 280,26 m con curvas de transición de 66,98 m de longitud e inicio de la curva circular en el P.K.10+868,60, de acuerdo a los planos de diseño geométrico.



**Figura 5.2. Vista longitudinal del tramo experimental.**



**Figura 5.3. Vista transversal del tramo experimental.**



**Figura 5.4. Sección transversal del tramo experimental.**

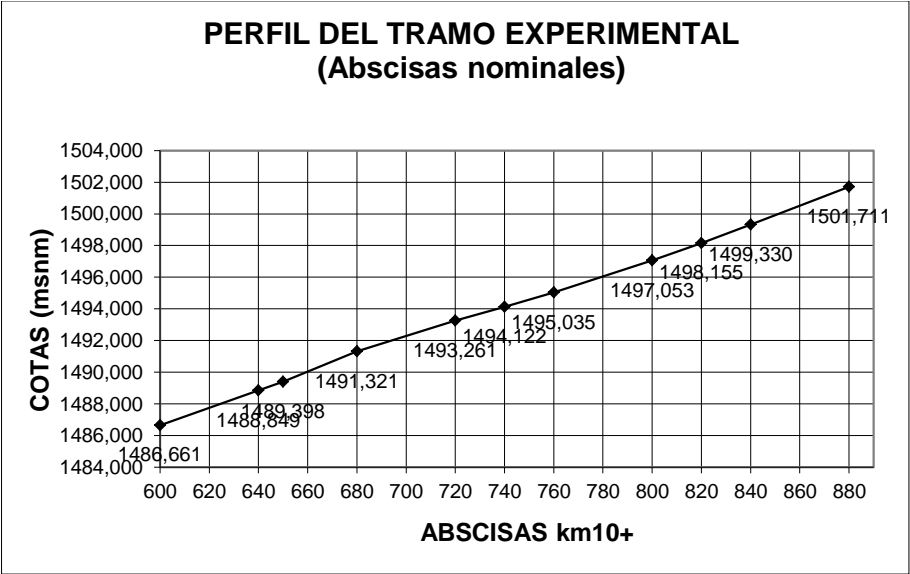


Figura 5.5. Perfil del tramo experimental (abscisas nominales).

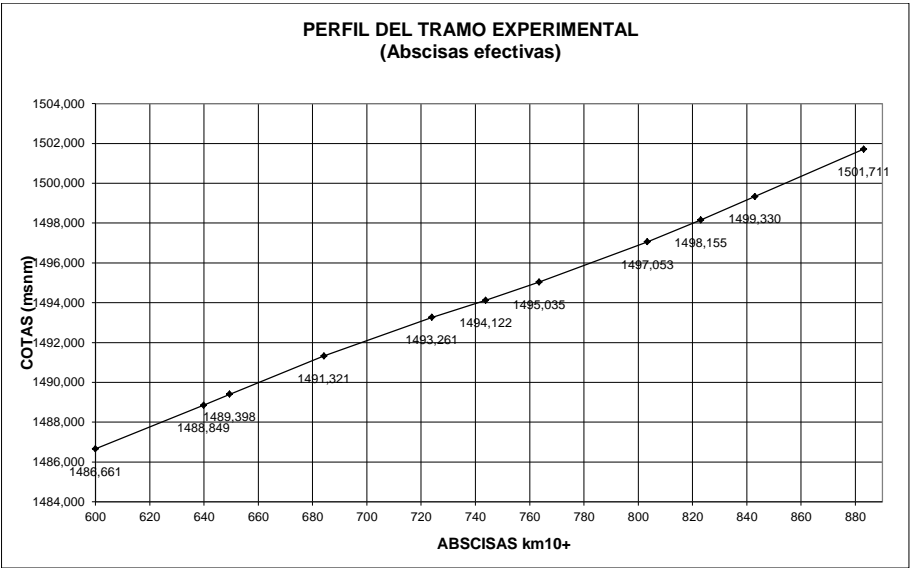


Figura 5.6. Perfil de la calzada según levantamiento topográfico (abscisas efectivas).

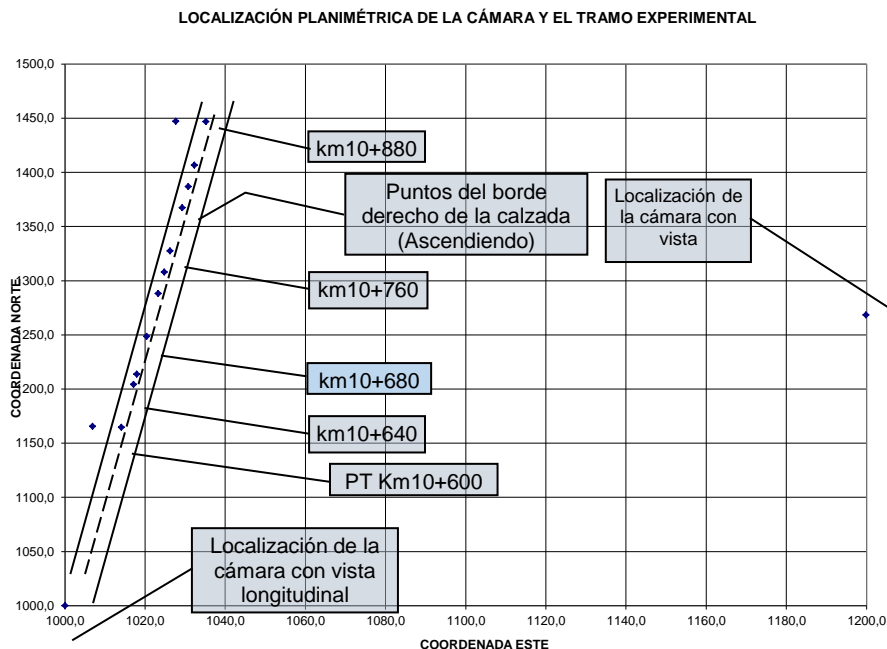
**Tabla 5.1. Distancias y pendientes entre las abscisas de referencia en el tramo experimental.**

LEVANTAMIENTO POR TAQUIMETRÍA ELECTRÓNICA					
Agosto 14 de 2000					
LUGAR: km 10 + 600 carretera Popayán - Cali					
PUNTOS OBSERVADOS EN EL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	SECCIÓN DEL TRAMO EXPERIMENTAL	DISTANCIA			PENDIENTE
		Horizontal (m)	Vertical (m)	Inclinada (m)	%
1 (PT km10+600)					
3 (km 10 + 640)	Km10+600 - km10+640	39,798	2,188	39,858	5,50
4 (km10 + 650). Inicia permitido adelantar ascendiendo.	Km10+640 - km10+650	9,592	0,549	9,608	5,72
5 (km10+680 carretera)	Km10+650 - km10+680	34,774	1,923	34,827	5,53
6 (km10+720)	Km10+680 - km10+720	39,776	1,940	39,823	4,88
7 (km10+740)	Km10+720 - km10+740	19,848	0,861	19,867	4,34
8 (km10+760). Finaliza permitido adelantar descendiendo.	Km10+740 - km10+760	19,705	0,913	19,726	4,63
9 (km10+800)	Km10+760 - km10+800	39,852	2,018	39,903	5,06
10 (km10+820). Termina permitido adelantar ascendiendo.	Km10+800 - km10+820	19,750	1,102	19,781	5,58
11 (km10+840)	Km10+820 - km10+840	19,858	1,175	19,893	5,92
12 (km10+880). Inicia permitido adelantar descendiendo.	Km10+840 - km10+880	40,106	2,381	40,176	5,94
TRAMO EXPERIMENTAL COMPLETO	Km10+600 - km10+880	283,060	15,050	283,463	5,32
Anchura de calzada en el PT km10+600 = 7,28 m					
Anchura de calzada en el km10+880 = 7,48 m					

### 5.2.2 Registros en video de la maniobra de adelantamiento

Para este propósito se utilizaron dos cámaras de vídeo manual ubicadas en dos posiciones: la primera, para observar el tramo y la operación del tránsito en forma lateral y, la segunda, en forma longitudinal al eje de la vía. En la Figura 5.7 se presenta la localización planimétrica de las dos posiciones y las abscisas de referencia del tramo experimental. El ángulo que forma la visual desde la cámara en la posición longitudinal respecto al borde derecho (en ascenso) de la calzada está entre 0°13'38" (abscisa más lejana) y 0°37'3" (abscisa más cercana); por su lado, el ángulo que forma la visual desde la cámara en la posición lateral respecto al mismo borde es de 92°4'37" de manera que son visuales casi paralela o perpendicular, respectivamente, reduciendo los errores de paralaje en las filmaciones.

Dada las limitaciones de campo visual de la cámara desde la posición lateral solo fue posible registrar la parte inicial de la maniobra de adelantamiento que se realiza en el ascenso, es decir, aquella que se desarrolla entre las abscisas P.K. 10+650 hasta la P.K. 10+770; desde la posición con vista longitudinal se pudo observar toda la maniobra completa tanto en ascenso como en descenso. Debe advertirse que las filmaciones desde las dos posiciones de la cámara no fueron simultáneas.



**Figura 5.7. Ubicación de las cámaras de vídeo respecto al tramo experimental.**

La filmación de las maniobras de adelantamiento desde la posición lateral a la vía se acompañaron con la imagen de un cronómetro con aproximación a la centésima de segundo, lo cual permite que la reducción de la información se haga con mucha precisión al observar las imágenes en el televisor a velocidad lenta y a través del sistema de reproducción de películas tipo VHS, al cual se convirtieron las películas de la cámara manual con cinta de 8 mm. La intensidad y porcentaje de vehículos pesados observados en el sentido creciente de P.K. fue de 177 veh/h y 19 %, y para el sentido contrario de 179 veh/h y 26 %, respectivamente.

### 5.3 Reducción de datos

La reducción de la información consiste en obtener, de las imágenes grabadas desde la posición lateral o longitudinal, los instantes de paso de los vehículos por las abscisas o los tiempos parciales de la maniobra de adelantamiento de acuerdo a la descripción de dicha maniobra hecha por Radelat (1995) descrita detalladamente en el capítulo sobre el Estado del Arte y que se ilustra en la Figura 5.8. Estas observaciones se hacen en el televisor y depende de la posición de la cámara.



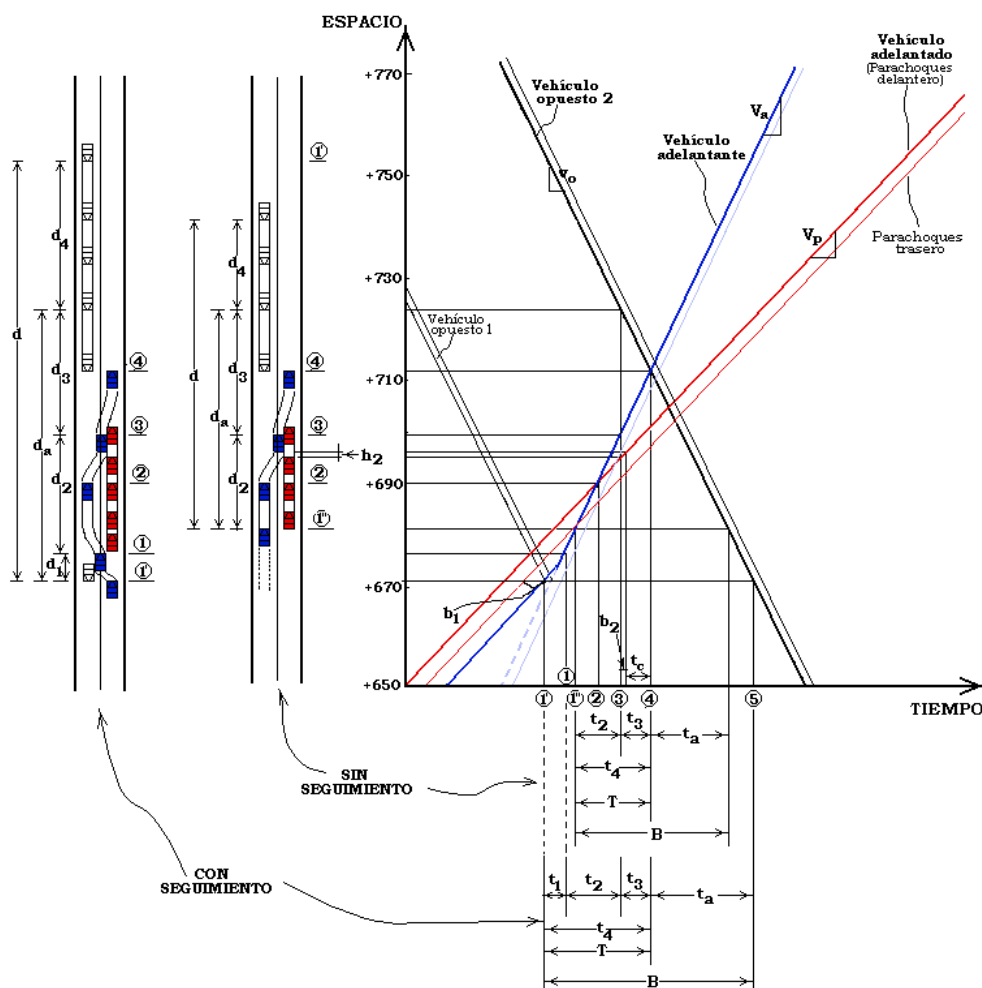


Figura 5.8. Maniobra de adelantamiento según Radelat (1995).

Elaboración propia.

### 5.3.1 Posición con vista lateral del tramo

En el caso de la localización lateral de la cámara, se observan las imágenes en un televisor con la ayuda de un reproductor de vídeo tipo VHS el cual tiene la posibilidad de rodar la cinta a velocidad lenta para realizar lecturas en forma cuidadosa. Básicamente se pretende construir un diagrama tiempo-espacio determinando en el televisor los instantes de paso (aproximados a la décima de

segundo) de los parachoques delantero y trasero de los vehículos al cruzar las secciones transversales de la vía en los P.K. nominales de referencia (P.K.10+650, P.K.10+670, P.K.10+690, P.K.10+710, P.K.10+730, P.K.10+750 y P.K.10+770, seleccionadas para aprovechar la imagen captada con la cámara y que resulta desplazada 10 m de las abscisas iniciales), con base en una plantilla de acetato adosada a la pantalla. La plantilla consiste en líneas verticales que representan las abscisas nominales mencionadas separadas ocho centímetros que respecto a las mediciones hechas en el terreno en el levantamiento con estación total corresponde a una escala de 1:251 (es decir, 8 cm en el acetato corresponde a 20,113 m en el terreno). Pero para que sea consecuente con el espaciamiento constante entre abscisas de 20 metros requiere una escala de 1:250, o sea, usar un factor de corrección para el cálculo de la velocidad de 1,005658 como se indica en la Tabla 5.2.

**Tabla 5.2. Escala de la plantilla del televisor.**

Escala de la plantilla del televisor								
Lugar: km 10 + 640 a km 10+760. Carretera Popayán - Cali.								
Abscisa nominal	Separación		Separación con estación total		Escala			Desviación de las medidas
	Pantalla	Medición con cinta	Horizontal	Inclinada				Con Estación Total /Cinta
	(mm)	(m)	(m)	(m)	(1:E)	(1:E)	(1:E)	(%)
(0)	(1)	(2)	(3)	(4)	(2)/(1)*100	(3)/(1)*100	(4)/(1)*100	[(4)/(2)-1]*100
km10+640					0	0	0	
	92	24,7			268			
km10+660			44,366	44,435		267	268	-0,03
	74	19,75			267			
km10+680								
	78,5	19,9			254			
km10+700			39,776	39,823		253	254	0,18
	78,5	19,85			253			
km10+720								
	81,5	19,85	19,848	19,867	244	244	244	0,09
km10+740								
	82	19,75	19,705	19,726	241	240	241	-0,12
km10+760								
	?	?						
ESCALA PROMEDIO					254	251	251	
Escala máxima					241	240	241	
Escala mínima					268	267	268	
Rejilla de 8 cm (Asume escala 1:251)					20,113			
[m]=								
Factor de corrección de escala=					1,005658251			

El formato utilizado para el registro de estos instantes de paso se muestra en la Figura 5.9 para los vehículos en ascenso, en forma similar, se hizo otro para los que descienden. Además, se registra el tipo de vehículo según sea automóvil (A), bus (B), camión (C2, C3, C4, C2-S2, C3-S3) o moto (m), el estado de circulación (E) en la maniobra de adelantamiento según sea vehículo adelantado (A), adelantante (An), en seguimiento (S) o a flujo libre (L).

[illegible]

diferencial, aceleraciones, intervalos y/o brecha de seguimiento, brechas aceptadas o rechazadas, tipo de adelantamiento y de regreso.

**Tabla 5.3. Filmaciones de vídeo en la posición lateral.**

FECHAS DE FILMACIÓN	DURACIÓN		MANIOBRAS REGISTRADAS			
			Subiendo		Bajando	
	Horas	Min.	Completa	Incompleta	Completa	Incompleta
Enero 16 de 1999	11:08:07 – 11:24:24 (continua)	16,3	0	4	0	0
	11:32:18 – 13:20:52 (continua)	108,6	3	24	0	8
Abril 2 de 1999		26,1	3	2	¿?	¿?
	11:33:43 – 11:59:51 (continua)					
	12:00:34 – 13:05:46 (discreta)	65,2	0	6	0	5
	16:07:11 – 17:28:44 (discreta)					
		81,6	2	37	4	12
TOTAL		297,8	8	73	4	17

De la reducción de información de la vista longitudinal se obtienen los tiempos parciales que compone la maniobra de adelantamiento total como se detalla en el siguiente aparte.

### **5.3.2 Posición con vista longitudinal del tramo**

En el caso de la posición longitudinal de la cámara, se observan las imágenes en un televisor con la ayuda de un reproductor de vídeo tipo VHS a velocidad lenta. Se miden, con el uso de un cronómetro, los tiempos parciales que componen la maniobra de adelantamiento según lo establecido por Radelat (1995) para determinar, entre otra información, el tipo de adelantamiento (con seguimiento o sin él), de los vehículos involucrados, el tiempo de adelantamiento, la brecha aceptada y rechazada. Se utilizan plantillas de acetato indicando en ellas las abscisas nominales desde el P.K. 10+600 hasta P.K. 10+880 para tomar como referencia los inicios de la maniobra de adelantamiento; además, los primeros puntos en los cuales el conductor del vehículo adelantante dispone de la visibilidad total de la zona de adelantamiento permitido en el ascenso (VTA o P.K. 10+550) y en el descenso (VTD o P.K. 11+050) para un vehículo tipo automóvil.



Los tiempos parciales de la maniobra de adelantamiento se registraron midiéndolos en la velocidad lenta de reproducción de la filmación, además, se calculó el factor de conversión correspondiente para obtener el tiempo equivalente a la velocidad real resultando un valor de 0,196161322.

Las filmaciones se hicieron en las fechas indicadas en la Tabla 5.4 donde además se presenta la duración de la filmación y las maniobras de adelantamiento registradas.

**Tabla 5.4. Filmaciones de vídeo en la posición longitudinal.**

FECHAS DE FILMACIÓN	DURACIÓN		MANIOBRAS REGISTRADAS	
	Horas de reloj	Minutos	Subiendo	Bajando
Enero 12 de 1999	14:55:26 – 16:10:45 (discreta)	75,3	48	17
Enero 16 de 1999	13:33:43 – 14:27:24 (discreta)	53,7	18	16
Abril 4 de 1999	11:53:07 – 12:56:30 (discreta)	63,4	53	12
	17:14:22 – 18:13:39 (discreta)	59,3	48	30
Agosto 8 de 2000	15:48:40 – 17:06:21 (discreta)	77,7	47	13
Agosto 12 de 2000	2:35:35 – 3:07:46 (discreta)	32,2	12	5
	09:28:02 – 10:34:04 (discreta)	66,0	29	15
TOTAL	7,1 h	427,6	255	108

Como puede concluirse de lo anterior el tiempo necesario de filmación para lograr la muestra estimada de 505 observaciones sería alrededor de 14 horas solo para las maniobras en ascenso lo cual resultaba fuera de los límites que imponían los recursos para la observación y procesamiento de la información en oficina (alrededor de tres veces el tiempo de filmación), decidiéndose la culminación del estudio experimental en los niveles logrados hasta ese momento y complementar con estudios similares realizados en Colombia. La situación de significado estadístico puede ser más crítica si se considera que la proporción de los adelantamientos totales que corresponden a autos adelantando a autos se estima de alrededor el 40% suponiendo, entonces, necesidad de un tamaño muestral del doble al calculado, es decir, 1260 observaciones y consecuente tiempo de filmación de 35 horas.

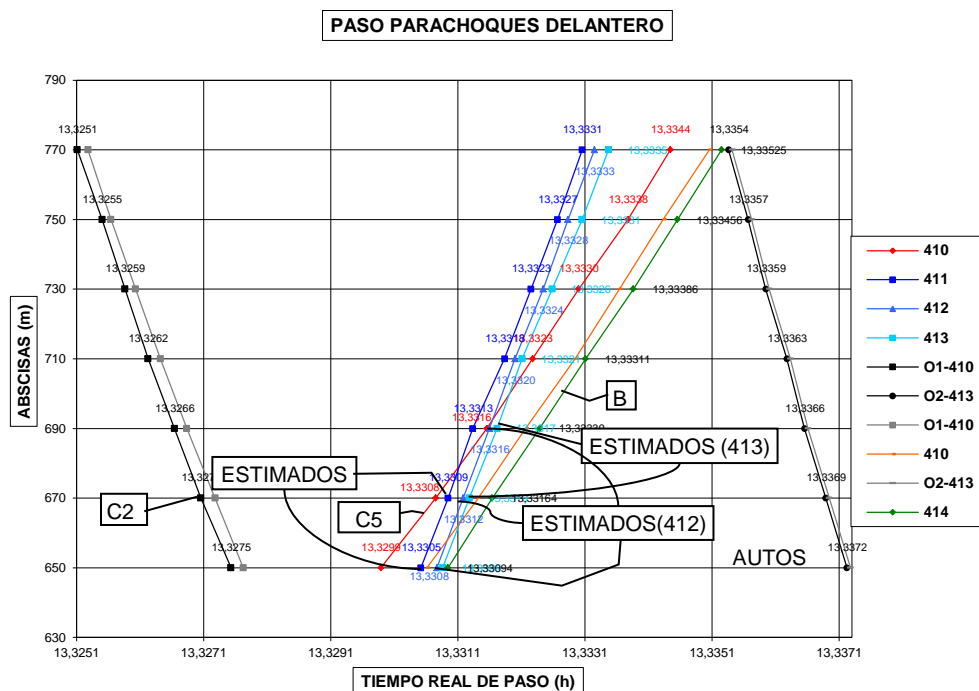
### 5.3.3 Diagramas tiempo-espacio

Tal como se describió en la sección sobre el ejercicio experimental, hay dos posiciones de la cámara de vídeo que permiten una vista lateral y otra longitudinal del tramo experimental. De cada una de ellas se obtienen resultados asociados a sus características particulares que pueden integrarse para obtener conclusiones sobre la maniobra de adelantamiento.

Con los datos obtenidos desde la vista lateral ha sido posible construir gráficas tiempo – espacio que ilustran la trayectoria de los vehículos que participan en la maniobra de adelantamiento, pero debido al campo visual reducido en la filmación solo se logró observar parte del tramo experimental (solo 120 m) lo cual impide obtener composiciones completas de la maniobra, es decir, desde el instante en que el vehículo adelantante se cruza con el primer vehículo opuesto (inicio de la maniobra de adelantamiento), hasta que el segundo vehículo opuesto llega al punto de inicio de la maniobra de adelantamiento que se acaba de describir. En las Figuras 5.11 y 5.12 se muestran ejemplos de una maniobra de adelantamiento completa y otra parcial, respectivamente.

En la Figura 5.11 se presentan las trayectorias del parachoques delantero y trasero del primer vehículo opuesto (denominado O1-410, léase opuesto 1 del vehículo número 410) que corresponde a un camión tipo C2 que desciende por el tramo experimental, las trayectorias del vehículo adelantado 410 que es un camión de cinco ejes C5 (ó C3-S2), la trayectoria de los parachoques delanteros del primer vehículo adelantante (número 411) y de los siguientes adelantantes que lo hacen formando un pelotón (número 412 y 413), la de un bus que rechaza la brecha (número 414) que continua circulando detrás del vehículo adelantado y finalmente los parachoques delantero y trasero del vehículo opuesto 2 (denominado O2-413, léase vehículo opuesto 2 del vehículo 413 pues fue el último vehículo que aceptó la brecha para adelantar).

Leyendo convenientemente los datos utilizados para construir estas gráficas pueden obtenerse muchas variables que permiten caracterizar la maniobra de adelantamiento como son: velocidades, aceleraciones, tiempos parciales de la maniobra de adelantamiento, brechas, intervalos, separaciones, espaciamientos, paso, longitud del vehículo, entre otras. Tal como se comentó, de este tipo de gráficas no se pudo obtener en una cantidad suficiente para tener resultados confiables estadísticamente dada la gran variedad de situaciones que se presentan en la realidad; esto dirige la atención hacia la alternativa más práctica de construir un modelo de simulación de la maniobra de adelantamiento para concluir sobre ella y determinar recomendaciones de diseño más completas y con mayor cobertura casuística.



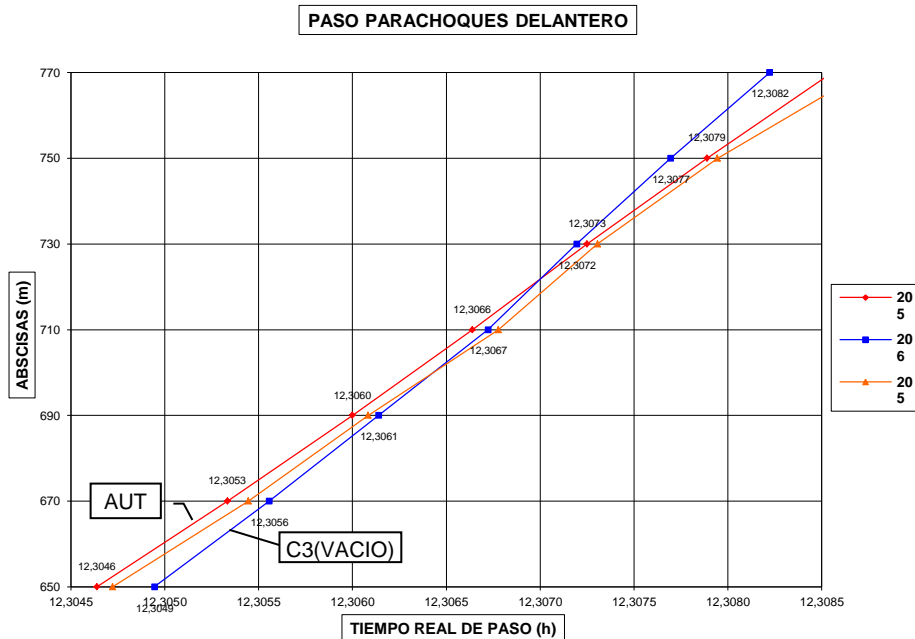
**Figura 5.11. Gráfica tiempo-espacio de una maniobra de adelantamiento completa.**

Por su parte en la Figura 5.12 solo es posible observar las trayectorias de los parachoques delantero y trasero del vehículo adelantado que en este caso es un auto identificado con el número 205 y la trayectoria del parachoques delantero del vehículo adelantante que se trata de un camión tipo C3, que viaja sin carga, con el número 206. La mayoría de los adelantamientos trazados son de este tipo los cuales permitirían obtener solamente algunas características de la maniobra de adelantamiento como son las velocidades, aceleraciones y algún tiempo parcial de la maniobra de adelantamiento. Todas las gráficas trazadas aportan información que varía entre la que proporcionan las situaciones extremas representadas en las Figuras 5.11 y 5.12, por tanto, los resultados que puedan obtenerse también varían en alcance.

### 5.3.4 Tiempos parciales de la maniobra de adelantamiento

En la vista longitudinal, a diferencia de la vista lateral, se registraron los tiempos parciales que constituyen la maniobra de adelantamiento (Radelat, 1995), según lo que se describió en el capítulo sobre Estado del Arte, lográndose una base de datos en EXCEL que fue procesada o reducida para calcular los parámetros que caracterizan la maniobra de adelantamiento.





**Figura 5.12. Gráfica espacio-tiempo de una maniobra de adelantamiento incompleta.**

La combinación de situaciones que se presentan en la maniobra de adelantamiento y que se registraron en la base de datos es múltiple, tal como se muestra en la Tabla 5.5. Además, se incluyen otras condiciones como son el sentido de circulación (ascendiendo o descendiendo) y la de superficie de rodadura (seca o húmeda).

De la Tabla 5.5 puede intuirse la gran variedad de combinaciones que pueden resultar para maniobras de adelantamiento específicas, cada una con probabilidad de ocurrencia en el tránsito diferente. Si se desea reducir las opciones por efectos prácticos en el análisis, convendría hacer agrupaciones de dichas variables buscando las condiciones de mayor ocurrencia en la vía. Se ha hecho una clasificación de dichas opciones que se organizan en la Tabla 5.6. Para cada opción se especifica el número de datos registrados según sea la circulación de los vehículos adelantante y adelantado (ascenso y descenso), y luego, para cada uno la fecha en que se filmó para asociarlos con parámetros del tránsito como el volumen. Ya que el tránsito tiene un porcentaje alto de automóviles (entre 67 y 74%), se centrará la atención en las maniobras de adelantamiento donde participa el auto como vehículo adelantante y como adelantado se analizarán los vehículos livianos, pesados y grupos de vehículos o pelotones. En otras palabras, las opciones 18 a 25 de la Tabla 5.6.

Tabla 5.5. Variables de la base de datos de la maniobra de adelantamiento.

TIPO ADELANTAM	VEHÍCULO ADELANTADO	VEHÍCULO ADELANTANTE	VEH. OPUESTO 1 (1)	VEH. OPUESTO 1 (2)	VEH. OPUESTO 2	TIPO REGRESO
CS	A	A	?	?	A	RV
SS	A+A	A(1ºD.L.)	A	A	BG	RF
	A+A(1ºD.L.)	A(2ºD.L.)	BG	BG	BP	RC
	A+A(AL QUE SIGUE.)	A(3ºD.L.)	BP	BP	C2G(VACIO)	BR
	A+A + C2G(VOLQUETA)	A(4ºD.L.)	C2G	C2G	C2G(VOLQUETA)	BR, MA
	A+BG	BG	C2G?	C2P	C2P	SR
	A+BP	BG(1ºD.L.)	C2P	C3	C2-S2	
	A+C2G	BG(2ºD.L.)	C3	C3-S2	C3-S3	
	A+C2P?	BP	C3-S3	C3-S3	M	
	A+C3	BP(2ºD.L.)	M	M	M(Aumenta t2+A)	
	BG	C2	NO	NO	NO	
	BP	C2G(VOLQUETA)	VTA	VTA	VTA	
	BP+C2G	C2P	VTD	VTD	VTD	
	C2	C3	VTD?			
	C2G	C3-S2(VACIO)				
	C2G+A(1ºD.L.)	C3-S3(VACIO)				
	C2G(VOLQUETA)+A					
	C2G(VOLQUETA CARGADA)					
	C2G(VOLQUETA)					
	C2G?					
	C2G+A(1ºD.L.)+A(2ºD.L.)					
	C2G+A(2ºD.L.)					
	C2G+C2G					
	C2G+M					
	C2P					
	C2P+A+BP?					
	C2P+C2P+A					
	C2P+C3+A					
	C2-S3					
	C3					
	C3-S2					
	C3-S2+A					
	C3-S2(VACIO)					
	C3-S3					
	C3-S3(VACIO)					
	M					

CS= Con seguimiento, SS= Sin seguimiento, A= Auto, BP= Bus pequeño, BG= Bus grande, C2P= Camión de dos ejes pequeño, C2G= Camión de 2 ejes grande, C3=Camión de 3 ejes, C2-S2=Camión con cabezal tractor de 2 ejes y semirremolque de 2 ejes, C3-S3= Camión con cabezal tractor de 3 ejes y semirremolque de 3 ejes, M= Moto, A (1º D.L.)=Auto que ocupa el primer lugar detrás del líder del pelotón, VTA= Abscisa con visibilidad total del tramo experimental por parte del conductor del vehículo adelantante en ascenso, VTD= Abscisa con visibilidad total del tramo experimental por parte del conductor del vehículo adelantante en descenso, RV= Regreso voluntario, RF= Regreso forzado, RC= Regreso conflictivo, BR= Brecha rechazada, BR, MA= Brecha rechazada con maniobra de rechazo del adelantamiento, SR= Salto de rana o adelantamiento múltiple o extendido.

### **Definiciones e interpretaciones**

En el proceso de análisis de los resultados se consideran algunas circunstancias relacionadas con la interpretación de cada uno de los valores obtenidos y que para dar mayor claridad en su entendimiento se desarrollan en los siguientes apartes.

**Tabla 5.6. Opciones de condiciones de adelantamiento.**

[illegible]

### 5.3.5 Brechas rechazadas

Los registros de la base de datos usados para calcular la brecha rechazada contienen valores en las columnas  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $t_3$ ,  $t_b$  y  $T$  que se apartan de la interpretación establecida en el capítulo de Estado del Arte sobre maniobras de adelantamiento pero que conservan cierta similitud con ellas. A pesar de tener diferente interpretación se registraron en las mismas columnas del formato al hacer la reducción de los datos de campo con el propósito de economizar espacio y de hacer más práctica la digitación en la base de datos. La interpretación correcta de cada una se describe a continuación.

$t_1$ : Es el tiempo que media desde el cruce del vehículo adelantante (que rechazará la brecha) con el vehículo opuesto 1 (que se denominará número 1) hasta que inicia su cambio de carril (el centro del parachoques delantero cruza la línea central de separación de carriles de la carretera).

$t_2$ : Tiempo medido entre la finalización de  $t_1$ , descrito en el párrafo anterior, y el inicio del regreso del vehículo adelantante a su carril original (el centro del parachoques delantero cruza la línea central de separación de carriles de la carretera) sin realizar el adelantamiento por haberlo rechazado.

$t_3$ : Tiempo que transcurre desde el fin de  $t_2$  anterior y cuando el vehículo adelantante se ubica completamente en el carril original (todas las ruedas están dentro del carril derecho) detrás del vehículo que iba a adelantar y hasta que se cruza con el vehículo opuesto que le obligó a rechazar la brecha y que se denominará en la base de datos como otro vehículo opuesto 1 (por ser diferente al vehículo opuesto 2 y además se denominará como número 2 para distinguirlo del número 1 que se explicó con la aclaración de  $t_1$ ). Cuando el rechazo de una brecha involucra una tentativa de maniobra de adelantamiento se registran los valores de  $t_1$ ,  $t_2$  y  $t_3$ , pero si no, entonces, el tiempo equivalente de  $t_1+t_2+t_3$  se registró en la columna de  $t_3$ ; por lo tanto, cualquier análisis detallado de  $t_3$  deberá tener en cuenta estas condiciones particulares para evitar mezclar valores que no son comparables.

$t_b$ : Medido en segundos, es el tiempo que le toma al vehículo opuesto 1 (número 2) desde la finalización de  $t_3$ , para recorrer la distancia hasta el punto de inicio de la maniobra de adelantamiento rechazada (cruce del vehículo adelantante que rechazó el adelantamiento y el vehículo opuesto 1 (número 1). La magnitud de este valor depende del vehículo opuesto 1.

$T$ : Se interpreta como el tiempo que transcurre desde que el vehículo adelantante (An) se cruza con el vehículo opuesto 1 (1) hasta cuando se cruza con el vehículo opuesto 1 (2), circulando siempre detrás del vehículo definido como adelantado. Equivale a la sumatoria de  $t_1$ ,  $t_2$  y  $t_3$ .

BR: Es la suma de  $t_b$  y  $T$ .

### 5.3.6 Brechas aceptadas

En este caso las interpretaciones de  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $t_3$ ,  $t_a$  y  $T$  son las que se describieron en el capítulo de Estado del Arte, particularmente lo correspondiente con Radelat (1995).

Debido a que el valor de  $t_a$  depende del tipo de vehículo opuesto 2, se ha separado su análisis y el de brecha aceptada para vehículos livianos y pesados.

#### **Comentarios a la base de datos de tiempos de adelantamiento:**

En el aparte de la Ejecución Experimental se describió, en forma general, el procedimiento para reducir los datos tomados en el campo usando el televisor. A continuación se harán algunos comentarios para aclarar el registro particular de dichos datos reducidos en cada campo de la base de datos.

$t_2$ : En algunas maniobras de adelantamiento no es clara la interpretación de este valor, sobre todo en las que tienen regreso conflictivo; por lo tanto, se han hecho gráficos explicativos para estos casos que resultan ser pocos.

$t_3$ : La medición de este tiempo se hace, en el caso de regreso voluntario, hasta que el vehículo adelantante se ubique completamente en el carril derecho, es decir, hasta que sus cuatro ruedas hayan sobrepasado la línea central (regreso cómodo). En el caso que el punto de Visibilidad Total en Ascenso (VTA) o en Descenso (VTD), en sentido opuesto, motive al vehículo adelantante regresar al carril se establece el valor de  $t_3$  dividido en dos partes: una hasta que el vehículo regresa “cómodamente” y la otra hasta que llega al punto referido (VTA o VTD).

Tipo de adelantamiento: La condición principal que permite clasificar el tipo de adelantamiento con o sin seguimiento es la presencia o no del vehículo opuesto 1 (1) ó, en forma equivalente, el punto de Visibilidad Total (VTA ó VTD). En el proceso de reducción de la información, a través del TV, se observó que algunos adelantamientos podrían interpretarse de más de una forma y esto se indicó para tomar posteriormente una decisión al respecto.

Vehículo opuesto 1 (1): En el caso de que el vehículo adelantante fuese el segundo detrás del líder, el papel de vehículo opuesto 1 (1) lo ejercía el primer vehículo detrás del líder que se encontraba realizando el adelantamiento y que controla la decisión de adelantamiento del segundo vehículo detrás del líder bien sea en la duración de  $t_1$  ó  $t_2$  ó velocidad y aceleración.

De acuerdo a las definiciones e interpretaciones enunciadas es posible establecer que si se dan ciertas condiciones implicaría la ausencia de otras, lo cual se utilizó en el procedimiento para depurar la base de datos. Las condiciones consideradas son las presentadas en la Tabla 5.7.

Tabla 5.7. Condiciones para depurar la base de datos.

CONDICIÓN	ENUNCIADO
1	Si $t_a = \text{VACÍO}$ , entonces, $O_2 = \text{VACÍO}$
2	Si $t_a = \text{NO VACÍO}$ , entonces, $O_2 = \text{NO VACÍO}$
3	Si $O_1(2) = \text{VTA}$ ó $\text{VTD}$ y Tipo de regreso = $\text{BR}$ ó $\text{BR}$ , $\text{MA}$ , entonces, $t_b = \text{VACÍO}$ .
4	Si Tipo de adelantamiento = $\text{SS}$ , entonces, $t_1 = \text{VACÍO}$
5	Si Tipo de adelantamiento = $\text{CS}$ y Tipo de regreso $\neq \text{BR}$ , entonces, $t_1 = \text{NO VACÍO}$
6	Si Tipo de regreso = $\text{BR}$ , entonces, $t_1 = \text{VACÍO}$ y $t_2 = \text{VACÍO}$ .
7	Si Tipo de regreso = $\text{BR}$ , $\text{MA}$ , entonces, $t_1 = \text{NO VACÍO}$ y $t_2 = \text{NO VACÍO}$ .
8	Si $t_b = \text{VACÍO}$ y Tipo de regreso = $\text{BR}$ ó $\text{BR}$ , $\text{MA}$ , entonces, Vehículo opuesto 1(2)= $\text{VACÍO}$ ó $\text{VTD}$ ó $\text{VTA}$ .
9	Si $t_b = \text{VACÍO}$ y Tipo de regreso $\neq \text{BR}$ ó $\text{BR}$ , $\text{MA}$ , entonces, Vehículo opuesto 1(2)= $\text{VACÍO}$ .
10	Si $t_b = \text{NO VACÍO}$ , entonces, Vehículo opuesto 1(2)= $\text{NO VACÍO}$ .
11	Si $t_b = \text{VACÍO}$ , entonces, $\text{BR} = \text{VACÍO}$ .
12	Si $t_b = \text{NO VACÍO}$ , entonces, $\text{BR} = \text{NO VACÍO}$ .
13	Si $t_a = \text{VACÍO}$ , entonces, $B = \text{VACÍO}$ .
14	Si $t_a = \text{NO VACÍO}$ , entonces, $B = \text{NO VACÍO}$ .

## 5.4 Análisis de resultados

Se han calculado los tiempos componentes de la maniobra de adelantamiento en el tramo experimental para las opciones que tienen mayor ocurrencia en el tránsito, es decir, cuando el vehículo adelantante es liviano o auto. Estas opciones son: 18, 19, 20, 21, 22, 24 y 25 (como se relacionaron en la Tabla 5.6).

El resumen de los resultados se presenta en la Tabla 5.8. Para cada opción de calcula la duración de los tiempos:  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $t_3$ ,  $t_a$ ,  $T$ ,  $B$  y  $\text{BR}$ , y de cada uno se presenta el valor promedio, la desviación estándar, el número de datos, el coeficiente de variación y el percentil 85.

Con el propósito de calificar el significado estadístico del promedio resultante se han combinado dos indicadores: uno de ellos es la cantidad de datos usados para calcular el promedio (se califican mejor valores más grandes o iguales que 30); y el otro es el coeficiente de variación que relaciona la desviación estándar con el valor promedio mostrando una medida relativa de la variabilidad (se califican mejor los valores más pequeños). Esas calificaciones se han codificado con el uso de colores: el rojo para valores indicativos, el verde para valores representativos y el amarillo es condición intermedia pero próxima a mostrar indicios.

### 5.4.1 Tiempo de cambio de carril del vehículo adelantante al inicio de la maniobra ( $t_1$ )

Los valores de  $t_1$  conseguidos en el tramo experimental se presentan en la Tabla 5.8. Todos tienen valores similares, como consecuencia de ser el mismo tipo de vehículo adelantante, excepto para la opción 22 (se adelanta a un pelotón de dos vehículos) ya que la decisión de cambiar de carril está dependiendo, además de la visibilidad del tramo, la que le permite el vehículo que generalmente precede al auto que adelanta al pelotón ya que este también se halla adelantando.

De acuerdo a los indicadores estadísticos, los valores de  $t_1$  son representativos de estas maniobras y sus valores resultan menores que los indicados por la AASHTO en 2001, aunque no son completamente comparables debido a los criterios considerados para el inicio y el final de  $t_1$ .

**Tabla 5.8. Valores de  $t_1$ (s) según el tipo de vehículo adelantado.**

Vehículo adelantante	Vehículo adelantado	Opción	$\bar{t}_1(s)$	$t_{185}(s)$	c.v	n
<b>Auto</b>	Auto	19	1,85	2,54	0,72	38
	Liviano	18	1,86	2,48	0,65	58
	Pesado	24	1,83	2,37	0,52	20
	Pelotón	22	2,25	3,56	0,52	9

$t_{185}(s)$  = percentil 85 de  $t_1$ . Liviano = Auto ó Bus pequeño ó C2 Pequeño ó moto.

### 5.4.2 Tiempo de ocupación del carril opuesto por el vehículo adelantante ( $t_2$ )

En el valor de  $t_2$  se ha registrado la influencia del tipo de vehículo adelantado y el tipo de adelantamiento en la Tabla 5.10, según sus resultados, parece que la longitud y la relación peso/potencia del vehículo adelantado se combinan para influir en el valor de  $t_2$  en forma directa con el primero e inversa con el segundo, pero esta hipótesis aún no está probada.

Cuando el adelantamiento es sin seguimiento, el comportamiento es similar al descrito en el párrafo anterior, pero el valor correspondiente al vehículo adelantado tipo livianos escapa a esa tendencia desconociéndose la explicación exacta.



Tabla 5.9. Resumen de resultados de tiempos de adelantamiento en el tramo experimental.

TESIS: "ELABORACIÓN DE PROCEDIMIENTOS PARA FACILITAR EL ADELANTAMIENTO EN CARRETERAS CONVENCIONALES APLICANDO SIMULACIÓN"																								
RESULTADOS DE TIEMPOS DE ADELANTAMIENTO EN EL TRAMO EXPERIMENTAL (Vehículos ascendiendo y con superficie de rodadura seca)																								
ORDEN	TIPO DE ADELANTAMIENTO	VEHICULO ADELANTADO	VEHICULO ADELANTARE	VEHICULO ADELANTADO (1)	VEHICULO ADELANTARE (2)	TIPO REGRESO	H1		H2		H3		H4		T		B		C.V.		B		C.V.	
							Media	C.V.	h	h	Media	C.V.	h	h	Media	C.V.	h	h	Media	C.V.	h	h	Media	C.V.
1	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
2	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
3	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
4	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
5	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
6	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
7	SS	SS	SS	SS	SS	SS																		
8	SS	SS	SS	SS	SS	SS																		
9	SS	SS	SS	SS	SS	SS																		
10	SS	SS	SS	SS	SS	SS																		
11	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
12	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
13	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
14	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
15	SS	SS	SS	SS	SS	SS																		
16	SS	SS	SS	SS	SS	SS																		
17	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
18	CS	CS	CS	CS	CS	CS																		
19	CS	CS	A	A	A	A	1,96	1,38	2,77	0,35	11,03	2,95	1,79	3,8	4,24	12,09	3,91	0,33	11,17	3,91	3,66	0,33	3,17	3,91
20	SS						1,59	1,38	2,77	0,35	11,03	2,95	1,79	3,8	4,24	12,09	3,91	0,33	11,17	3,91	3,66	0,33	3,17	3,91
21	SS																							
22	CS	CS	A	A	A	A	2,47	1,31	0,53	10	16,75	5,36	0,23	10	2,36	1,63	0,26	13	4,84	2,36	1,63	0,26	13	4,84
23	SS																							
24	CS	CS	A	A	A	A	1,96	1,38	2,77	0,35	11,03	2,95	1,79	3,8	4,24	12,09	3,91	0,33	11,17	3,91	3,66	0,33	3,17	3,91
25	SS																							
26	CS	CS	A	A	A	A	1,96	1,38	2,77	0,35	11,03	2,95	1,79	3,8	4,24	12,09	3,91	0,33	11,17	3,91	3,66	0,33	3,17	3,91
27	SS																							

Los valores de  $t_2$ , en adelantamiento con seguimiento, fueron mayores que sin seguimiento (como es lógico) en proporciones que varían del 277% al 217%.

**Tabla 5.10. Valores de  $t_2$  (s) según el tipo de vehículo adelantado y del adelantamiento.**

Vehículo adelantante	Vehículo adelantado	Con seguimiento					Sin seguimiento				
		Opción	$\bar{t}_2(s)$	$t_{285}(s)$	c.v.	n	Opción	$\bar{t}_2(s)$	$t_{285}(s)$	c.v.	n
Auto	Liviano	18	8,42	11,06	0,35	58	20	3,65	4,66	0,36	19
	Auto	19	8,23	11,03	0,34	38	21	3,83	4,84	0,36	16
	Pesado	24	9,44	12,90	0,50	20	25	3,40	4,67	0,35	7
	Pelotón (2 veh)	22	17,25	21,48	0,31	9	23	NC	NC	NC	NC

$t_{285}(s)$  = percentil 85 de  $t_2$ . NC = NO CALCULADO. Liviano = Auto ó Bus pequeño ó C2 Pequeño ó moto.

Comparando con los valores de  $t_2$  del “Libro Verde” (AASHTO, 2004) en el caso estudiado son menores. La comparación no puede hacerse directamente pues las condiciones son diferentes, por ejemplo, la pendiente de este estudio es pronunciada y la AASHTO (2004) la considera a nivel.

#### **5.4.3 Tiempo de cambio de carril del vehículo adelantante al finalizar la maniobra ( $t_3$ )**

El tiempo que usa un auto para regresar al carril original, al final de un adelantamiento, se presenta en la Tabla 5.11. Cuando se trata de un adelantamiento con seguimiento los valores de  $t_3$  son prácticamente iguales excepto para el caso del vehículo adelantado tipo camión y pelotón (en este último su valor no ofrece resultados estadísticos que signifique una representación confiable). Se destacan los casos donde el vehículo opuesto 2 no es un vehículo pesado, es decir, son vehículos livianos que viajan a mayor velocidad y que de acuerdo a los resultados de  $t_3$  estaría motivando un regreso más rápido al carril original que el caso donde el vehículo opuesto 2 involucra a los pesados, posiblemente por la menor presión que ejerce para un regreso forzado.

Para el caso de adelantamientos sin seguimiento,  $t_3$  tiene un comportamiento cuya explicación se aparta de lo esperado, pues no varía inversamente proporcional a la relación peso/potencia del vehículo adelantante, es decir, a valores menores correspondería velocidades diferenciales mayores para que el regreso del auto al carril original fuese más rápida; claro que esta explicación debe ser matizada por la clasificación del tipo de regreso (voluntario, forzado o

conflictivo) que podría cambiar la continuidad del efecto y no depende del vehículo sino del conductor.

Lo que resulta muy claro y obvio es que  $t_3$  es menor para un adelantamiento sin seguimiento que con seguimiento debido a la mayor velocidad diferencial que dispone el vehículo adelantante con respecto al adelantado y a que no existe la porción de la maniobra durante  $t_1$ .

**Tabla 5.11. Valores de  $t_3$  (s) según el tipo de vehículo adelantado y del adelantamiento.**

Vehículo adelantante	Vehículo adelantado	Con seguimiento					Sin seguimiento				
		Opción	$\bar{t}_3(s)$	$t_{385}(s)$	c.v.	n	Opción	$\bar{t}_3(s)$	$t_{385}(s)$	c.v.	n
Auto	Liviano	18	2,90	4,28	0,48	57	20	2,52	3,15	0,40	19
			2,70 <sup>1</sup>	3,90	0,38	53		2,30 <sup>1</sup>	2,91	0,28	17
	Auto	19	2,93	4,24	0,61	38	21	2,36	2,92	0,26	16
			2,74 <sup>1</sup>	4,02	0,38	36		NC	NC	NC	NC
	Pesado	24	2,39	3,83	0,51	20	25	1,73	2,28	0,35	17
	Pelotón (2 veh)	22	2,65	4,67	0,72	9	23	NC	NC	NC	NC

$t_{385}(s)$  = percentil 85 de  $t_3$ . <sup>1</sup> El vehículo opuesto 2 es diferente a pesados. NC = NO CALCULADO

En la literatura internacional sobre este tema no se encontraron valores para hacer comparaciones.

#### 5.4.4 Tiempo de adelantamiento (T)

El tiempo de adelantamiento, T, es la suma de los tiempos parciales  $t_1$ ,  $t_2$  y  $t_3$  y su comportamiento es la conjunción de comportamientos de esos tiempos parciales, pero con mayor influencia del  $t_2$ . De acuerdo a los valores de la Tabla 5.12 el efecto adicional que el tipo de vehículo opuesto 2 sea diferente a un pesado hace que los valores de T disminuyan, interpretándose como que éstos motivan un regreso más rápido (forzado) al carril original por la mayor presión que podría estar ejerciendo su mayor velocidad.

De nuevo, por razón de menor velocidad diferencial entre el vehículo adelantante y adelantado, el tiempo de adelantamiento para el caso con seguimiento es mayor que sin seguimiento como lo muestra las relaciones indicadas en la Tabla.

**Tabla 5.12. Valores de T (s) según el tipo de vehículo adelantado y del adelantamiento.**

Vehículo adelantante	Vehículo adelantado	Con seguimiento					Sin seguimiento					Relación
		Opción	$\bar{T}(s)$	$T_{85}(s)$	c.v.	n	Opción	$\bar{T}(s)$	$T_{85}(s)$	c.v.	n	
Auto	Liviano	18	13,13	16,81	0,48	57	20	6,17	7,30	0,40	19	2,13
			13,04 <sup>1</sup>	16,92	0,38	53		6,07 <sup>1</sup>	7,02	0,28	17	2,15
	Auto	19	13,01	17,37	0,61	38	21	6,18	2,92	0,26	16	2,11
			12,92 <sup>1</sup>	17,17	0,38	36		NC	NC	NC	NC	NC
	Pesado	24	13,66	17,51	0,51	20	25	5,13	6,16	0,35	17	2,66
	Pelotón (2 veh)	22	22,15	24,53	0,72	9	23	NC	NC	NC	NC	NC

$T_{85}(s)$  = Percentil 85 de T en segundos.<sup>1</sup> El vehículo opuesto 2 es diferente a pesados.

NC = NO CALCULADO

Respecto al valor de T y de acuerdo a lo mencionado para  $t_1$ ,  $t_2$  y  $t_3$ , no es posible tener valores en la literatura internacional para hacer comparaciones.

#### **5.4.5 Tiempo del vehículo opuesto desde el cruce con el adelantante y el inicio de la maniobra de éste ( $t_a$ )**

La duración de  $t_a$ , es decir, el tiempo que tarda el vehículo opuesto 2 en recorrer la distancia desde el punto de cruce con el vehículo adelantante (después que éste culmina el adelantamiento) y el punto de inicio del adelantamiento depende, entre otras condiciones, del tipo de adelantamiento y del vehículo opuesto 2. Sus resultados, presentados en la Tabla 5.13, son influyentes en el valor de la brecha aceptada como se analizará en el aparte correspondiente. Debido a que los puntos de referencia para determinar la magnitud de  $t_a$  están más separados en tiempo y distancia para un adelantamiento con seguimiento que sin seguimiento, ya que el primer tipo incluye a  $t_1$  o  $d_1$  y el segundo no, los valores de  $t_a$  también serán mayores en las proporciones que se muestran en la Tabla 5.13. Además, la distancia que delimita los puntos de inicio y terminación de  $t_a$  es recorrida en menor tiempo por un vehículo opuesto 2 más rápido como aquellos que son diferentes a los pesados según los casos particulares destacados en la Tabla 5.13. Este comportamiento puede verificarse en el capítulo sobre Estado del Arte particularmente en la gráfica tiempo – espacio de la maniobra según Radelat (1995).

**Tabla 5.13. Valores de  $t_a$  (s) según el tipo de vehículo adelantado y del adelantamiento.**

Vehículo adelantante	Vehículo adelantado	Con seguimiento					Sin seguimiento					Relación
		Opción	$\bar{t}_a$ (s)	$t_{a_{85}}$ (s)	c.v.	n	Opción	$\bar{t}_a$ (s)	$t_{a_{85}}$ (s)	c.v.	n	
Auto	Liviano	18	12,87	17,31	0,35	21	20	8,29	8,99	0,32	7	1,55
			11,55 <sup>1</sup>	15,64	0,33	17		7,18 <sup>1</sup>	8,29	0,14	5	1,61
	Auto	19	12,89	17,18	0,30	13	21	7,18	8,29	0,26	16	1,80
			12,10 <sup>1</sup>	16,14	0,31	11		NC	NC	NC	NC	NC
	Pesado	24	7,76	11,97	0,56	7	25	2,16	2,16	NC	1	3,59
	Pelotón (2 veh)	22	25,24	32,33	0,41	3	23	NC	NC	NC	NC	NC

$t_{a_{85}}$  (s) = Percentil 85 de  $t_a$  en segundos. <sup>1</sup> El vehículo opuesto 2 es diferente a pesados. NC = NO CALCULADO

De la gráfica teórica antes mencionada podría concluirse que debe corresponder a una magnitud grande de tiempo de adelantamiento (T) un  $t_a$  también grande y esto no se cumple con los resultados de la Tabla 5.13 ya que en la gráfica se supone que los vehículos adelantante y opuesto 2 tienen velocidades iguales y uniformes lo cual no es cierto en la realidad constituyéndose en otra variable a considerar en la duración de las brechas aceptadas y distancias de adelantamiento.

#### 5.4.6 Brechas aceptadas

A pesar que en los apartes anteriores se describió la gran variedad de elementos que constituye la magnitud de la brecha de adelantamiento y sobre cada uno de ellos los efectos diferentes que producen los tipos de vehículos involucrados, hay algunos efectos que superan a otros y que finalmente son los que ejercen mayor influencia en el resultado de la brecha aceptada. En el caso de los adelantamientos con seguimiento la mayor brecha corresponde con la mayor longitud del vehículo adelantado que en este caso es un pelotón conformado por dos vehículos y la menor brecha parece corresponder con la mayor velocidad diferencial entre vehículos adelantante y adelantado, los valores intermedios, que son prácticamente iguales, corresponden a los vehículos adelantados livianos y autos que tienen relaciones peso/potencia similares (ver Tabla 5.14).

En los adelantamientos sin seguimiento, no se puede verificar claramente el comportamiento descrito en el párrafo anterior ya que no se disponen todos los

resultados y de alguno de ellos el respaldo estadístico es pobre como para afirmar alguna conclusión, pero hay indicios que permiten reflexiones similares.

Igual que en el análisis de las variables anteriores, se mantiene el efecto del tipo de adelantamiento, es decir, las brechas para adelantamiento con seguimiento son mayores que las de adelantamiento sin seguimiento, en las proporciones que se indican en la última columna de la Tabla 5.14.

**Tabla 5.14. Duración de la brecha aceptada (B) según el tipo de vehículo adelantado y del adelantamiento (s).**

Vehículo ade.	Vehículo ado.	Con seguimiento					Sin seguimiento					Relación $B_{con}/B_{sin}$
		Opc	$\bar{B}$	$B_{85}(s)$	c.v.	n	Opc	$\bar{B}$	$B_{85}(s)$	c.v.	n	
Auto	Liviano	18	25,32	32,09	0,29	21	20	15,11	16,14	0,23	7	1,68
			23,55 <sup>1</sup>	31,23	0,30	17		13,93 <sup>1</sup>	15,31	0,12	5	1,69
	Auto	19	25,00	31,90	0,28	13	21	13,93	15,31	0,12	5	1,79
			23,73 <sup>1</sup>	29,63	0,29	11		NC	NC	NC	NC	NC
	Pesado	24	19,56	26,87	0,41	7	25	4,85	4,85	NC	1	4,03
	Pelotón (2 veh)	22	51,10	60,93	0,28	3	23	NC	NC	NC	NC	NC

$B_{85}(s)$  = Percentil 85 de B en segundos. <sup>1</sup> El vehículo opuesto 2 es diferente a pesados. NC = NO CALCULADO

Ade. = adelantante; ado=adelantado; Opc.=opción.

### 5.4.7 Brechas rechazadas

La aceptación o rechazo de una brecha para adelantar, por parte de un posible vehículo adelantante, está condicionada principalmente por los tipos de vehículos y conductores involucrados. Por un lado, el conductor del posible vehículo adelantante analiza si la capacidad de acelerar (en forma equivalente la relación peso/potencia) de su vehículo y su nivel de riesgo para ejecutar la maniobra le permitirá realizar un rebase seguro del vehículo a adelantar, el cual también tiene una capacidad de operación ó relación peso/potencia que deberá ser mayor para que este rebase se pueda hacer más rápido; por otro lado, la longitud del vehículo a adelantar también condiciona la magnitud de brecha a aceptar o rechazar, pues implicaría mayor tiempo en el carril de circulación contraria al momento de adelantar. Otro aspecto que estima el conductor del vehículo adelantante es el tiempo de aproximación del vehículo opuesto 2, luego de valorar la distancia a la que se encuentra y un cálculo aproximado de la velocidad de acercamiento, que influirá en el valor de  $t_a$ , el cual ya se refirió.

En la Tabla 5.15 se muestran los valores de brecha rechazada para algunas opciones. Según los datos podría interpretarse que el valor de la brecha aumenta con la longitud del vehículo adelantado (para vehículos grandes); para los vehículos livianos, aumenta con la menor relación peso/potencia de éstos.

Tabla 5.15. Duración de brecha rechazada según vehículo adelantado (s).

Vehículo adelantante	Vehículo adelantado	Con seguimiento				
		Opción	$\overline{BR}(s)$	$BR_{85}(s)$	c.v	n
Auto	Liviano	18	12,64	16,60	0,46	14
			NC	NC	NC	NC
	Auto	19	13,58	19,42	0,47	8
			NC	NC	NC	NC
	Pesado	24	13,80	17,88	0,22	20
	Pelotón	22	21,02	28,41	0,51	3

$BR_{85}(s)$  = Percentil 85 de BR en segundos. NC = NO CALCULADO

#### 5.4.8 Brecha crítica

Al comparar las brechas aceptadas y las rechazadas puede verificarse que las primeras son mayores que las segundas en proporciones que parecen depender de la diferencia de las relaciones peso/potencia del vehículo adelantante respecto al adelantado, excepto para la opción 24, tal como se resume en la Tabla 5.16. No pueden hacerse afirmaciones absolutas, pues además de ser algunos de esos valores indicativos, según los estadísticos de la Tabla 5.9, no se involucra el análisis del tipo de vehículo opuesto 2 que influye en el valor de la brecha aceptada y rechazada por falta de datos suficientes y de efectos combinados de muchos otros factores que un estudio experimental, como el que se está describiendo, no alcanza a medir; para un análisis mejor de la maniobra de adelantamiento se reitera las ventajas que ofrece el uso de modelos de simulación.

Se han reunido las distribuciones de los valores de brechas rechazadas y aceptadas para cada opción de las tratadas aquí cuyas gráficas se presentan en las Figuras 5.13, 5.14 y 5.15.

**Tabla 5.16. Relación entre brechas aceptadas y rechazadas para adelantamiento con seguimiento, en segundos.**

VEHÍCULO ADELANTANTE	VEHÍCULO ADELANTADO	OPCIÓN	BRECHA RECHAZADA (s)	BRECHA ACEPTADA (s)	RELACIÓN B/BR	BRECHA CRÍTICA (s)
Auto	Livianos	18	12,64	25,32	2,00	18,00
	Auto	19	13,58	25,00	1,84	18,00
	Pesado	24	13,80	19,56	1,41	15,00
	Pelotón	22	21,02	51,10	2,43	36,06

Como valor de la brecha crítica se toma aquella que tiene la misma probabilidad de que sea aceptada o rechazada, entonces, se busca el tamaño de brecha en que los porcentajes rechazos y aceptaciones sean iguales como se ilustra en las Figuras 5.16, 5.17 y 5.18 y que se presenta en la Tabla 5.16 para las opciones 18, 19 y 24.

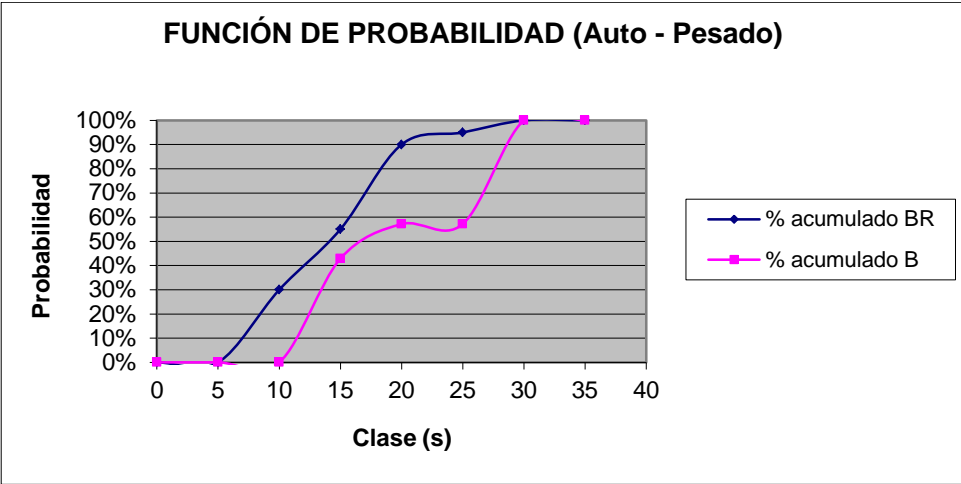


Figura 5.13. Distribuciones de BR y B de la opción 24.

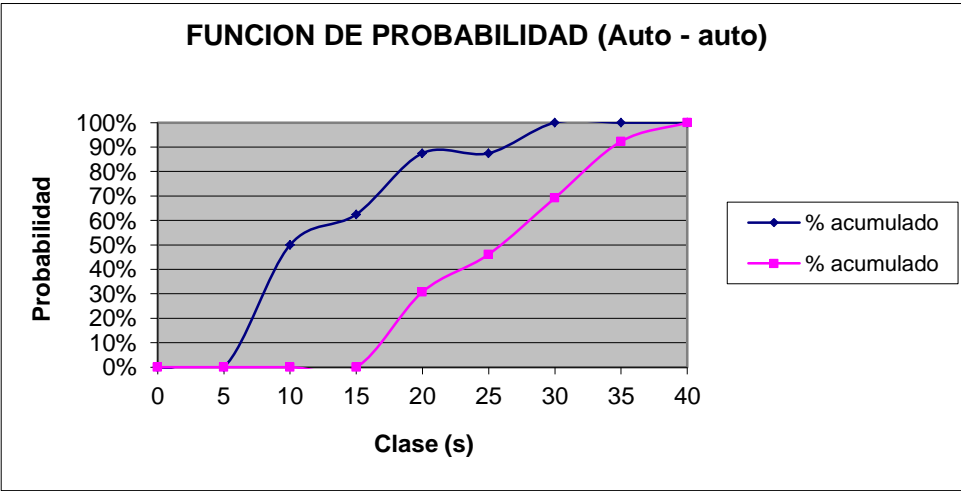


Figura 5.14. Distribuciones de BR y B de la opción 19.



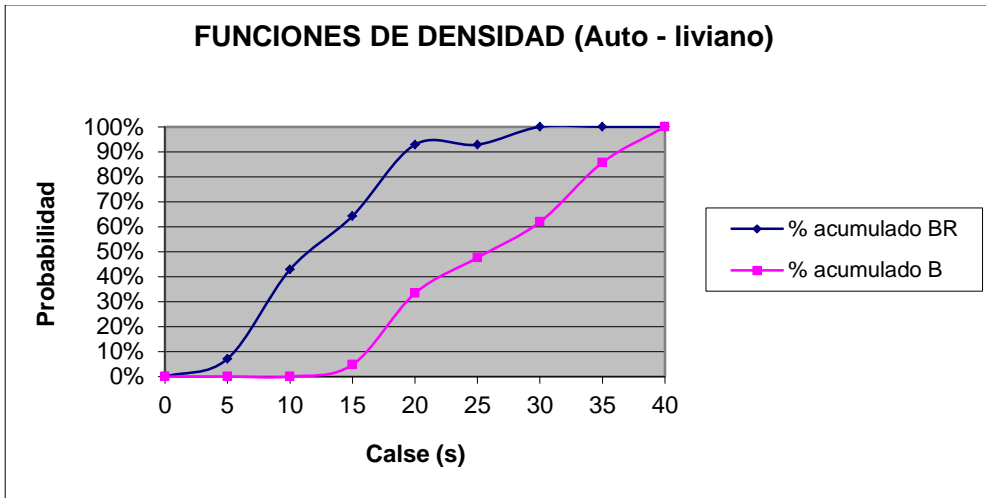


Figura 5.15. Distribuciones de BR y B de la opción 18.

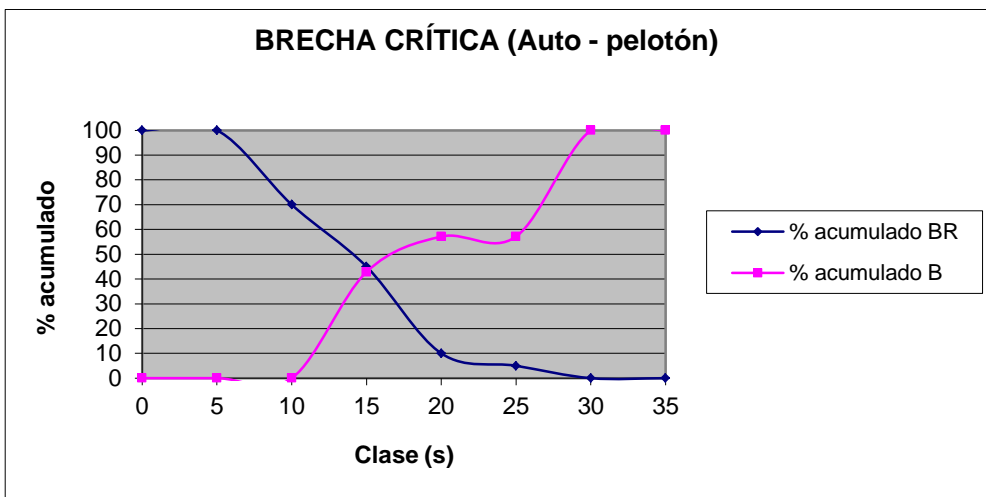


Figura 5.16. Brecha crítica de la opción 24.

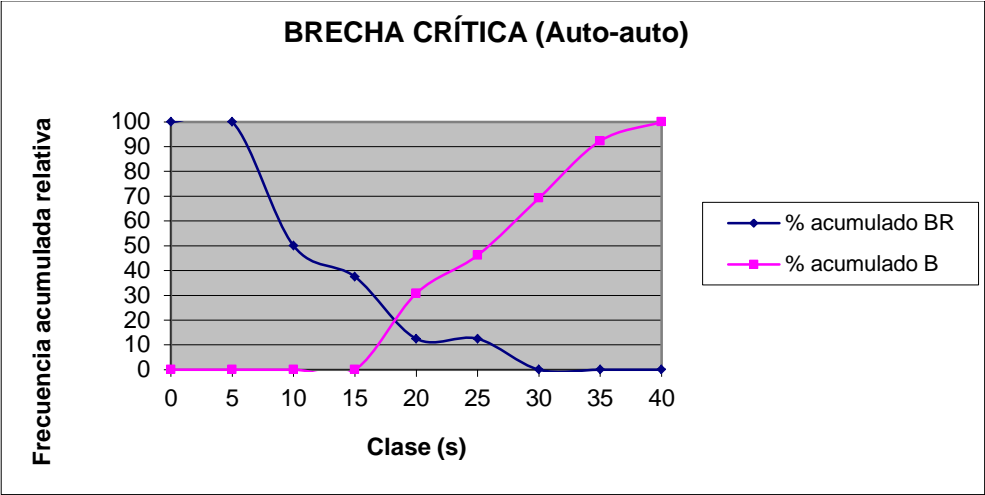


Figura 5.17. Brecha crítica de la opción 19.

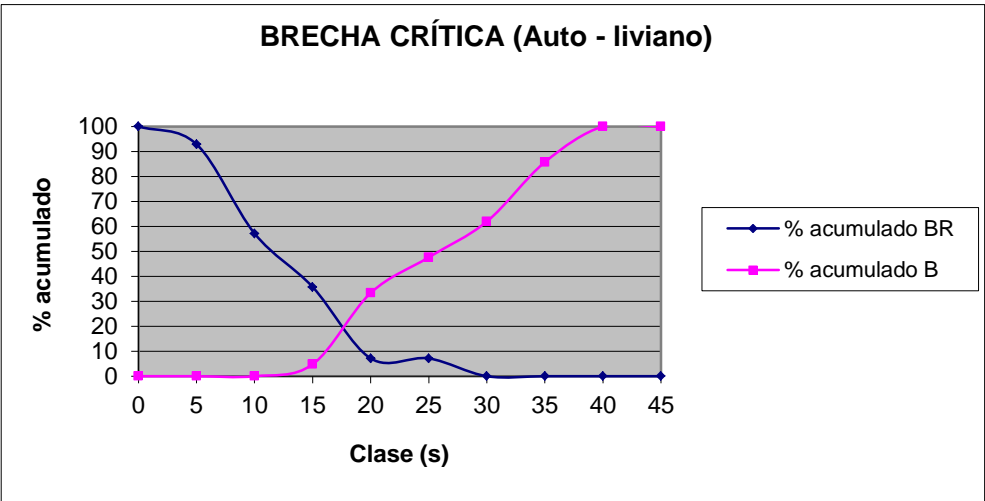


Figura 5.18. Brecha crítica de la opción 18.

## **6. Calibración del TWOPAS**

Es el corazón del Traffic Analysis Module (TAM) que es uno de los 6 submódulos que integran el Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM).

En el capítulo 5 Fase experimental se describen los métodos para registrar y reducir los datos observados en el tramo experimental para obtener los valores de las variables, parámetros y de indicadores operacionales que fueron usados como datos de entrada al TWOPAS o como valores de referencia para comparar los equivalentes simulados por el modelo para el propósito de la calibración.

La calibración del modelo TWOPAS considera la aplicación del modelo en una carretera colombiana y compara los resultados de la simulación con las mediciones de variables del tránsito realizadas en un tramo experimental ajustando los parámetros del modelo hasta que los resultados simulados y los observados tuviesen un grado de aproximación razonable para considerar calibrado el TWOPAS.

La carretera está ubicada entre las ciudades de Popayán y Cali en terreno ondulado y montañoso de 8,786 km de longitud y en la cual se seleccionó un tramo experimental de 120 m de longitud para registrar el tránsito con video tal como se describió en el capítulo 5 de la Fase Experimental, estimando los valores de las principales variables de tránsito de manera que permitiese su total caracterización.

### **6.1 Determinación de los parámetros del modelo susceptibles de modificar**

De acuerdo con el Manual del TWOPAS (FHWA, 1986) se conocieron los datos de entrada y resultados del modelo de simulación y de acuerdo con lo recomendado por Archilla (1996) y la Universidad Pontificia Javeriana (1997) se planificó la toma de datos de campo en el tramo experimental seleccionado de manera que pudiesen ser medidos la mayoría de las características de la operación vehicular y obtener los valores de los indicadores operacionales que el TWOPAS entregaba como resultados de simulaciones.

Para definir los datos de entrada, parámetros y variables a considerar en la calibración hubo necesidad de documentarse sobre el modelo y conocer muy bien el manejo del TWOPAS y su funcionamiento, para lo cual se hicieron varias simulaciones de prueba hasta comprender los pasos y lógica del programa. A continuación se describe la manera de preparar e ingresar los datos de entrada al modelo.

La aplicación del TWOPAS a las condiciones de la carretera supone especificar datos de entrada al programa, lo cual se hace a través del Interactive Highway

Safety Design Model (IHSDM) usando tres niveles, denominados Proyecto, Carretera y Evaluación.

En el nivel **Proyecto** se especifica generalidades como título, comentarios, descripción, sistema de unidades y el IHSDM automáticamente determina la fecha y hora de creación y modificación y el directorio donde reposa esta información; además, crea una historia del proyecto.

A nivel de **Carretera** se especifican propiedades como título, comentario, descripción, peralte máximo, bombeo normal por omisión y el IHSDM automáticamente determina la fecha y hora de creación y modificación, el directorio donde reposa esta información y crea una historia de creación de esta carretera. Además, se ingresan datos de entrada correspondientes al trazado horizontal y vertical, características generales, sección transversal de la vía, sección transversal del entorno, norma específica de revisión, consideraciones para el análisis de tránsito y datos sobre accidentalidad.

Los datos de entrada anteriores tienen, por cada categoría, los siguientes campos:

- Trazado horizontal: abscisas de tangente, curva simple, espiral y ángulo de deflexión.
- Trazado vertical: abscisas de la tangente y punto de inflexión vertical, relacionando pendientes longitudinales.
- Características generales: tipo de terreno, clase funcional de la vía, velocidad de diseño, velocidad deseada, percentil 85 de la velocidad de operación, velocidad límite, Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) y su crecimiento anual, volumen horario de diseño y volumen de la hora pico.
- Sección transversal de la vía: bombeo, características del carril para movimiento de frente, características físicas del carril de adelantamiento, características físicas del carril de ascenso, características físicas del carril exclusivo de giro, holgura del carril, características físicas del carril de giro a izquierda para los dos sentidos de circulación, sobreancho en curvas, tipo de pavimento, tipo de superficie, características del arcén, variación del arcén y características de puentes.
- Sección transversal del entorno: talud interior, cunetas, talud exterior, distancia a la obstrucción, categoría del riesgo del entorno, densidad de entradas y ubicación de infraestructura para bicicletas.
- Norma específica de revisión: ubicación de maniobras con distancias de visibilidad de decisión específicas.

- Consideraciones para el análisis de tránsito: localización de estaciones, zonas a velocidad de régimen, zonas con distancia de visibilidad de adelantamiento disponible, zonas con velocidad reducida y zonas de adelantamiento prohibido.

Cuando se llega al nivel de **Evaluación**, después de especificar los dos anteriores (Proyecto y Carretera), se selecciona el módulo adecuado de seis disponibles según el Manual de la versión 2010 del IHSDM (Revisión de normas, Predicción de accidentes, Consistencia del diseño, Análisis de Intersección, Análisis de tránsito y el de conductor-vehículo, pero cuando se ejecuta el programa no aparece entre las opciones el Análisis de Intersección) que para este estudio corresponde al de Análisis de Tránsito (Traffic Analysis Module-TAM) permitiendo a través de una ventana de diálogo editar el título, un comentario, la descripción de la evaluación y las fronteras de la evaluación que son las abscisas de inicio y terminación de la carretera que se evalúa y además especificar en diferentes pasos los datos de entrada, como los siguientes:

- Primer paso: se especifica el nombre de la configuración que se refiere al nombre del archivo que contiene los parámetros de configuración del modelo, de lo cual se comentará más adelante por ser relevante para la calibración y el trazado antes de la carretera, es decir, el tipo general del trazado antes del inicio de la carretera en los dos sentidos de circulación.
- Segundo paso: características del tránsito vehicular para cada sentido de circulación de la carretera, especificando el volumen, porcentaje de vehículos en grupos (que puede ser generado automáticamente por el TAM), porcentaje de camiones y de otros tipos de vehículos.
- Tercer paso: establecimiento de las velocidades deseadas para cada sentido de circulación indicando para cada categoría general de vehículos (autos, camiones y recreativos) el valor medio y la desviación estándar.
- Cuarto paso: ingresar los valores de parámetros de simulación como el periodo de prueba y el periodo de “calentamiento” o preparación del modelo; además se pueden seleccionar las opciones de usar la distancia de visibilidad mínima cuando no se tenga esta información, especificar dicha distancia, se ofrecen las opciones de utilizar el archivo por defecto que define el usuario para el TWOPAS (Use TWOPAS User Default File) y mostrar el archivo INP de TWOPAS antes de ejecutarlo (Show TWOPAS INP file before run); por otro lado, se tiene la posibilidad de generar y editar las semillas de números aleatorios para generar intervalos vehiculares y velocidad de los vehículos al ingresar a la carretera para los dos sentidos de circulación

en las secuencias estocásticas del modelo de simulación y de otros procesos importantes como el de adelantamiento.

- Quinto paso: no es un ingreso de datos porque aquí el IHSDM revisa los datos de la carretera con aquellos que requiere la evaluación resaltando los que necesitan una revisión más detallada permitiendo hacer esto y resume alguna información ya especificada como el título de la carretera, el comentario hecho, título de la versión y el comentario a esta, archivo importado, peralte, bombeo, además, las fronteras del trazado horizontal en términos de abscisas, las coordenadas de un P.K. particular como la inicial, el rumbo magnético de un elemento geométrico representado por un P.K. de él y la altitud en un P.K. particular.
- Sexto paso: corresponde a la opción de ejecutar la evaluación (Run) o regresar a los pasos anteriores para cambiar algún dato si es necesario; aquí se presenta un resumen de las características de la evaluación como las abscisas de inicio y terminación, el nombre del archivo de configuración, el tipo de trazado antes de la entrada a la carretera simulada en los dos sentidos de circulación, los P.K. de inicio y terminación usados para los informes de resultados, el periodo de preparación del TWOPAS, la duración de la prueba, las semillas de números aleatorios, el estado de la opción de utilizar el archivo por defecto que define el usuario para el TWOPAS y si se elaboran informes de resultados.

En el Anexo A.I se presenta en la Tabla A.I.1 y Tabla A.I.2 la información especificada en el IHSDM según el nivel.: Proyecto, Carretera y Evaluación.

Conocidos las definiciones, características y función de los datos de entrada, parámetros y variables del modelo, se siguió con la manera de acceder a su cambio en el programa, lo cual se describe en el aparte siguiente.

## **6.2 Método para la modificación de parámetros y entradas al modelo**

Mediante la definición de los datos de entrada, parámetros y variables del modelo, se crearon procedimientos para obtener la información a partir de los datos tomados en el campo. Para esto fue importante la lectura cuidadosa del manual del programa (FHWA, 1986).

A continuación se describen las tres opciones para cambiar los datos de entrada, parámetros y variables del TWOPAS (TAM).

### 6.2.1 Opciones para configurar el TWOPAS

Para modificar los parámetros, variables y constantes del TWOPAS con propósitos de calibración surgen tres opciones con ventajas y alcance diferentes según las necesidades del analista: configurando el submódulo del IHSDM mediante la creación de un archivo a través del ADMINISTRATION TOOL, modificando el archivo twpuser.tdf., y modificando el archivo de entrada al TWOPAS .inp como se describe a continuación:

#### a ADMINISTRATION TOOL:

La **primera opción** para modificar los parámetros de simulación del TWOPAS se hizo referencia en el primer paso de ingreso de datos al TAM cuando se habló de un archivo que contiene los parámetros que pueden editarse, según las conveniencias del usuario del IHSDM, como es el caso que nos ocupa ya que se modificaron algunos de ellos para realizar la calibración del TWOPAS. El ingreso a esta posibilidad de edición se hace buscando el programa IHSDM desde la ventana de INICIO de WINDOWS y ejecutando el programa de administración del IHSDM (ADMINISTRATION TOOL). El archivo de configuración del TAM contiene variables de entrada al TWOPAS que normalmente no son cambiadas por el usuario y a través de esta opción se pueden modificar por parte del usuario y que han sido establecidas con valores por omisión. Estos valores son escritos en el archivo de entrada estándar para la simulación con TWOPAS junto con los datos de entrada que hayan sido ingresados por el usuario.

Cuando se invoca tal herramienta se muestra una lista de archivos de configuración en la pantalla "Traffic Analysis Configuration Data Sets". Para modificar los valores y crear un archivo nuevo de configuración, los usuarios deben copiar un conjunto de datos existente, renombrarlo, elegir el archivo de configuración renombrado, abrirlo y editar los valores de interés.

Al acudir a esta utilidad se tiene posibilidad de hacer modificaciones en configuraciones relacionadas con los diferentes tipos de evaluaciones que ofrece el IHSDM. En la opción de Análisis del Tránsito (TAM) se pueden crear diferentes archivos de configuración que se les puede asignar su nombre individualmente para editarlos, copiarlos, convertirlos o borrarlos, hacerle un comentario para identificar en forma general su contenido y el IHSDM indica la fecha última de actualización. Esta información se replica al configurar cada componente del archivo que son:

- Características generales: distancia de visibilidad de adelantamiento mínima, distancia de visibilidad de adelantamiento nominal, probabilidad de reconsideración del adelantamiento, factor de seguimiento de vehículos, límite inferior de la velocidad deseada en desviaciones estándar, límite superior de la velocidad deseada en

desviaciones estándar, factor de restricción de uso de la potencia en desviaciones estándar, factor de restricción de uso de la potencia en pendiente cero en términos de desviaciones estándar, altura de la visual del conductor y altura del objeto (obstáculo).

- Conductor: caracteriza 10 tipos de conductor de acuerdo al valor que se asigne al Tipo de Factor Estocástico del Conductor.
- Camión: para cada uno de los 4 tipos de camión que puede configurarse se especifica la Relación Peso/Potencia Neta, Relación Peso/Área Frontal Proyectada, Longitud, Factor de Corrección de la Potencia, Factor de Corrección del Arrastre Aerodinámico, Velocidad Máxima de Entrada al lado derecho, Velocidad Máxima de Entrada al lado izquierdo, Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera y Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera.
- Vehículos recreativos: para cada uno de los 4 tipos de vehículos recreativos que puede configurarse se especifica el Numero de Control, la Aceleración Máxima, Velocidad Seudomáxima, Longitud, Velocidad Máxima de Entrada al lado derecho, Velocidad Máxima de Entrada al lado izquierdo, Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera y Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera.
- Automóviles: para cada uno de los 5 tipos de automóviles que pueden configurarse se puede especificar la misma información descrita para los vehículos recreativos.

Existen **dos alternativas adicionales** para modificar datos de entrada y parámetros de simulación del TWOPAS que incluye variables embebidas en el código del TWOPAS, cuyos valores han sido asignados por los desarrolladores del modelo y que se utilizan durante una ejecución de simulación. Estas variables embebidas pueden ser modificadas fuera de la interfase IHSDM editando el archivo TWPSUSER.TDF y/o TWOPAS\*.INP y solo se recomienda ser modificados por usuarios experimentados, por lo tanto, supone un cambio en el comportamiento del TWOPAS de cuyo efecto se debe tener consciencia.

Estas dos opciones pueden ser elegidas en el cuarto paso cuando se especifica el nivel de Evaluación con el TAM al marcarlas en las casillas identificadas con las leyendas “Use TWOPAS User Default File” (usar el archivo por defecto del usuario del TWOPAS) y/o “Show TWOPAS INP file before run” (mostrar el archivo TWOPAS INP antes de la ejecución).

#### *b TWPSUSER.TDF:*

Si se elige “Use TWOPAS User Default File” el programa intentará buscar y usar el archivo por defecto del usuario del TWOPAS, TWPSUSER.TDF. Entonces, los valores por defecto son leídos desde este archivo externo junto



con aquellos que son transferidos desde la interfase para la Evaluación de Análisis del Tránsito (TAM). Si esta opción no es marcada o elegida, los valores por defecto embebidos dentro del modelo TWOPAS son usados junto con aquellos que son transferidos desde la interfase para la Evaluación de Análisis del Tránsito (TAM). Para esto se modificó la interfase TAM (denominada en una versión anterior como UCBRURAL) agregando la variable IDEFLT, la cual puede tomar los valores 0 o 1 según las elecciones anteriores, cuando IDEFLT=0 los valores por defecto del programa son transferidos desde TAM hasta el modelo TWOPAS y consecuentemente TWOPAS debería usar los valores por defecto del programa que están definidos dentro del modelo TWOPAS; si IDEFLT=1 los valores por defecto especificados por el usuario serán transferidos desde TAM hasta el modelo TWOPAS y adicionalmente TWOPAS debería leer los demás valores por defecto especificados por el usuario desde el archivo TWPSUSER.TDF. IDEFLT fue agregada en el registro 2 del archivo de datos de entrada al TWOPAS (TWOPAS\*.INP) (FHWA, 2010).

El archivo **TWPSUSER.TDF** se encuentra en la carpeta bin donde está el archivo ejecutable del TWOPAS y permite al usuario del UCBRURAL (versión actualizada del TWOPAS a 1998 con interfase para ingresar datos y parámetros desarrollada por la Universidad de California en Berkeley) **modificar los valores por defecto que son usados como:**

- **Datos de entrada necesarios** para el modelo TWOPAS (leídos por UCBRURAL, escritos en el archivo de entrada TWOPAS.INP)
- **Datos de entrada opcionales** para el modelo TWOPAS (leídos por UCBRURAL, escritos en el archivo de entrada TWOPAS.INP)
- **Datos embebidos en el código** del programa TWOPAS (leídos por el modelo TWOPAS)
- **Constantes embebidas** en el código del programa TWOPAS (leídos por el modelo TWOPAS)

En el archivo TWPSUSER.TDF se pueden cambiar las siguientes variables:

- **Datos de entrada necesarios** para el modelo TWOPAS:
  - Distancia de visibilidad de adelantamiento mínima (SMIN).
  - Distancia de visibilidad nominal (SNOM).
  - Probabilidad de reconsiderar el adelantamiento en el intervalo de revisión próximo (PREC).
  - Tipo de trazado a la entrada de la carretera en la dirección 1 (NPUG(1)).
  - Tipo de trazado a la entrada de la carretera en la dirección 2 (NPUG(2)).

- Proporción de cada tipo de vehículo en cada dirección de circulación (FRC(1,KVT); FRC(2,KVT)). KVT= tipo de vehículo.
- Factor de sensibilidad en el seguimiento de vehículos (ZKCOR).
- Factor por tipo de conductor estocástico (BKMP(KDT)). KDT =tipo de conductor.
- **Datos de entrada opcionales** para el modelo TWOPAS:
  - Características de los carriles de adelantamiento:
    - Código identificador del tipo de zona (2=Carril de adelantamiento o de asenso con el carril derecho reduciéndose al final del mismo y 3 = Carril de adelantamiento o de asenso con el carril izquierdo reduciéndose al final del mismo (JPS).
    - Carril usado por los conductores al adicionarlo en el extremo inicial de un carril de adelantamiento (1= Preferencia del carril izquierdo; 2= ninguna preferencia y 3 = preferencia por el carril derecho).
  - Características de los camiones:
    - Relación peso/potencia neta por cada tipo de camión (WOHP).
    - Relación peso/área frontal proyectada por cada tipo de camión (WOA).
    - Longitud de cada tipo de camión (FLG).
    - Factor de corrección de la potencia en HP por altitud para cada tipo de camión (CPE).
    - Factor de corrección del arrastre aerodinámico por altitud para cada tipo de camión (CDE).
  - Características de los vehículos recreativos y autos:
    - Número de control que identifica al tipo de vehículo hasta el cual usará las regiones con velocidad de régimen en descenso y que determinará adelantamientos múltiples (KCWLF).
    - Aceleración máxima usando la potencia disponible máxima por cada tipo de vehículo (PO).

- Velocidad Seudomáxima con pendiente cero usando la potencia disponible máxima por cada tipo de vehículo (SP1).
  - Longitud de cada tipo de vehículo (FLG).
- Regiones con velocidad de régimen en descenso (CW):
  - Número total de regiones con velocidad de régimen en ambas direcciones (TOTCWL).
  - Dirección de circulación en la cual está localizada esta región de velocidad de régimen (JD).
  - Inicio de la región (XCWN(KCW)). KCW= Número secuencial de la región.
  - Terminación de la región (CW2(KCW)). KCW= Número secuencial de la región.
  - Velocidad de régimen promedio (CSO).
  - Desviación estándar de las velocidades de régimen en esta región (SCWL).
- **Datos embebidos en el código** del programa TWOPAS (U.S DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 1986):
  - CAR:
    - KT=El código más grande de los vehículos que usan la ecuación de comportamiento de camión.
  - DRPL:
    - DEOL (DEDL)=Distancia de prueba desde el carril que se reduce (pies). Usado al evitar la motivación de cambiar al carril que se reduce y la motivación al salir de él.
    - DSGN=Distancia de prueba asociada con la señalización de la reducción del carril y utilizada en la motivación de cambio de carril (pies).
    - TEOLHI=Un tiempo de prueba (el más grande de dos) comparado con el tiempo proyectado (segundos) para alcanzar el carril que se reduce. Usado en la determinación de la motivación de cambio de carril.
    - TEOLLO= Un tiempo de prueba (el más pequeño de dos) comparado con el tiempo proyectado (segundos)

para alcanzar el carril que se reduce. Usado en la determinación de la motivación de cambio de carril.

- DPT1:
  - ACRIT = decel - chng follower's excess spd GAPC.
  - AED= typical pos acceleration CRFW2.
  - REE= max pos. deceleration CRFW2 & GENTB.
  - RJERK= max pos rate of change of accel. CRFW2.
  - THP= max time hdwy for platoon members DSTA.
  - MXPT= max time hdwy for platoon members EPLAT.
- PLHDWY:
  - PLHDWY=Intervalo máximo entre miembros de un pelotón y su líder. Definido como 4,0 en el Bloque DATA.
- RE:
  - RE=Tasa de aceleración más extrema o de emergencia. Definida en -15,0 pies/ segundo<sup>2</sup> en el Bloque DATA.
- REUB3:
  - RB=Coeficiente del término no lineal de velocidades en el modelo de seguimiento Pitt-KLD del TWOWAF. Establecido en 0,1 en el Bloque DATA. Mantenido en el modelo de seguimiento del TWOPAS para imitar aspectos seleccionados del seguimiento de vehículos.
  - RC= Demora en la respuesta del conductor en el modelo de seguimiento de vehículos Pitt-KLD del TWOWAF. Establecido en 0,3 en el Bloque DATA. Mantenido en el modelos de seguimiento de vehículos del TWOPAS.
- RVMAX:
  - RVMAX= Velocidad máxima. Definida como 120 pies/segundo (131,7 km/h) en el Bloque DATA. Originalmente fue usado en conexión con el modelo de seguimiento de vehículos Pitt-KLD del TWOWAF. Mantenido en el TWOPAS.
- TRK:

- AD= Deceleración usada en el cálculo de velocidades de aproximación a curvas y zonas con velocidad de régimen. Definida igual a 3,5 pies/segundo<sup>2</sup> (0,91 m/s<sup>2</sup>) en el Bloque DATA.
- VC:
  - KC= Índice más grande de los tipos de vehículos que usan velocidades de régimen en descensos.
  - C0= Constante en la aceleración del camión durante el cambio de marcha (pies/segundo).
  - C1= Coeficiente de velocidad en la ecuación de aceleración del camión durante el cambio de marcha.
- ZKF:
  - ZKF= Densidad a flujo libre (veh/milla), parámetro en el cálculo de ZK(1). Definida en 20,0 en el Bloque DATA. ZK(I)=Factor de brecha (gap) del modelo de seguimiento de vehículos Ptt-KLD (segundos), donde I es igual a la velocidad del perseguidor (pies/segundo) dentro el rango de 1 a 100. Este factor fue incorporado en la versión del TWOWAF de KLD y ha sido mantenido en el modelo de seguimiento de vehículos revisado del TWOPAS.
- ZKJ:
  - ZKJ= Densidad de congestión (jam) (veh/milla), parámetro en el cálculo de ZK(I). Definida en 210,0 en el Bloque DATA.
- ZL:
  - ZL= Factor de calibración usado en cálculo de ZK(I). Definida en 2,2 en el Bloque DATA.
- ZM:
  - ZM= Factor de calibración usado en cálculo de ZK(I). Definida en 0,6 en el Bloque DATA.
- ZUF:
  - ZUF= Velocidad a densidad de flujo libre (millas/hora) usado en cálculo de ZK(I). Definida en 55,0 (88km/h) en el Bloque DATA.
- DFT2:

- P41 (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob.
- SON (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob.
- SOP (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob.
- SSN (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob.
- SSP (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob.
- **Constantes embebidas en el código del programa TWOPAS:**
  - DFT3:
    - FSPDP(1 A 2) = spd inc. fact. of pass.vehs. SPDN & ST14.

Se recomienda editar el archivo TWPSUSER.TDF usando un procesador de textos manteniendo todos los caracteres en su posición original y cambiando aquellos valores de las variables y parámetros que se hallan entre las columnas 19 a 26 justificándolos a la derecha.

*c TWOPAS\*.INP:*

Si por su parte se marca la opción “Show TWOPAS INP file before run” se abrirá el archivo de datos de entrada al TWOPAS (con extensión .INP) antes de la ejecución. Esta opción solo debería ser utilizada por usuarios avanzados para modificar algunos elementos del archivo de entrada al TWOPAS.

Cuando TAM se está ejecutando, el IHSDM utiliza datos de la carretera ingresados o importados por el usuario para crear el archivo TWOPAS\*.INP, el cual es usado internamente como entrada para generar los resultados del TAM. Los archivos TWOPAS\*.INP también pueden ser importados directamente dentro del IHSDM para llenar conjuntos de datos de carretera y servir como entrada para ejecutar el TAM.

Cuando se ejecuta el TAM especificando los datos de entrada y se oprime el botón de ejecutar en el séptimo paso del TAM (realmente también se ejecuta TWOPAS), se crea un archivo de extensión .INP que es el archivo ejecutable real de entrada al TWOPAS, entonces, el programa pregunta sobre si desea ver y/o editar el archivo .INP o iniciar la ejecución (start); si elige ver y/o editar se abrirá un archivo de texto, que es el archivo real que podría ser leído por el TWOPAS (en la versión del IHSDM de 2007 este archivo es: evaluation.1.TAM.INP), donde puede realizar los cambios, grabarlo y cerrarlo

así que cualquier cambio que se haga a este archivo pueden afectar la simulación; luego podrá elegir la opción para iniciar (start) la simulación con TWOPAS usando el archivo con extensión .INP recién editado. El formato de este archivo .INP se detalla en el Apéndice del Manual del ingeniero para el Análisis del Tránsito (TAM) (FHWA, 2010). Cabe advertir que en la Tabla de Datos de Entrada que se muestra en el informe de resultados de evaluación con el TAM aun aparecen los valores originales de los parámetros y no aquellos editados en el archivo .INP que se acabó de describir pero los cálculos que hace TWOPAS se basan en los parámetros editados.

El archivo de datos de entrada al TWOPAS (**evaluation.1.TAM.INP**) **contiene en general la siguiente información:**

- **Datos obligatorios:**
  - Comentarios: N° y Título de la ejecución.
  - Controles de simulación: Para los resultados, tiempos de ejecución, intervalo de revisión, supresión de adelantamientos después de curva a derecha, código no usado.
  - Otros controles: Uso de archivo con valores por defecto, longitud, estaciones con DVA, probabilidad de considerar adelantamiento por intervalo.
  - Tránsito: Volumen, porcentaje de pelotones a la entrada y trazado a la entrada por cada sentido.
  - Tránsito: Composición vehicular por cada sentido.
  - Velocidad deseada: Velocidad promedio, límites inferior y superior, factores de uso de potencia, desviación estándar por categoría de vehículo y por cada sentido, desviaciones de velocidad respecto a la del auto.
  - Velocidad de entrada máxima por tipo de vehículo para cada sentido.
  - Conductores: Factor de sensibilidad en el seguimiento de vehículos (ZKCOR), tipología según nivel de riesgo.
- **Datos opcionales:**
  - Semillas de números aleatorios.
  - Distancias de visibilidad de adelantamiento para cada sentido.
  - Regiones de pendiente longitudinal.
  - Curvas horizontales: Abscisas de inicio, radio, peralte y ángulo de deflexión.

- Regiones con velocidad de régimen en pendientes descendentes: Abscisas de inicio y terminación, velocidad promedio y desviación estándar por cada sentido de circulación.
- Zonas de adelantamiento para cada sentido.
- Características operaciones de los camiones: Relación peso/potencia, relación peso/área frontal, longitud, factor corrector de potencia y de resistencia aerodinámica.
- Características operaciones de los vehículos recreativos y autos: Operación en pendientes descendentes, uso de la aceleración máxima, seudomáxima velocidad y longitud.
- Zonas con velocidad reducida por anchura de carril y/o berma y/u otra condición: Abscisas de inicio y terminación, velocidad promedio y desviación estándar por cada sentido de circulación.
- Localización de estaciones y subsecciones de carretera para el resumen de resultados de la modelación.

Se recomienda editar el archivo de datos de entrada al TWOPAS (evaluation.1.TAM.INP) usando un procesador de textos manteniendo todos los caracteres en su posición original y cambiando aquellos valores de las variables y parámetros que se necesite.

En el Anexo I, aparte A.I.3, se presenta la Tabla A.I.3 donde se hace un resumen de los datos especificados para configurar el TAM a través del ADMINISTRATION TOOL, de los datos de entrada y constantes del TWOPAS que pueden modificarse en el archivo TWPSUSER.TDF y los datos de entrada al TWOPAS en el archivo evaluation.1.TAM.INP que pueden modificarse así como se hace una relación entre estas formas posibles de especificar los datos de entrada, parámetros y constantes del TWOPAS en el proceso de calibración del modelo.

Según el NCHRP (1998) debido a la necesidad de mejorar el programa TWOPAS y su incorporación en el TAM y resolver problemas de confusión de interpretaciones de variables y resolver la incompatibilidad con graficas del HCM de 1985, se modificó el informe de resultados del TWOPAS en estos aspectos.

El archivo TWOSUM está compuesto por tres partes: la primera con información general sobre la ejecución del programa, la segunda daba información en los puntos seleccionados y la tercera daba información espacial de las variables en intervalos. La modificación fue específicamente la siguiente: OVERALL % TIME DELAY es el porcentaje de tiempo en el cual los vehículos, en cada dirección y para toda la carretera simulada, circulan en estado



diferente al flujo libre que es el estado 1 asumido por TWOPAS. Se debe resaltar que el criterio para definir los vehículos libres en TWOPAS es diferente del criterio de 5 segundos usado para definir el PTD del HCM de 1985 (también de 1994 y 2004).

En la segunda parte, titulada SUMMARY SPOT CHARACTERISTICS (Resumen de características puntuales), aparecen otras variables como %UNIMP, %IMP y %FOLL, que se describen a continuación: %IMP se calcula simplemente como 100-%UNIMP; %UNIMP es obtenido del archivo de resultados del TWOPAS bajo el encabezamiento PERCENT UNIMPEDED para cada estación seleccionada por el usuario y TWOPAS la calcula como el porcentaje de todos los vehículos que cruzaron la estación y estaban en estado 1.

El N° de vehículos agrupados se toma de NFOLL de la segunda parte del archivo TWOSUM. TWOPAS considera que un vehículo es miembro de un grupo cuando circula con un intervalo menor que 4 segundos de su líder cuando cruza la estación de observación. Esto está próximo al espíritu del HCM de 1994 (y de 2004) pero en vez de 5 segundos el programa utiliza 4 segundos. La modificación para usar 5 segundos como criterio es trivial y estuvo bajo consideración en el NCHRP (1998).

Finalmente, en la tercera parte del informe del TWOSUM, titulada SUMMARY INTERVAL INFORMATION (resumen de información espacial), de nuevo hay un encabezamiento de columna %UNIMP que es calculado como el porcentaje de vehículos en el tramo de vía que durante el periodo de simulación estuvieron circulando en estado 1. Ya que la interfase anterior (UCBRURAL) definió la sección desde la primera estación de observación hasta la última en cada dirección, los valores del %UNIMP deberían ser iguales a 100-OVERALL % TIME DELAY donde OVERALL % TIME DELAY fue definido para la primera parte de la salida de resultados TWOSUM.

%NDS aparece en el archivo de salida del TWOPAS bajo el encabezamiento PERCENT OF TIME NEAR DESIRED SPEED (porcentaje de tiempo con velocidad cerca de la deseada) que es el porcentaje de vehículos dentro de la sección de vías que estuvieron circulando a una velocidad mayor que la velocidad deseada menos 2 pies/segundo (2,2 km/h). Este es uno de los indicadores que considera el HCM (TRB, 2010) para calificar el nivel de servicio en carreteras convencionales en el tipo 3 de carreteras.

Tal como se mencionó al principio las mediciones puntuales y espaciales ilustradas en los gráficos producidas por la interfase anterior (UCBRURAL) eran incompatibles. La razón era que la variable OVERALL % TIME DELAY de la primera sección de TWOSUM fue seleccionada como la variable de la medida espacial mientras que para las observaciones puntuales fue seleccionada la variable PFOLL en la segunda sección. Así como se comentó, la primera estuvo basada en los estados de los vehículos mientras que la

última se basó en un criterio simple de intervalo. Obviamente, hubo ocasiones (particularmente cuando se simularon carriles de adelantamiento) en donde las dos variables eran inconsistentes.

Entonces se procedió a hacer modificaciones a esta situación confusa interviniendo la salida TWOSUM para hacerla más entendible y compatible con las necesidades del proyecto. Estas modificaciones se reflejan en el nuevo informe de salida del TWOSUM y que se describen a continuación.

Primero, en la primera sección de los resultados, se ha cambiado el encabezamiento OVERALL % TIME DELAY a OVERALL % TIME IN STATE 1. Esta nueva denominación representa precisamente el valor numérico escrito por el programa. Segundo, el encabezamiento % UNIMP de la tercera sección de los resultados fue cambiada por PTD que es el porcentaje de tiempo en demora tal como lo define el HCM (aunque se use un intervalo de 4 segundos).

Las observaciones puntuales en el gráfico del Porcentaje en Seguimiento (Percent Following), el cual representa el porcentaje de vehículos en seguimiento cuando pasan la estación de observación, aún está representado por PFOLL (basado en el criterio del intervalo de 4 segundos). Sin embargo, las mediciones espaciales se toman ahora del PTD del intervalo general en la tercera sección (la interfase siempre crea un intervalo de observación general desde la primera estación de observación hasta la última para cada dirección de circulación en la carretera). Ya que el PTD también está basado en el criterio del intervalo de 4 segundos ahora son compatibles las dos variables.

### **6.3 Propuesta de calibración del TWOPAS**

Archilla (1996) realizó un extenso análisis de sensibilidad para verificar el comportamiento del TWOPAS bajo un amplio rango de condiciones e identificar las suposiciones y restricciones claves del modelo. Este estudio proveyó una serie amplia de relaciones entre datos de entrada, parámetros y variables que permitieron conocer el grado de variación de unas respecto a otras y así entender la importancia relativa de cada variables en relación al objetivo de la calibración específico, es decir, el ajuste que se perseguía conseguir en cada indicador operacional medido en campo con el correspondiente simulado en TWOPAS.

En el marco de esta tesis se revisó con detalle el programa y subrutinas del programa del TWOPAS y se conoció mejor el mismo permitiendo aclarar la lógica de parte del programa para definir mejor los parámetros y variables a modificar.

El desarrollo de la calibración implicó modificar algunos parámetros y datos de entrada de manera que representasen las condiciones operacionales del tramo experimental a través de una serie de simulaciones orientados por los

resultados del análisis de sensibilidad realizada por Archilla (1996) y complementados con otras simulaciones.

Por ejemplo, se requería aumentar la velocidad media espacial en el Tramo Experimental y reducir las demoras para que los valores simulados se aproximaran a los medidos en la vía; entonces, se intentaron cambios en los datos de entrada y parámetros del modelo como sigue:

- Disminuyendo el coeficiente de variación (CV) de la Velocidad deseada.
- En las pendientes ascendentes, aumentar la velocidad deseada en los dos sentidos para los camiones.
- Cuando hay camiones circulando en pendientes ascendentes, se consideró la disminución de su relación peso/potencia (mejorando su capacidad operacional) y disminuir la DVA mínima para que los camiones no demoren a los demás vehículos.
- En relación a los parámetros de desempeño de los autos se aprovechó que TWOPAS permite especificar 5 categorías de autos para representar la diversidad y por ello se redujo la capacidad operacional de los autos en términos de aceleración máxima y velocidad pseudomáxima.
- Se aumentó la capacidad operacional de los vehículos recreativos.
- Disminuyendo las Zonas de Adelantamiento Prohibido lo cual se logra disminuyendo razonablemente la DVA mínima.

El programa informático de TWOPAS contiene un número importante de subrutinas o submodelos que representan varias partes del proceso de circulación de vehículos en la carretera y cada una de ellas usan datos, parámetros, constantes y variables que se resumen en el Anexo A.I en la Tabla A.I.4 asociando el nombre del dato, de la variable, el valor por omisión, el valor especificado en la calibración y el ámbito de ingreso de este valor al TAM (IHSDM).

En resumen los parámetros cambiados para la calibración son los siguientes:

- Datos asociados a la Carretera:
  - Trazado horizontal.
  - Trazado vertical.
  - Sección transversal de la vía.
  - Sección transversal de la Zona Lateral.
  - Consideraciones para el análisis de tránsito: localización de estaciones, zonas con distancia de visibilidad de adelantamiento disponible y Zonas de adelantamiento prohibido.

- Datos asociados con la evaluación:
  - Nombre de la configuración: Configuracion4.
  - Volumen, porcentaje de vehículo en grupos, porcentaje de camiones y de vehículos recreativos.
  - Velocidades deseadas: Valor medio, Desviación estándar.
  - Distancia de Visibilidad de Adelantamiento mínima.
  - Probabilidad de reconsideración del adelantamiento.
- Datos asociados con la configuración del TAM (ADMINISTRATION TOOL):
  - Distancia de Visibilidad de Adelantamiento mínima.
  - Distancia de Visibilidad de Adelantamiento Nominal.
  - Probabilidad de reconsideración del adelantamiento.
  - Camión:
    - Peso/Potencia Neta: Indirectamente se consideró aquí la densidad del aire y uso de los cambios por parte del conductor en la resistencia del aire y el coeficiente de fricción con el pavimento para la resistencia a la rodadura medida según el procedimiento de Valencia, Bedoya y Osorno (1996).
    - Peso/Área Frontal Proyectada.
    - Longitud.
    - Factor de Corrección del Arrastre Aerodinámico.
    - Velocidad Máxima de Entrada al lado derecho.
    - Velocidad Máxima de Entrada al lado izquierdo.
    - Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera.
    - Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera.
- Vehículos recreativos:
  - Aceleración Máxima.
  - Velocidad Seudomáxima.
  - Longitud.
  - Velocidad Máxima de Entrada al lado derecho.

- Velocidad Máxima de Entrada al lado izquierdo.
- Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera.
- Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera.
- Automóviles:
  - Aceleración Máxima.
  - Velocidad Seudomáxima.
  - Longitud.
  - Velocidad máxima de entrada al lado derecho.
  - Velocidad máxima de entrada al lado izquierdo.
  - Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera.
  - Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera.

En el Anexo I en el aparte A.I.4 en la Tabla A.I.4 se presenta el nombre del dato, el de la variable, el valor por omisión, el valor usado para calibrar, el tipo de dato y la opción de ingreso del valor correspondiente al TAM (IHSDM).

Finalmente se calculó el grado de aproximación de los indicadores operacionales medidos en la carretera y los correspondientes simulados por TWOPAS con los resultados que se muestran en la Tabla 6.1.

**Tabla 6.1. Grado de aproximación de los valores simulados a los medidos en la carretera.**

PORCENTAJE DE EXCESO DEL VALOR DEL INDICADOR OPERACIONAL SIMULADO POR TWOPAS CON RESPECTO AL MEDIDO EN EL TRAMO EXPERIMENTAL			
Abscisas del Tramo experimental (10650.000 to 10770.000 increasing; 10770.000 to 10650.000 decreasing)			
Traffic Output Data	Direction of Travel		
	Increasing Station	Decreasing Station	Combined
Flow Rate from Simulation (v/hr)	6%	1%	3%
Percent Time Spent Following (%)	143%	25%	94%
Average Travel Speed (km/h)	-13%	5%	-2%
Trip Time (min/veh)	33%	0%	0%
Traffic Delay (min/veh)	ND	ND	ND
Geometric Delay (min/veh)	0%	-100%	ND
Total Delay (minutes/vehicle)	200%	-200%	ND
Number of Passes	-7%	-100%	0%
Vehicle km Traveled	5%	0%	0%
Total Travel Time (veh-hrs)	25%	0%	0%
PORCENTAJE PROMEDIO	27%	-10%	14%
PORCENTAJE PROMEDIO DEL VALOR ABSOLUTO	15%	18%	1%

No se contabilizó dentro del PORCENTAJE PROMEDIO de aproximación el Porcentaje de Tiempo en Seguimiento (PTSF) debido a que el valor simulado considera la operación vehicular acumulada antes del Tramo Experimental lo

cual no se refleja en las observaciones de campo que son propias de la longitud de carretera observada.

Por otro lado, los porcentajes tan altos obtenidos para la demora total y geométrica se deben principalmente a que los valores de estos indicadores simulados por TWOPAS y medidos son muy pequeños (a nivel de centésimas) debido a la longitud corta del Tramo Experimental y a las cifras significativas usadas en la estimación del valor del indicador medido.

Las aproximaciones de 15% en un sentido, 18% en el contrario y 1% combinándolos se consideran suficientes para la calibración del TWOPAS. Sin embargo, se cree que es posible mejorar la calibración si se realizan trabajos adicionales como los que se recomiendan en el capítulo 13 Líneas de Investigación Futuras.

## 7. Validación del TWOPAS

La validación pretende comprobar que un modelo de simulación representa, con aproximación razonable, las condiciones de tránsito y de la carretera observada.

En el capítulo anterior se describió la calibración del TWOPAS donde se indicaron las modificaciones que hubo necesidad de hacer a los parámetros y datos de entrada al modelo, en este caso al Traffic Analysis Module – TAM del IHSDM, para que represente las condiciones de tránsito de un ámbito particular como es una carretera de Colombia. De aquí se creó un archivo de configuración del TAM denominado CONFIGURACION5 en el cual se especificaron las características operacionales de vehículos y otras referente al tránsito del objeto usado en la calibración como ha sido un tramo experimental entre Crucero de Totoró y Las Margaritas en la carretera entre Popayán y Cali en Colombia.

La validación se hace en una carretera convencional autonómica, denominada CV-13, de la Comunidad Valenciana que comunica la CV-10 a su paso por Benlloch con la N-340 y AP-7 a la altura de Torreblanca. Presenta una longitud de 16,500 km distribuidos en una autovía (P.K. 0 a 2,500) hasta el enlace al aeropuerto de Castellón y en la primera calzada de la futura autovía que opera actualmente como una carretera convencional (P.K. 2,500 a 16,500) enlazando con la N-340-AP-7; su inauguración fue el 21 de diciembre de 2010. La carretera CV-13 pertenece a la red de carreteras de la Generalidad Valenciana (GENERALITAT VALENCIANA, 2010).

Discurre desde las proximidades de Benlloch hacia la costa (Torreblanca), pasando por el aeropuerto de Castellón y afectando a los municipios de Vilanova d'Alcolea y Alcala de Xivert. La orografía es relativamente accidentada, una característica de las estribaciones montañosas interiores de la Comunidad Valenciana anexas a la plana litoral. Es una vía sin accesos a las propiedades colindantes e interurbana.

Se construyó en su diseño para autovía: la estructura para el enlace de Vilanova d'Alcolea, las cinco estructuras correspondientes al paso bajo la autopista AP-7 y el enlace con la N-340-AP-7.

La sección de la carretera está compuesta por dos carriles de 3,50 metros con arcenes asimétricos de 1,50 metros y 2,50 metros, a la derecha e izquierda de la vía en el sentido de P.K. crecientes, con bermas de 1,00 metros, resultando en una anchura total de 13,00 metros.

La carretera se proyectó como una autovía A-100, con capacidad de tráfico de 50.000 veh/día y un tráfico pesado T0.

La carretera discurre desde los 330 metros de altitud en las proximidades del aeropuerto hasta prácticamente el nivel del mar (30 metros) en 13 km. Por

tanto, el perfil longitudinal de la carretera tiene pendientes y rampas próximas al 5% lo que ha originado un tercer carril para vehículos lentos de 2700 metros de longitud aproximadamente.

Las características orográficas y categoría de la vía exigieron el diseño de 4 viaductos destacándose uno de 200 m de longitud y pilas hasta de 41 m de altura. Hay otras estructuras en cruces a distinto nivel como el paso por debajo de la AP-7 y las conexiones de la CV-13 con las infraestructuras existentes:

- Enlace con la N-340-AP-7. Rotonda elevada de 190 metros de diámetro exterior.
- Semienlace de Torreblanca.
- Enlace de Vilanova d'Alcolea.
- Accesos al Aeropuerto de Castellón.
- Conexión con la CV-10.

Con el objetivo de mejorar la seguridad vial se ha dotado de una instalación ITS (Sistemas Inteligentes de Transporte) de vigilancia y control convencional que ha servido para monitorizar por imágenes el 100% de la carretera, lo cual ha sido útil en la toma de información de tránsito y se destaca lo siguiente:

- Conexión con el Centre de GEstió i SEguretat Viaria (CEGESEV) de Paterna y la Sala de la Direcció General de Tràfic (DGT) en Valencia.
- 14 cámaras de circuito cerrado de TV tipo domo.
- 2 estaciones remotas universales con 3 estaciones de captura de datos, con sus correspondientes detectores periféricos.

Otras especificaciones de la carretera son:

- Velocidad específica del tronco: 100 km/h.
- Radio mínimo: 450 m.
- Número de carriles:
  - P.K. 0+000 al P.K. 1+000: Doble calzada y 2 carriles por calzada.
  - P.K. 1+000 al P.K. 2+500: Doble calzada y 3 carriles por calzada.
  - P.K. 2+500 al P.K. 3+200: Transición a carretera convencional.
  - P.K. 3+200 al P.K. 16+500: Calzada única de 2 carriles.



- P.K. 5+200 al P.K. 7+900: Calzada única de 3 carriles (con carril adicional para vehículos lentos).

En las Figuras 7.1, 7.2 y 7.3 se muestra el entorno en el que discurre la carretera y en la Figura 7.4 se ilustra un esquema general de la CV-13.



**Figura 7.1. Sección en doble calzada de la CV-13. Fuente: (GENERALITAT VALENCIANA, 2010).**

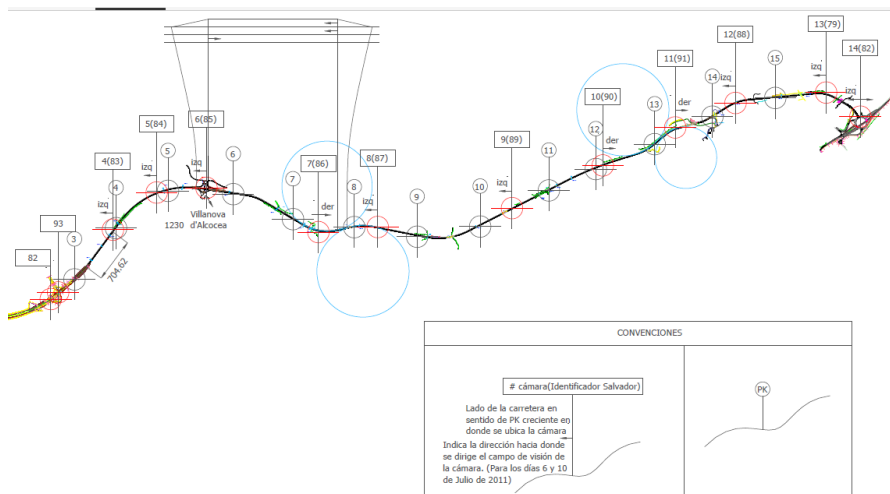


**Figura 7.2. Sección en dos carriles de la CV-13. Fuente: (GENERALITAT VALENCIANA, 2010).**





**Figura 7.3. Viaducto en la CV-13 y semienlace de Torreblanca. Fuente: (GENERALITAT VALENCIANA, 2010).**



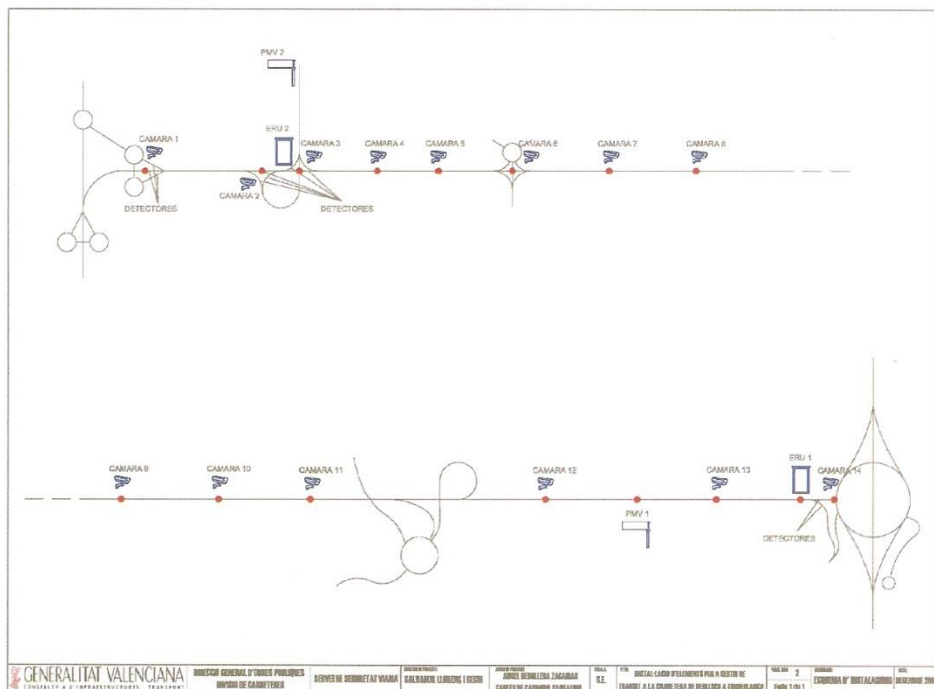
**Figura 7.4. Esquema general del trazado en planta de la CV-13.**

De lo anterior puede concluirse que, comparada con la carretera en Colombia considerada en la Calibración del TWOPAS, la CV-13 tiene especificaciones geométricas mayores en cuanto que tiene radios de giro de curvas horizontales más grandes, pendientes longitudinales y anchura de carriles un poco menores.

En cuanto al volumen medido para esta validación se obtuvo en el sentido directo 184 veh/h y en el inverso 191 veh/h y se describirá en los apartes siguientes los métodos aplicados para determinar sus características y los resultados obtenidos basados principalmente en la información registrada en vídeos utilizando el sistema de cámaras dispuestas en la CV-13.

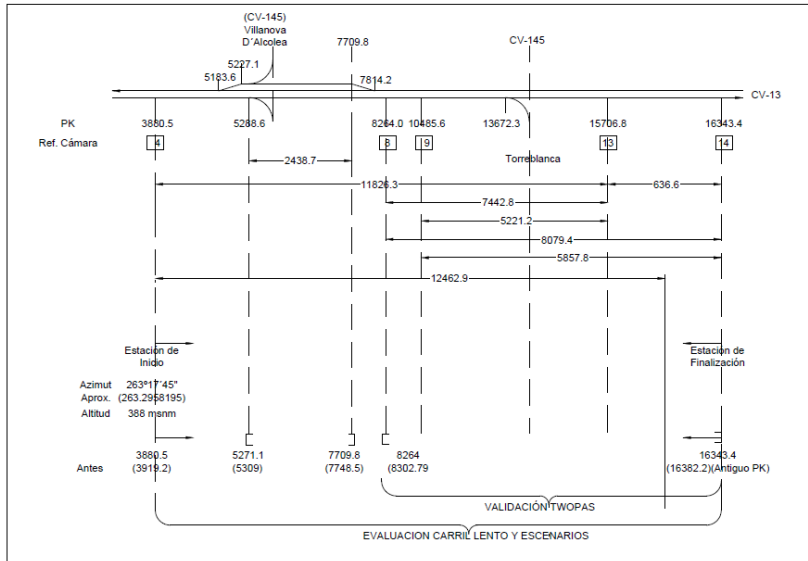
## 7.1 Observaciones experimentales

En el esquema de la Figura 7.5 se muestra la planta de la CV-13, la ubicación de las cámaras desde las que se registraron vídeos del tránsito y los P.K. de la carretera.



**Figura 7.5. Esquema de ubicación de las cámaras de TV en la CV-13. Fuente: GENERALITAT VALENCIANA, 2010).**

En la Figura 7.6 está indicado el tramo de la CV-13 que se considera para realizar la validación.



**Figura 7.6. Ubicación del tramo de la validación del TWOPAS en la CV-13.**

**Elaboración propia.**

La geometría de la carretera fue restituida con base en información tomada con un equipo denominado VBOX que registró, del recorrido de la vía, las imágenes de la carretera en vídeo, las posiciones geográficas (con GPS) y la velocidad de recorrido cada 0,1 segundo, de manera que con el uso de un programa elaborado en el Grupo de Investigación en Ingeniería de Carreteras de la Universidad Politécnica de Valencia se logró una representación con precisión suficiente del trazado de la vía en planta y perfil. En el Anexo A.II.1 se presenta las dimensiones de los elementos geométricos del trazado en planta y en perfil de la vía.

El VBOX registró imágenes del recorrido de la CV-13 en vídeo de manera que permitía, mediante inspección visual, encontrar correspondencias con el trazado restituido para complementar la información geométrica, de posición de las cámaras de TV, de las secciones transversales de interés para definir las que se usarían en la toma de información de tránsito. De esta manera se logró también correspondencia entre la posición de las cámaras, la cobertura de su campo visual y el trazado de la vía que resultaba fundamental para relacionar el trazado y la información de tránsito que se obtendría de los vídeos que se registraron en las 11 cámaras consideradas en este trabajo, aunque para la

validación solo fueron consideradas los vídeos registrados desde la cámara 8 hasta la 14 como se ilustró en la Figura 7.6. El período de observaciones corresponde al día 6 de julio de 2011 entre las 14:45 y 15:45, tomando como cámara de referencia la N° 4 ubicada en el P.K. 3+950.

Del campo visual de cada cámara se eligió una sección transversal de la vía a la cual se le determinó su P.K. y en donde se registró, de cada vehículo que la cruzaba, su tipo, instante de paso y sentido de circulación en un mismo sistema de tiempo mediante el uso de KINOVEA, una interfase gráfica, en la cual se iba registrando esta información de tiempo y un identificador de cada vehículo en una base de datos cuya información más relevante fue:

- Etiqueta de cada vehículo que identificaba su tipo y número de orden en la observación.
- Tiempo de paso por la sección transversal de la cámara de TV en cuestión.
- Sentido de circulación.

Para realizar la validación se aplicó el TWOPAS, a través del módulo TAM (IHSDM), en la carretera CV-13, considerando su trazado y condiciones del tránsito como volumen y composición vehicular pero bajo las condiciones de calibración del TWOPAS para Colombia, usando para ello el archivo de configuración del TAM denominado CONFIGURA5CV13 que contiene básicamente la capacidad operacional del parque automotor colombiano y en el proceso de evaluación se incluyó otro aspecto muy importante y asociado a la calibración como la velocidad deseada de los conductores colombianos ya que esta propiedad está estrechamente vinculada a las características de los vehículos que conducían.

Considerando las mayores prestaciones de los vehículos y las especificaciones técnicas mejores del trazado de la CV-13 comparada con el ámbito en Colombia donde se realizó la calibración, podría esperarse que los resultados de la simulación, en términos de indicadores operacionales como velocidad media de recorrido, porcentaje de tiempo consumido en el seguimiento (PTSF), tiempo de recorrido, demoras por tránsito y geométricas, y otros tengan valores alejados de los medidos en la CV-13 como se quiere demostrar en los apartes siguientes.

## **7.2 Reducción de datos**

La base de datos que se generó, como producto del uso de KINOVEA, se convirtió en formato de Excel para practicar operaciones con esos datos.

Los datos tomados fueron los siguientes:

- Sentido de circulación: directo o inverso.

- Tipo de vehículo:
  - 1 (C art)= Camión articulado
  - 2 (C rígido2 + C art1)= Camión rígido con contenedor de 20 pies y camión rígido con remolque.
  - 3 (C rígido + C rígido vacío)= Camión rígido y camión rígido vacío.
  - 4 (C rigidopeque)= Camión rígido pequeño (Volquete, grúa).
  - 9 (T monovolumen y furgonetas)=Turismo monovolumen y furgonetas.
  - 10 (T4x4 + R1)=Turismo 4\*4, turismo 4\*4 con remolque y Turismo monovolumen con remolque.
  - 11 (T grande)=Turismo grande.
  - 12 (T medio)=Turismo medio.
  - 13 (T pequeño + moto)= Turismo pequeño y motos.
- Tiempo de paso por cada sección transversal de cada una de las 11 cámaras.

Con base en lo anterior se adelantaron las operaciones siguientes para obtener la información que se describe, así:

Determinar los subtramos de carretera entre cámaras en los cuales los vehículos viajaban en estado de seguimiento a otro vehículo considerando para esto que el intervalo correspondiente fuese de 3 segundos o menos. Se excluyeron las motos. En la Tabla A.II.1.b y la Tabla A.II.1.c del Anexo A.II resultante se usó el código 1 para indicar que en el subtramo correspondiente, el vehículo en cuestión viaja en estado de seguimiento y 0 para el caso contrario o se trata de una moto. El resultado de esta operación puede mejorarse si se determina, de cada vehículo, si en el subtramo no adelantó a otro y se confirma que se mantuvo en seguimiento.

Con las operaciones adecuadas pudo determinarse:

- Velocidad de recorrido, velocidad de recorrido promedio por subtramos para cada sentido de circulación y cada vehículo en km/h.
- Cálculo del tiempo de seguimiento entre vehículos, entre secciones transversales de cámaras, de la CV-13 de todos los vehículos excepto motos para la hora de análisis u observación (6 de julio de 2011 entre las 14:45:03 y 15:45:33, registrado en la cámara 4 en el sentido directo).

- Cálculo del tiempo de recorrido en cada subtramo, entre cámaras, de la CV-13 de cada uno de los vehículos excepto motos para el período de análisis (6 de julio de 2011 entre las 14:45:03 y 15:45:33, registrado en la cámara 4 en el sentido directo) en cada sentido de circulación.
- Porcentaje de tiempo consumido en el seguimiento o demora (PTSF) en cada subtramo y sentido de circulación.
- Contabilización del número de vehículos en cada sentido de circulación por subtramo durante el período de observación, cálculo del volumen horario y composición vehicular.

En el Anexo A.II se presentan las Tablas con los datos registrados para cada uno de los cálculos anteriormente mencionados.

Cálculo de la velocidad deseada de los conductores que se hizo entre las cámaras 8 y 9, para los dos sentidos de circulación donde la pendiente es de 1,27% al ser la más próxima a la horizontal. Los vehículos elegidos fueron aquellos que circulan a velocidad libre considerando que lo hiciesen con intervalo mayor a 9 segundos (Normann, 1939). En el Anexo A.II.1.b y A.II.1.c se presentan estos resultados

Cálculo de la velocidad máxima de entrada a la carretera, por cada tipo de vehículo que se simuló en el TWOPAS (TAM), considerando para el sentido directo los vehículos que cruzaron la sección transversal de la cámara 4 hacia la 5 y para el sentido inverso los que lo hicieron de la cámara 14 hacia la 13. En el Anexo A.II.1.f se presentan estos resultados.

### **7.2.1 Simulación con TWOPAS**

Para validar TWOPAS se realizó la simulación de la operación vehicular en la CV-13 con el TAM, módulo del IHSDM, con el que se tiene la posibilidad de realizar análisis del tránsito; tal como se explicó en el Capítulo 6 de Calibración del TWOPAS su aplicación implica especificar la información de la carretera sobre su trazado y las características del tránsito y se presenta a continuación el procedimiento adelantado para la simulación.

En general son tres niveles los considerados para la simulación en el TAM: proyecto, carretera y evaluación.

#### **a Proyecto**

Se le asignó el nombre de VALIDACIÓN TWOPAS 2, y se configuró indicando como sistema de unidades el métrico y comentarios sobre su contenido general. Dentro de un proyecto pueden crearse varias carreteras y dentro de cada carretera varios tipos de evaluaciones de entre los varios módulos que tiene el IHSDM entre los que se destaca el TAM.



### *b Carretera*

Al crear el Proyecto se indicó como nombre de la carretera que representaría la CV-13 “cv-13 prueba (v8)” y bajo este nombre se especificaron una serie de valores y nombres para caracterizar la vía entre los que se destacan los siguientes:

- Nombre de la carretera.
- Comentarios sobre su contenido.
- Peralte y bombeo por omisión.
- P.K. de los extremos de la carretera, coordenadas, azimut y altitud de referencia.
- Tipo del entorno, clasificación funcional y tipo de trazado.
- Valores nominales de anchura de carril y tipo de mediana.

Una vez indicada la información general anterior y seleccionar el módulo del IHSDM a utilizar, en este caso el TAM, pueden darse las características técnicas de la carretera:

- Trazado horizontal indicando las dimensiones de elementos geométricos como tangente, curva de transición, curvas circulares y sentidos de las curvas de manera que se tenga completa continuidad de los P.K. en toda la carretera.
- Trazado vertical dando las dimensiones de los elementos geométricos como P.K. de los Puntos de Inflexión Vertical (VPI), de las curvas verticales su longitud y pendientes de las tangentes de entrada y salida a cada VPI.
- Velocidad máxima permitida.
- Bombeo.
- Dimensiones y transiciones de anchura del arcén por sentido de circulación.
- Dimensiones y transiciones de anchura del carril normal y, si existiese, del carril lento por sentido de circulación.
- Obstrucciones a la visibilidad (incide en la distancia de visibilidad de adelantamiento).
- Distancia de visibilidad de adelantamiento disponible la cual puede ser generada indicando parámetros del conductor y objetivo.

- Zonas de adelantamiento prohibido que puede ser generada de acuerdo a la distancia de visibilidad de control.
- Indicar los lugares o secciones a lo largo de la vía donde se desea que el TAM entregue resultados de la operación vehicular.

*c Evaluación con TAM:*

Posteriormente a la especificación de la Carretera se dan las características de la Evaluación a adelantar de las 5 posibles del IHSDM, en este caso es con el TAM:

- Se da su título, comentario y descripción de la evaluación.
- Se dan los límites de la carretera a evaluar en términos de P.K.
- Se selecciona el archivo donde se configuró el TAM con algunos de los parámetros de simulación del TWOPAS, características de los vehículos y de los conductores. Para el caso de esta validación se creó un archivo de configuración del TAM llamado CONFIGURA5CV13 el cual se describe más adelante.
- Característica general del trazado antes del inicio de la carretera por los dos extremos.
- Volumen, porcentaje de vehículos en grupo, de camiones y recreativos para cada sentido de circulación.
- Velocidades deseadas promedio y desviación estándar para autos, camiones y recreativos en cada sentido de circulación.
- Parámetros de simulación: tiempo de simulación y de preparación, uso de la distancia de visibilidad mínima, uso opcional de archivos de entrada especiales al TWOPAS y semillas de números aleatorios.

*d Archivo de configuración del TAM*

Se recuerda que el archivo de configuración del TAM se crea mediante el programa ADMINISTRATION TOOL por fuera del IHSDM y es el camino para modificar algunos parámetros del modelo de simulación del TWOPAS entre los que se destacan las características de prestación de los vehículos que, para el caso de la validación, fueron los valores producto de la calibración del TWOPAS en el ámbito colombiano; algunos valores como la composición vehicular si corresponden con los de la carretera CV-13. El nombre del archivo creado es CONFIGURA5CV13.

La configuración del TAM y, consecuentemente, del modelo de simulación TWOPAS con el archivo mencionado permite especificar valores de parámetros como los que se describen a continuación pero los detalles se ilustran en las

imágenes de los pantallazos al editarlo con el ADMINISTRATION TOOL que se muestran en el Anexo A.II.2.

#### Características generales:

Las características generales que se modificaron fueron las que pudieron obtenerse valores como producto de mediciones o consideración de la norma pertinente. Algunos de ellos requieren estudios más detallados para justificar su cambio y este sea útil para la simulación por lo que no se modificaron y se plantean como posibles investigaciones futuras. Los parámetros son:

- Distancia de visibilidad mínima.
- Distancia de visibilidad nominal.
- Probabilidad de reconsiderar el adelantamiento.
- Factor del seguimiento de vehículos.
- Desviación estándar límite inferior para la velocidad deseada.
- Desviación estándar límite superior para la velocidad deseada.
- Desviación estándar para el Factor de restricción de la potencia.
- Desviación estándar para el Factor de restricción de la potencia en pendiente cero.
- Altura de la visual del conductor.
- Altura del objetivo en el cálculo de la distancia de visibilidad.
- Características de los Camiones para el Tramo Experimental en Colombia con tránsito de la CV-13.

A todos los factores se les asignaron resultados de observaciones en un Tramo Experimental en una carretera de Colombia que se describe completamente en el capítulo 6 Calibración del TWOPAS. Los únicos valores que corresponden a la carretera CV-13 son los porcentajes de participación de cada tipo de camión en el tránsito ya que estos valores no son resultados directos de la calibración sino de las condiciones de la vía que se analiza y así se le asocia a ella la validación. Los parámetros que pueden ser indicados son:

- Tipo de vehículo.
- Relación peso/potencia.
- Relación Área frontal proyectada/peso.
- Longitud.
- Factor de corrección de la potencia.

- Factor de corrección del arrastre aerodinámico.
- Velocidad máxima de entrada para el sentido 1 de circulación en la carretera.
- Velocidad máxima de entrada para el sentido 2 de circulación en la carretera.
- Porcentaje de participación de este tipo de vehículo en el sentido 1 de circulación en la carretera de acuerdo a la categoría que le corresponde.
- Porcentaje de participación de este tipo de vehículo en el sentido 2 de circulación en la carretera de acuerdo a la categoría que le corresponde.
- Características de los Recreativos para el Tramo Experimental en Colombia con tránsito de la CV-13.

Este tipo de vehículos no existen en Colombia pero aun así, en el proceso de calibración, se consideró un tipo de vehículo similar a su operación y por ello fue tenido en cuenta en la calibración del TWOPAS, pero en el tránsito de la carretera CV-13 no existen, por lo tanto, no se incluyeron en la simulación indicando en los porcentajes de participación en el tránsito igual a cero. Los parámetros que se consideran para los vehículos recreativos son los siguientes:

- Tipo de vehículo.
- Número de control.
- Aceleración máxima.
- Velocidad pseudomáxima.
- Longitud del vehículo.
- Velocidad máxima de entrada para el sentido 1 de circulación en la carretera.
- Velocidad máxima de entrada para el sentido 2 de circulación en la carretera.
- Porcentaje de participación de este tipo de vehículo en el sentido 1 de circulación en la carretera de acuerdo a la categoría que le corresponde.
- Porcentaje de participación de este tipo de vehículo en el sentido 2 de circulación en la carretera de acuerdo a la categoría que le corresponde.

- Características de los Autos para el Tramo Experimental en Colombia con tránsito de la CV-13.
- Los parámetros para los autos son iguales que para los vehículos recreativos por lo que no se repiten aquí.

*e Resultados de la Validación en la CV-13 con TWOPAS.*

Se ejecutó el TWOPAS (TAM) bajo las condiciones descritas en los apartes anteriores y sus resultados son entregados por el modelo en las estaciones o P.K. y para las secciones de análisis; a continuación se presentan los resultados para la sección de interés para la validación del TWOPAS en la sección que se ilustra en la Figura 7.6. En el Anexo A.II.3 se presenta el informe de resultados que arroja el modelo de simulación para el TAM aplicado en la CV-13 y se extrae los resultados relevantes.

El informe de resultados corresponde a las siguientes condiciones que en él se entregan:

IHSDM Version: v9.1.0 (Feb 09, 2014)

Traffic Analysis Module: v1.4.0 (Apr 26, 2010)

Project Title: VALIDACIÓN TWOPAS 2

Project Comment: Created Mon Jul 01 17:34:45 CEST 2013

Highway Title: cv-13 prueba

Highway Comment: Created Thu Jul 04 12:46:45 CEST 2013

Highway Version: 8

Evaluation Title: VALIDACIÓN DEL TWOPAS EN CV13 otra

Evaluation Comment: Created Sat Sep 12 07:07:54 COT 2015

Minimum Station: 3+880.500

Maximum Station: 16+343.400

Configuration Name: CONFIGURA5CV13

En el informe se presenta una réplica de los datos de entrada como se muestra en la Tabla 7.1 siguiente:

**Tabla 7.1.** Datos de entrada del tránsito.

Direction of Travel	Flow Rate (vph)	Distribution Cars (%)	Distribution Trucks (%)	Distribution RVs (%)	Mean Desired Speed Cars (km/h)	Mean Desired Speed Trucks (km/h)	Mean Desired Speed RVs (km/h)	Desired Speed Standard Deviation Cars (km/h)	Desired Speed Standard Deviation Trucks (km/h)	Desired Speed Standard Deviation RVs (km/h)	Entering Traffic in Platoons (%)	No Passing Zone (%)
Increasing	163	64	36	0	79.2	59.4	61.6	8.5	10.0	8.5	25	35
Decreasing	179	62	38	0	78.1	61.6	55.0	7.7	6.2	6.2	27	46

El tramo de la carretera CV-13 que se consideró para hacer la Validación del TWOPAS está comprendido entre el P.K. 8+264,000 hasta P.K.16+333,400 y para esta sección TAM entrega la Tabla 7.2 de resultados.

**Tabla 7.2. Indicadores operacionales resultantes de la simulación en la CV-13 entre P.K. 8+264,000 hasta P.K.16+333,400.**

Direction of Travel	Flow Rate from Simulation (vph)	Percent Time Spent Following (%)	Average Travel Speed (km/h)	Trip Time (min/veh)	Traffic Delay (min/veh)	Geometric Delay (min/veh)	Total Delay (min/veh)	Number of Passes	Distance Traveled (km)	Total Travel Time (veh-hrs)
Increasing	159	56	58.4	8.3	1.3	0.0	1.3	117	1,280.8	21.9
Decreasing	180	40	62.1	7.7	0.4	0.3	0.7	187	1,442.6	23.2
Combined	339	47	60.4	8.0	0.9	0.2	1.0	304	2,723.5	45.1

Los resultados generales al aplicar el TAM se presentan en gráficas de varios indicadores o variables a lo largo del recorrido de la carretera que se ilustran en la Figura 7.7 para el sentido creciente de P.K. y en la Figura 7.8 para el sentido decreciente de P.K..

Las gráficas resultantes de la simulación muestran el comportamiento de diferentes indicadores en el eje vertical y la distancia recorrida a lo largo de la CV-13 en el eje horizontal, por orden de presentación la información o indicadores son:

- Ubicación de intersecciones.
- Altitud.
- Valor de K en m/% para las curvas verticales.
- Grado de curvatura en grados sexagesimales de las curvas horizontales.
- Radio de las curvas horizontales en metros.
- Porcentaje de Tiempo consumido en el seguimiento vehicular (PTSF).
- Volumen en veh/h.
- Velocidad para autos y camiones en km/h.

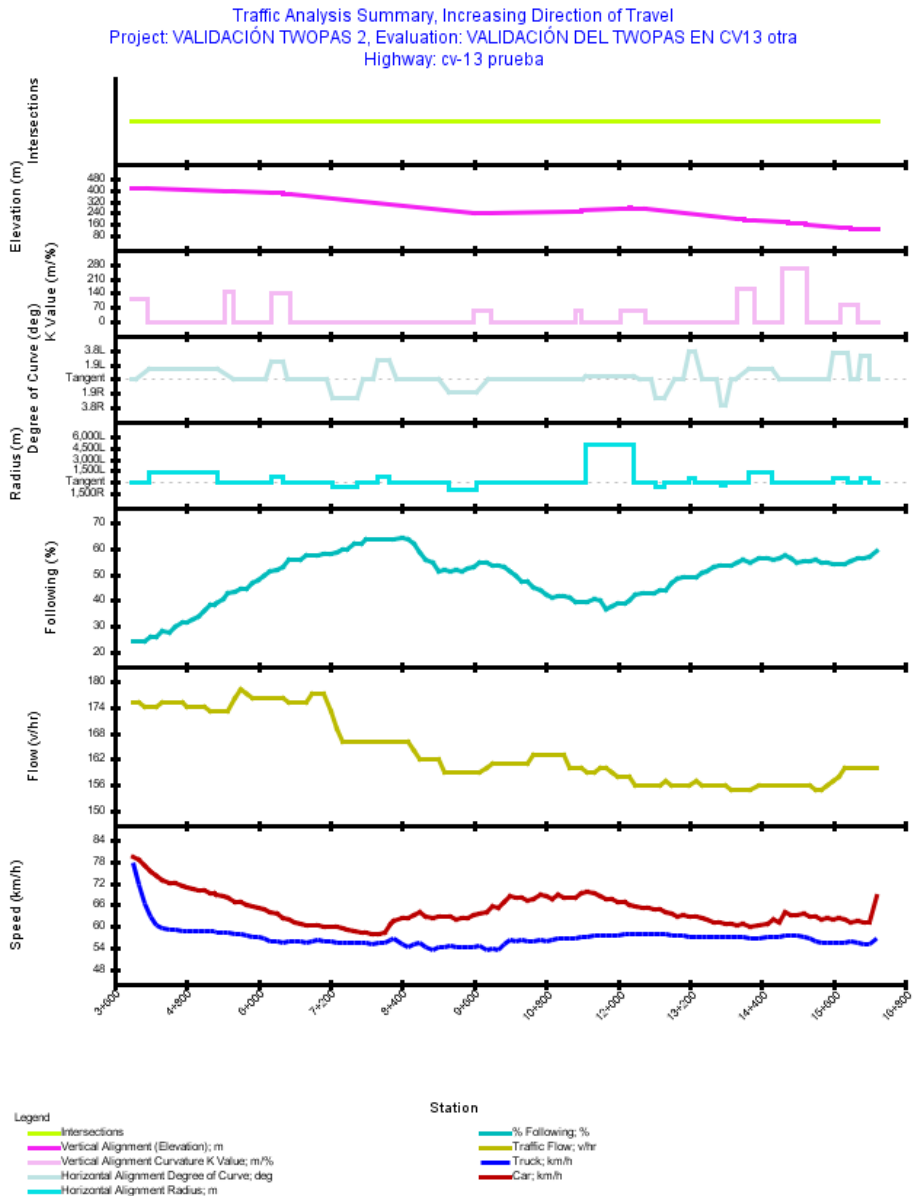
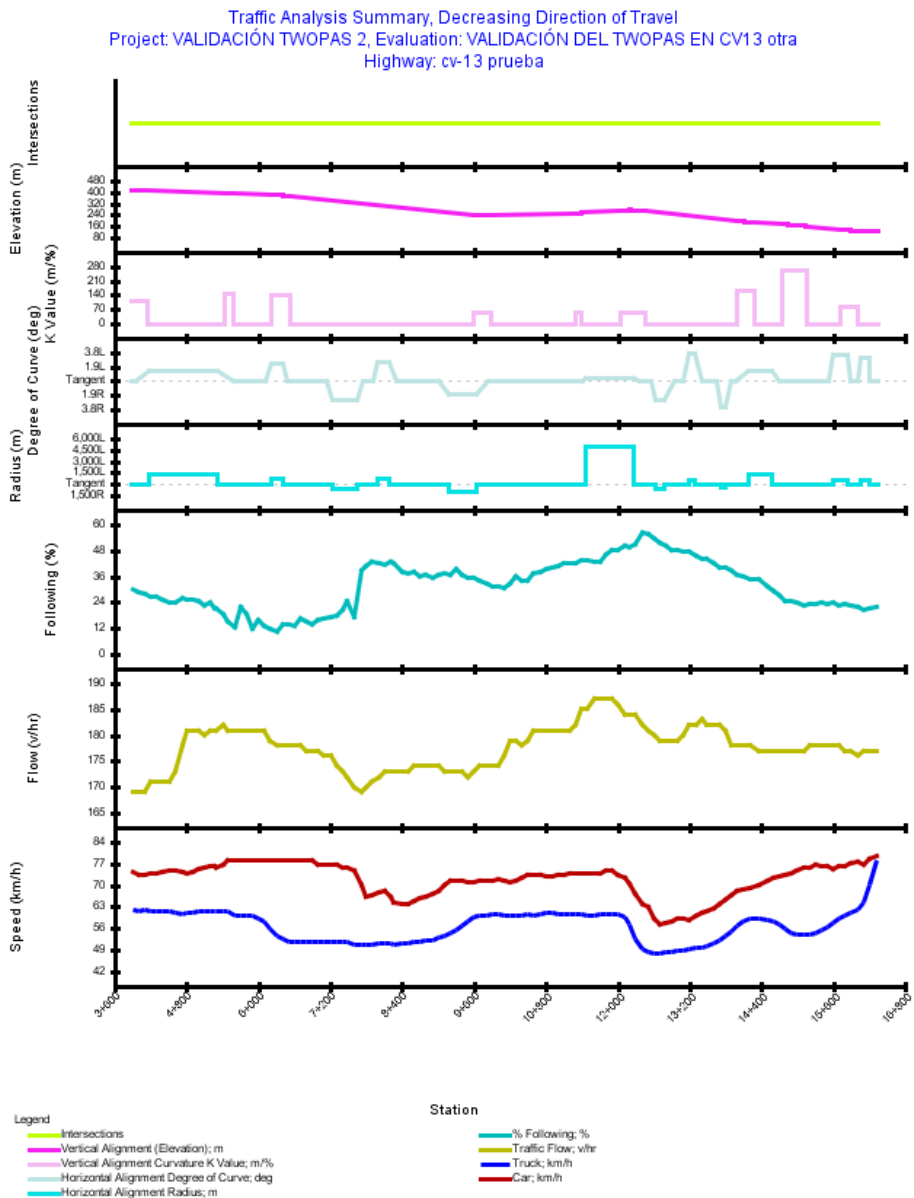


Figura 7.7. Resumen del análisis de tránsito en la CV-13 sentido creciente de P.K.



**Figura 7.8. Resumen del análisis de tránsito en la CV-13 sentido decreciente de P.K.**



## 7.3 Análisis descriptivo

### 7.3.1 Diagramas indicador – espacio

En las Figuras 7.7 y 7.8 se incluyó la ilustración del comportamiento de dos indicadores operacionales importantes de los vehículos al circular a lo largo de toda la CV-13 que son el Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento vehicular (PTSF) y la velocidad media; también está el tramo de carretera considerado para realizar la Validación del TWOPAS de manera que la interpretación general de su comportamiento que se desarrolla más adelante corresponde a toda la carretera pero se hará un análisis particular para la porción de vía que corresponde a la validación.

#### a PTSF

Para el sentido directo de los P.K. en la CV-13:

En el sentido 1 (abscisas crecientes pero en pendiente descendente) no se incluyeron las intersecciones por ser poco relevantes en el volumen aportante.

El PTSF aumenta desde 24% al principio de la carretera a pesar que la pendiente es descendente lo cual sugiere que es debido principalmente a la interacción vehicular; esto se puede comprobar con la velocidad relativa de camiones vs autos y vs velocidad deseada, hasta valores máximos de alrededor del 64% que se presentan en la mitad de una pendiente descendente larga cuando los valores de PTSF se reducen a valores alrededor de 36% en el final de una rampa a partir de la cual vuelve y se aumenta hasta el final de la carretera cuando toma un porcentaje de casi 59%. El comportamiento anterior refleja un nivel de servicio pobre, si se consideran los valores que el HCM de 2010 asigna a cada nivel de servicio y que demandaría una acción para mejorar la calidad de la circulación.

Para el sentido inverso de los P.K. en la CV-13:

En este sentido 2 (abscisas decrecientes y pendiente ascendente) el comportamiento es diferente y se describe en forma general aquí:

El PTSF inicia con valor bajo, alrededor de 22%, y se mantiene porque por ser el inicio de la carretera los grupos de vehículos son incipientes ya que la pendiente es plana pero luego empieza el PTSF a crecer en la medida que ya se han formado los primeros grupos de vehículos y se da inicio a la pendiente ascendente, el crecimiento de PTSF se mantiene mientras se da el ascenso y cuando este termina el indicador empieza a decrecer de un valor máximo de alrededor 57% debido a que la pendiente se suaviza hasta casi ser plana; el PTSF decrece levemente y presenta algunos picos debido a curvas horizontales pero como ha precedido una zona casi plana y larga los adelantamientos han disgregado los grupos de vehículos. Esto corresponde

con la velocidad alta de los autos con relación a los camiones, cuya diferencia se aumenta cuando se inicia el carril lento (P.K. 7+709.8) disgregando los grupos de vehículos y disminuyendo la posibilidad de su formación, haciendo que el PTSF caiga dramáticamente desde un valor aproximadamente de 43% a 14%; a partir de aquí el PTSF se mantiene alrededor de este valor y sube paulatinamente hasta el final de la carretera aún más allá de haber terminado el carril lento por el regreso a las condiciones de carretera convencional donde la interacción vehicular provoca la formación de grupos de vehículos, las demoras por seguimiento y consecuentemente una disminución suave de la velocidad de los vehículos.

#### *b Velocidad*

Para el sentido directo de los P.K. en la CV-13:

La velocidad puntual a lo largo del recorrido va reduciéndose lentamente (principalmente por la interacción vehicular) pero también variando de acuerdo a la presencia de las curvas circulares, reduciéndose al comenzar y elevándose al terminar; este comportamiento de la velocidad es similar para los dos tipos de vehículos siendo los valores mayores para los autos notándose mayor esta diferencia con la presencia de la rampa donde los camiones son más afectados

Al principio de la carretera los valores de velocidad son altos, cercanos a la velocidad deseada y a medida que se avanza en la carretera la interacción vehicular y las curvas horizontales hacen que se reduzca hasta valores de 60 km/h, el decrecimiento es más rápido en el caso de los camiones, manteniendo sin rebajar de 50 km/h y en el caso de los autos se observa el aumento de la velocidad en la mitad de la pendiente descendente hasta que se llega casi al final de una rampa donde hay una curva grande a un valor de 66 km/h y de aquí hasta el final va reduciéndose levemente.

Los perfiles de velocidad de los dos tipos de vehículos no son paralelas ni muy próximas lo cual indica que el efecto de los vehículos lentos no es muy restrictivo en la velocidad de los más rápidos lo cual se explica por tener todo este sentido de circulación pendiente, principalmente, descendente.

Las velocidades en todo el recorrido, en este sentido de circulación, son altas correspondiendo con la calidad del trazado, al límite de velocidad alto y gobernado por las velocidades deseadas de los conductores que no son muy altas y las capacidades operacionales que corresponderían al parque automotor colombiano.

Para el sentido inverso de los P.K. en la CV-13:

En cuanto a la velocidad puntual esta inicia alta al comenzar la carretera cerca de la velocidad deseada y la de los camiones ligeramente más baja que la de los autos y ambas se van reduciendo a lo largo del comienzo de la vía un poco debido a que la formación de grupos de vehículos es exigua ocasionando la

interacción vehicular mínima pero a medida que avanza el recorrido la formación de grupos se va dando y la interacción aumenta, los vehículos lentos retienen a los rápidos, y se acentúa con la presencia de una pendiente ascendente; cuando la rampa termina aumenta la velocidad de los dos tipos de vehículos manteniéndose en un valor alto debido a la presencia de una pendiente muy cercana a la plana. Posteriormente, se repite el descenso de la velocidad a causa del efecto de la pendiente ascendente y larga manteniendo casi constante las velocidades de los camiones; por su parte, la velocidad de los autos aumenta ligeramente por el efecto del carril de ascenso (P.K. 7+709.8) pero luego decrece la velocidad debido a que la longitud efectiva del carril lento para la velocidad ya ha terminado. A lo largo de toda la carretera los perfiles de velocidad de los dos tipos de autos son paralelas y algo separadas entre sí permitiendo suponer que ambos tipos de vehículos son afectados por geometría y por la interacción vehicular con menor incidencia; los perfiles se alejan y dejan de ser paralelos al principio de la carretera donde esta es plana y donde está ubicado el carril lento donde se facilitan los adelantamientos.

### 7.3.2 Velocidades de vehículos pesados según la pendiente

En la calibración del TWOPAS se configuró el TAM indicando la relación peso/potencia usada por los camiones mientras circulan por la vía y su estimación se hizo con una expresión que relaciona las fuerzas y resistencias que participan en el desplazamiento de un camión ascendiendo la pendiente del tramo experimental a velocidad residual que se requiere como dato para dicha expresión. En la validación del TWOPAS se adelantó el mismo procedimiento para estimar la relación peso /potencia y para ello se midió la velocidad residual en una pendiente del 4,7 % ubicada al lado de la cámara de control 11 en el P.K. 13+470,900 de la carretera CV-13. En la Tabla 7.3 se presentan los resultados obtenidos por tipo de camión que considera el TWOPAS definidos de acuerdo al parque automotor observado en la CV-13.

Tabla 7.3. Velocidad residual y relación peso/potencia de camiones en la CV-13.

TIPO DE CAMIÓN PARA TWOPAS	Descripción para observación en videos	VELOCIDAD RESIDUAL (km/h)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR (km/h)	RELACIÓN PESO/POTENCIA ESTIMADA (kg/CV)
1	C art	42.5	9.1	85.7
2	C rígido2 (Contenedor)+ Cart1 (Rígido + remolque)	41.6	N.D.	88.0
3	C rígido + C rígido vacío	40.4	3.4	90.6
4	C rígido pequeño (Volquete, grúa)	45.8	13.7	82.7

## 7.4 Análisis de resultados

Para la validación del TWOPAS (TAM) se analiza el grado de aproximación entre los valores de indicadores operacionales simulados por el modelo TWOPAS calibrado, residente al interior del TAM, y los valores correspondientes medidos directamente de observaciones del tránsito en un tramo de la carretera CV-13 comprendido entre el P.K. 8+264,000 hasta P.K.16+333,400, tal como se ilustró en la Figura 7.6.

Las definiciones, criterios y procedimientos para estimar los valores de los indicadores operacionales considerados en esta validación se explicaron en el Capítulo 6 Calibración del TWOPAS, los cuales fueron aplicados y sus resultados se resumen en la Tabla 7.4.

**Tabla 7.4. Grados de aproximación entre valores medidos en la CV-13 y simulados con TWOPAS.**

INDICADOR OPERACIONAL	MEDIDOS EN LA CV13		SIMULADOS CON TWOPAS (TAM)		GRADO DE APROXIMACIÓN (%)	
	Dirección 1 (Pks crecientes)	Dirección 2 (Pks decrecientes)	Dirección 1 (Pks crecientes)	Dirección 2 (Pks decrecientes)	Dirección 1 (Pks crecientes)	Dirección 2 (Pks decrecientes)
FLUJO (veh/h)	181.8	178.7	159	180	-12.5%	0.7%
PTSF (%)	36	39	56	40	55.6%	2.6%
VELOCIDAD PROMEDIO DE RECORRIDO (km/h)	93.1	81.9	58.4	62.1	-37.3%	-24.2%
TIEMPO DE RECORRIDO (min/veh)	5.17	6.1	8.3	7.7	60.5%	26.2%
DEMORA POR TRÁNSITO (min/veh)	0.15	0.43	1.3	0.4	766.7%	-7.0%
DEMORA GEOMÉTRICA (min/veh)	0.38	0.59	0	0.3	-100.0%	-49.2%
DEMORA TOTAL (min/veh)	0.53	1.02	1.3	0.7	145.3%	-31.4%
NUMERO DE ADELANTAMIENTOS	ND	ND	117	187	ND	ND
DISTANCIA RECORRIDA TOTAL (km)	1421.19	1,452.55	1280.8	1442.6	-9.9%	-0.7%
TIEMPO TOTAL DE VIAJE (veh-h)	15.1	19	21.9	23.2	45.0%	22.1%
PROMEDIO DEL GRADO DE APROXIMACION					101.5%	-6.7%
PROMEDIO DE LOS VALORES ABSOLUTOS DEL GRADO DE APROXIMACION					137.0%	18.2%

Los valores de la columna titulada Grado de Aproximación corresponde al porcentaje por exceso o defecto que el valor del indicador simulado por TWOPAS representa el correspondiente indicador medido mediante observaciones directas de la operación vehicular en la carretera, por lo tanto, un valor negativo indica que TWOPAS subestima y uno positivo sobrestima el valor medido en la vía. Por su parte el número del grado de aproximación refleja la proximidad de la anterior estimación y de acuerdo a los niveles de aproximación que se ha observado en calibraciones y validaciones con el uso modelos de microsimulación resulta aceptable si este valor fuese menor de 10; por lo tanto, puede observarse que casi la totalidad de los indicadores en cualquiera de los dos sentidos de circulación en la vía supera este umbral permitiendo concluir que el TWOPAS calibrado, que en este trabajo corresponde a condiciones colombianas, no representa la operación del tránsito medido en una carretera como la CV-13 en condiciones de España, lo que equivale a concluir que no se puede verificar la validación del modelo TWOPAS en la carretera CV-13.



## **8. Aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares (adelantamiento o lento)**

La operación vehicular en una carretera convencional puede mejorar con la provisión de un carril auxiliar (adelantamiento o ascenso) cuyo comportamiento o efecto sobre el tránsito se quiere conocer en diversidad de escenarios para plantear situaciones umbrales que permita establecer condiciones para justificar la dotación de estos carriles en una carretera convencional. Con este propósito en mente y buscando una aproximación general a este conocimiento se plantea el análisis del comportamiento vehicular bajo una diversidad de condiciones de tránsito y carretera que servirán de referencia general.

### **8.1 Escenarios**

La diversidad de características de tránsito y de carretera que interesa analizar con el propósito de determinar el efecto en la operación del tránsito por la presencia de un carril auxiliar bajo las condiciones particulares de operación del parque automotor, correspondiente a la calibración del TWOPAS en Colombia, genera una diversidad de escenarios que se describe en los siguientes apartes.

#### **8.1.1 Características del tránsito**

Las condiciones de tránsito consideradas en este análisis de sensibilidad son:

##### *a Volumen bidireccional*

Los valores analizados comienzan en 600 veh/h con incrementos de 200 hasta 1400 veh/h. No se consideraron volúmenes mayores porque se cree que con la capacidad operacional pobre de los camiones puede llegarse al umbral de referencia para justificar el carril de ascenso con estos valores.

A partir del HCM de 2000, el análisis operacional en carretera convencional se hace en forma unidireccional y para ser consecuentes con esta tendencia y además poder hacer comparaciones con tal referencia internacional aquí se hará igualmente y para ello se considera una distribución direccional 50/50 ya que según Archilla (1996) para esta distribución direccional se dan los resultados de operación vehicular promedio y servirían de referencia intermedia para las demás distribuciones.

##### *b Porcentaje de camiones*

Son tomados valores desde 0% hasta 45%, en incrementos de 5%. En Colombia es posible tener presencia de camiones hasta porcentajes aún más altos que el ultimo valor considerado pero se considera un límite suficiente ya que en las carreteras colombianas el promedio nacional estaba alrededor de 30% (INVIAS, 1996).

*c Conjuntos de semillas de números aleatorios*

El TWOPAS requiere para generar los vehículos que ingresan a la carretera y algunas variables de tránsito, para representar la realidad, la especificación de cinco números que sirven de semilla en la generación de números aleatorios y así darle esa misma propiedad al tránsito, por ejemplo al volumen; por ello se consideran 10 conjuntos de estos números para luego obtener el promedio de los indicadores operacionales de interés que se produzcan involucrando así la aleatoriedad propia del tránsito.

Estos conjuntos de 5 semillas aleatorias que considera el TWOPAS se usan para generar los intervalos vehiculares, las velocidades de los vehículos que ingresan por cada extremo de la vía y las decisiones de adelantamientos.

**8.1.2 Características operacionales de los vehículos**

Como ya se ha comentado a lo largo de esta tesis el TWOPAS ha sido calibrado para condiciones colombianas, por lo tanto, los escenarios a analizar se corresponden con la capacidad operacional de los autos y camiones colombianos.

En este sentido, a través del archivo de configuración del TAM se especificaron los valores de relación peso/potencia y otros parámetros que reflejan las prestaciones del parque automotor colombiano.

**8.1.3 Restricciones de adelantamiento**

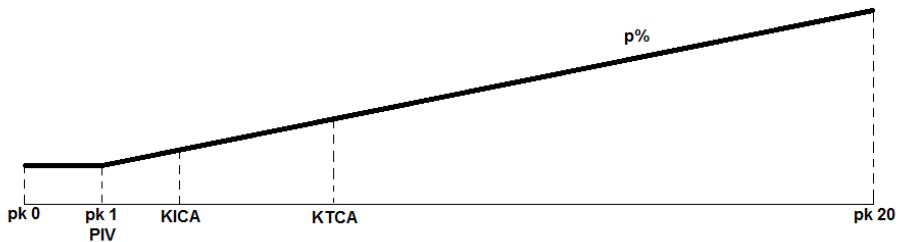
El propósito del análisis en los escenarios descritos es el de determinar el efecto de la presencia de un carril auxiliar en la operación vehicular, por lo que el adelantamiento que interesa es el que se produce dentro del carril auxiliar y debido a que es una vía virtual recta con una pendiente fija, entonces, se ha restringido las posibilidades de adelantamiento en toda la carretera; de esta manera también se representa que después del carril de adelantamiento o ascenso no exista posibilidades de adelantamiento como en una carretera sin distancia de visibilidad de adelantamiento disponible y se desea analizar el efecto del carril para facilitar el adelantamiento como es el objetivo de esta tesis. Además, esto correspondería con la situación de una carretera con restricciones a la visibilidad con alta densidad de curvas horizontales y verticales, como en terrenos montañosos.

**8.1.4 Diseño geométrico (trazado en planta y en perfil)**

El interés de conocer el efecto en el comportamiento del tránsito en una carretera convencional por la presencia de un carril auxiliar y aislar otras características del tránsito y la carretera, condujo a la consideración de una carretera con características especiales y por ello es hipotética o virtual como la



que se ilustra en la Figura 8.1, pero involucrando las características del tránsito medidas en el ámbito colombiano.



**Figura 8.1. Vía virtual para el análisis de carriles auxiliares.**

La vía virtual tiene un primer kilómetro horizontal para que se establezca el comportamiento del tránsito simulado por efecto de la entrada a la vía y se ubica un PIV en el P.K. 1+000 con una curva vertical que enlaza una rampa con una inclinación hasta el extremo de salida de la vía ubicado en el P.K. 20+000; de esta manera no hay otros elementos geométricos que afecten el comportamiento y pueda obtenerse conclusiones en consecuencia. La geometría de la vía virtual se completa indicando la pendiente de la rampa cuyo valor variará desde 0% hasta 12%, con incrementos de 2%. La inclinación máxima considerada aquí es debido a la presencia de pendientes similares en carreteras colombianas, sobre todo en vías secundarias y terciarias.

### **8.1.5 Tipología de carriles adicionales**

Se ha querido conocer el efecto en el tránsito por la presencia de un carril auxiliar que podría ser un carril de adelantamiento o de ascenso. Está asociado al uso de cada tipo de carril la pendiente longitudinal y a esta en forma indirecta la clase de terreno; para Colombia, según el INVIAS (1996) la clasificación del terreno es la que aparece en la Tabla 8.1.

De acuerdo a la Tabla 8.1 podría asignarse al terreno plano el uso de carriles de adelantamiento mientras que el carril de ascenso a los demás, es decir, a los terrenos tipo ondulado, montañoso y escarpado; por lo tanto, los resultados de la aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares asociados a las pendientes hasta del 4% se asignará a la de un carril de adelantamiento y las pendientes mayores que 4% al carril de ascenso.

**Tabla 8.1. Tipos de terreno según INVIAS (1996), INVIAS (2008).**

Tipo	Pendiente transversal del terreno	Pendiente longitudinal de la vía	Movimiento de tierra	Facilidad del trazado
Plano	<5°	<3%	Mínimo	Sin dificultad
Ondulado	6°-9°	3%-6%	Moderado	Pocas dificultades
Montañoso	13°-40°	6%-8%	Grandes	Difícil
Escarpado	>40°	>8%	Máximo	Muy difícil

### **8.1.6 Características de entrada y de salida de los carriles adicionales.**

Esta característica no se ha cambiado en la lógica del TWOPAS, aunque podría modificarse, que considera que los camiones y vehículos lentos usarán el carril auxiliar, carril de la derecha, y los rápidos usan el carril normal para adelantar, el carril izquierdo. Al terminar el carril auxiliar el vehículo lento regresará al carril normal de acuerdo con la disponibilidad de brecha suficiente para realizar la maniobra de mezclamiento o incorporación a dicha corriente.

### **8.1.7 Lugar de inicio y terminación de los carriles adicionales.**

Entre los escenarios se incluyó una variedad de posiciones de los carriles auxiliares como se describe a continuación:

#### **a Kilómetro de Inicio del Carril Auxiliar-KICA**

AASHTO (2011) recomienda que el carril auxiliar inicie luego de recorrida la longitud crítica de pendiente (LCP) para mayor eficiencia operacional. De acuerdo a simulaciones realizadas en el marco de esta tesis y considerando el camión más pesado para Colombia con relación peso/potencia de 189 kg/CV, la LCP oscila entre 110 m y 410 m para pendientes desde 8 % hasta 4 %; entonces, se consideró que el inicio del carril auxiliar varíe entre P.K.1+100 hasta P.K.1+400, con incrementos de 100 m. El tipo de camión que se simulará representa el parque automotor colombiano y esta relación peso/potencia es muy alta comparada con los referentes internacionales de normas de diseño de carreteras. También tiene el propósito de determinar el efecto de este inicio del carril de ascenso en su efectividad.

### *b*      *Kilómetro de Terminación del Carril Auxiliar-KTCA*

Las recomendaciones de algunos autores (Khan et al., 1990; AASHTO, 2011) es que la longitud óptima del carril de adelantamiento (LCA) esté entre 1 y 2 km, pero con camiones con menor capacidad operacional, como el del ámbito del estudio, se decidió incluir desde la longitud de carril de 800 m en el análisis. Entonces, la LCA variará entre un valor mínimo de 800 m hasta 2000 m, en incrementos de 200 m. Por lo que el valor de KTCA será KICA + LCA, es decir, iniciará con un valor mínimo de P.K. 1+900 hasta P.K. 2+400.

## **8.2 Aplicación de las simulaciones**

En consecuencia y de acuerdo a la variedad de condiciones de tránsito y carretera que se describieron en lo apartes anteriores que se resumen en la Tabla 8.2, se estarían considerando teóricamente 98000 escenarios, pero finalmente se analizarán los valores promedio de los indicadores operacionales entre los 10 conjuntos de semillas de números aleatorios, entonces, los escenarios serían alrededor de 9800.

**Tabla 8.2. Escenarios de simulación de carriles auxiliares.**

ESCENARIOS DE SIMULACIÓN CORRESPONDIENTE A LA OPCIÓN FINAL			
VARIABLE	VALORES	CANTIDAD DE VALORES	COMBINACIONES
Pendiente longitudinal en porcentaje	0, 2, 4, 6, 8, 10 y 12	7	7
Volumen vehicular en los dos sentidos de circulación (vehículos mixtos/hora)	600, 800, 1000, 1200 y 1400	5	35
Porcentaje de camiones (%)	0, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40 y 45	10	350
Kilometraje de Inicio del Carril de Ascenso - KICA (km)	1100, 1200, 1300 y 1400	4	1400
Kilometraje de Terminación del Carril de Ascenso - KTCA (km) o	KICA+800, KICA+1000, KICA+1200, KICA+1400, KICA+1600, ICA+1800 y KICA+2000.	7	9800
Longitud de Carril Auxiliar (De 800 a 2000 cada 200)		7	9800
Semillas de números aleatorios (5 numeros de 8? Dígitos)	Conjunto 1, conjunto 2, conjunto 3, ..... y conjunto 10.	10	98000

Para comparar y determinar los efectos operacionales del carril de ascenso, se considera la situación básica de una carretera virtual sin carril de ascenso pero con las demás variaciones de pendiente, volumen, % de camiones y conjuntos de semillas de números aleatorios lo que genera una cantidad teórica de 3500 escenarios que resultarían en 350 si se trabaja con los valores promedio de los indicadores de los 10 conjuntos de semillas de números aleatorios.

Para la ejecución de esta cantidad de simulaciones en el TWOPAS se creó un programa computacional denominado Programa de Ejecuciones Múltiples del Traffic Analysis Module - PEMAT desarrollado con Microsoft Visual Studio 2008 (Visual Basic .Net), utilizando una base de datos MS SQL Server 2008 R2 y para la generación de informes y de gráficas se usó la versión OEM de Crystal Reports para Visual Studio .NET. PEMAT permite la ejecución automática del TWOPAS, la captura de los resultados de cada simulación y la generación de los resultados en términos de indicadores operacionales. Con la exploración

de los resultados obtenidos desde el TWOPAS en las múltiples simulaciones y con el fin de descubrir patrones de comportamiento en los grandes volúmenes de conjuntos de datos (28.000.000 de registros), se realizó, a través del PEMAT, el análisis de los carriles de auxiliares para Colombia objeto de esta investigación. La base de datos que se obtuvo permitiría “Minería de Datos” (datamining) en revisiones más detalladas y con otros objetivos para investigaciones futuras.

### 8.3 Análisis de resultados

Para evaluar el efecto de los carriles de adelantamiento o ascenso en los escenarios descritos se hace una descripción de los resultados considerando como referencia el procedimiento que contempla el HCM (TRB, 2010) para estimar el efecto en el nivel de servicio de tramos unidireccionales con carril de adelantamiento o de ascenso, que se ha descrito en el Capítulo 2 Estado del Arte, bajo las siguientes consideraciones de procesamiento de los resultados de simulación.

Los resultados que entrega TWOPAS a través del interfase TAM son de diversa índole, pero se ha extraído la que corresponde al comportamiento del PTSF y del ATS sin carril de adelantamiento como se ilustra en las Figuras 8.2 y 8.3 y para todos los escenarios descritos se han obtenido los resultados de esos mismos indicadores pero en la situación con carril de adelantamiento o de ascenso como se ilustra en las Figuras 8.4 y 8.5, a modo de ejemplo de uno de los escenarios.

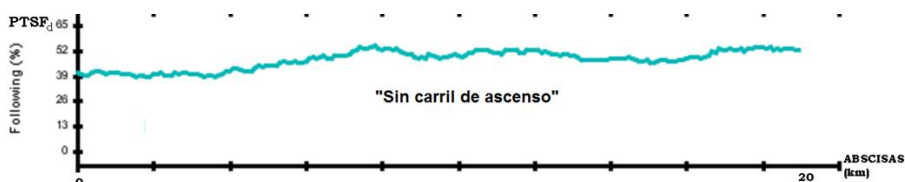
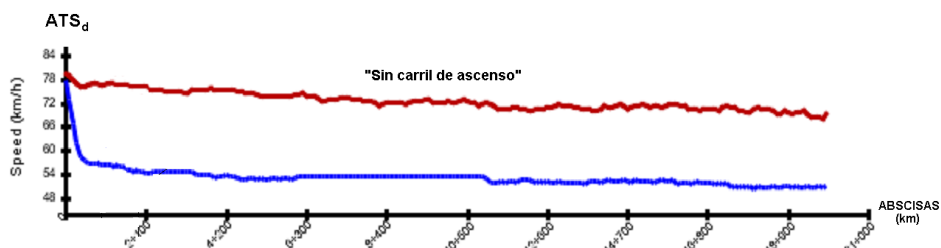
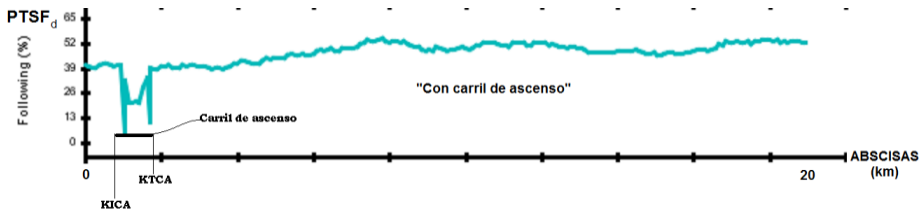


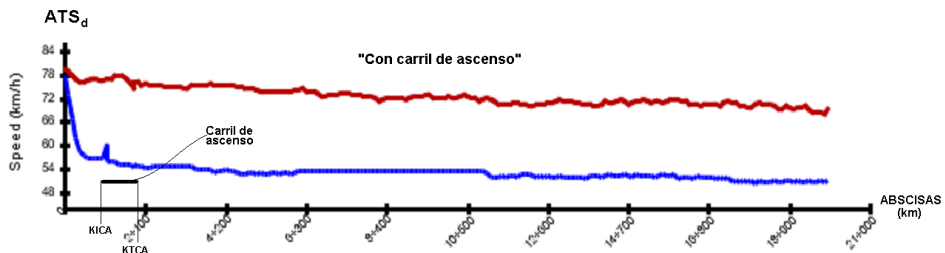
Figura 8.2. PTSF<sub>d</sub> (%) vs P.K. para la condición “Sin carril de ascenso”.



**Figura 8.3.  $ATS_d$  (%) vs P.K. para la condición "Sin carril de ascenso".**



**Figura 8.4.  $PTSF_d$  (%) vs P.K. para la condición "Con carril de ascenso".**



**Figura 8.5.  $ATS_d$  (%) vs P.K. para la condición "Con carril de ascenso".**

El procedimiento que contempla el HCM (TRB, 2010) estima el PTSF ( $PTSF_{pl}$ ) y la ATS ( $ATS_{pl}$ ) en el tramo unidireccional por el efecto del carril auxiliar y para ello determina los factores de corrección del PTSF ( $f_{pl,PTSF}$ ) y del ATS ( $f_{pl,ATS}$ ) por la presencia de un carril auxiliar; entonces, se obtuvo de los resultados de las simulaciones en los diferentes escenarios los valores de PTSF y ATS que permitiesen determinar los factores para las condiciones de calibración del TWOPAS en las cuales el parque automotor tiene una capacidad operacional menor que los considerados en el HCM y de esta manera contar con factores que permitan adaptar ese procedimiento para evaluar operacionalmente carriles auxiliares en ámbitos que correspondan a los de la calibración del TWOPAS, además de contar con otros indicadores sobre el beneficio operacional de los carriles relacionados con el PTSF y la ATS como son las longitudes efectivas ( $L_{de}$ ) como se ilustra en la Figura 8.6 y 8.7, respectivamente.

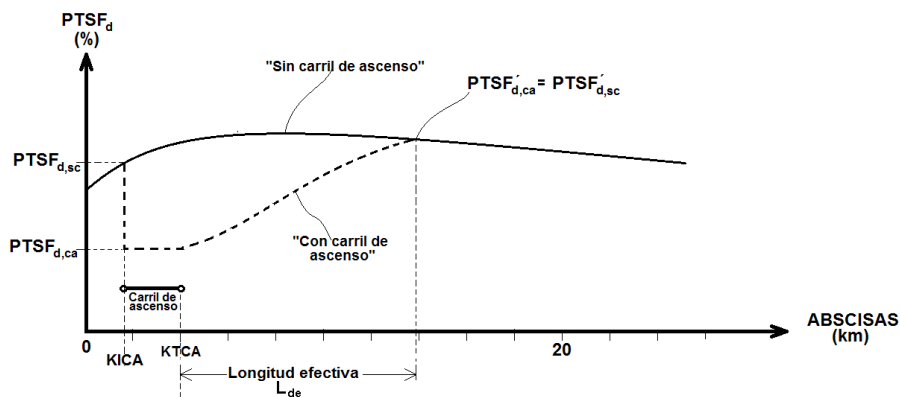


Figura 8.6. PTSF<sub>d</sub> al inicio del carril de ascenso en las situaciones "Sin carril de ascenso" y "Con carril de ascenso".

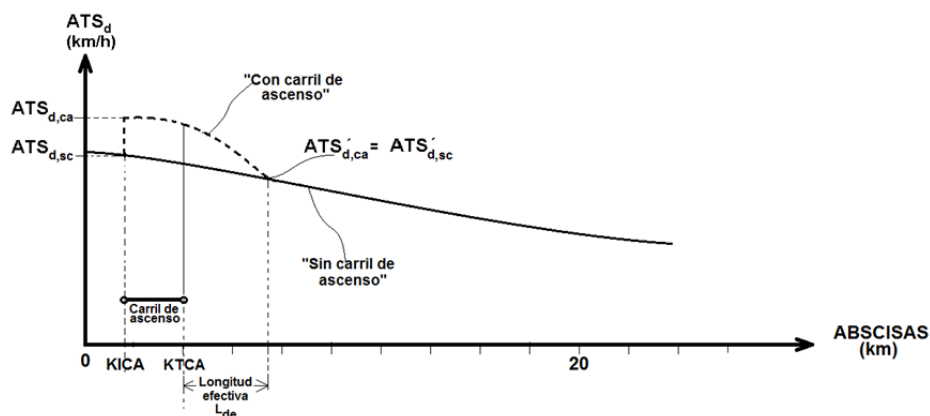


Figura 8.7. ATS<sub>d</sub> al inicio del carril de ascenso en las situaciones "Sin carril de ascenso" y "Con carril de ascenso".

Entonces, el Factor de corrección por el efecto del carril de adelantamiento en el PTSF ( $f_{pl,PTSF}$ ) se obtiene de acuerdo a la siguiente expresión, cuyos componentes se ilustran en la Figura 8.6.

$$f_{pl,PTSF_d} = \frac{PTSF_{d,ca}}{PTSF_{d,sc}}$$

PTSF<sub>d,ca</sub> = PTSF simulado en KICA para la situación con carril auxiliar en una dirección de circulación (%).

$PTSF_{d,sc}$  = PTSF simulado en KICA para la situación sin carril auxiliar en una dirección de circulación (%).

Y el Factor de corrección por el efecto del carril de adelantamiento en el ATS ( $f_{pl,ATS_d}$ ) se obtiene de acuerdo a la siguiente expresión, cuyos componentes se ilustran en la Figura 8.7.

$$f_{pl,ATS_d} = \frac{ATS_{d,ca}}{ATS_{d,sc}}$$

Donde:

$ATS_{d,ca}$  = ATS simulado en KICA para la situación con carril auxiliar en una dirección de circulación (km/h).

$ATS_{d,sc}$  = ATS simulado en KICA para la situación sin carril auxiliar en una dirección de circulación (km/h).

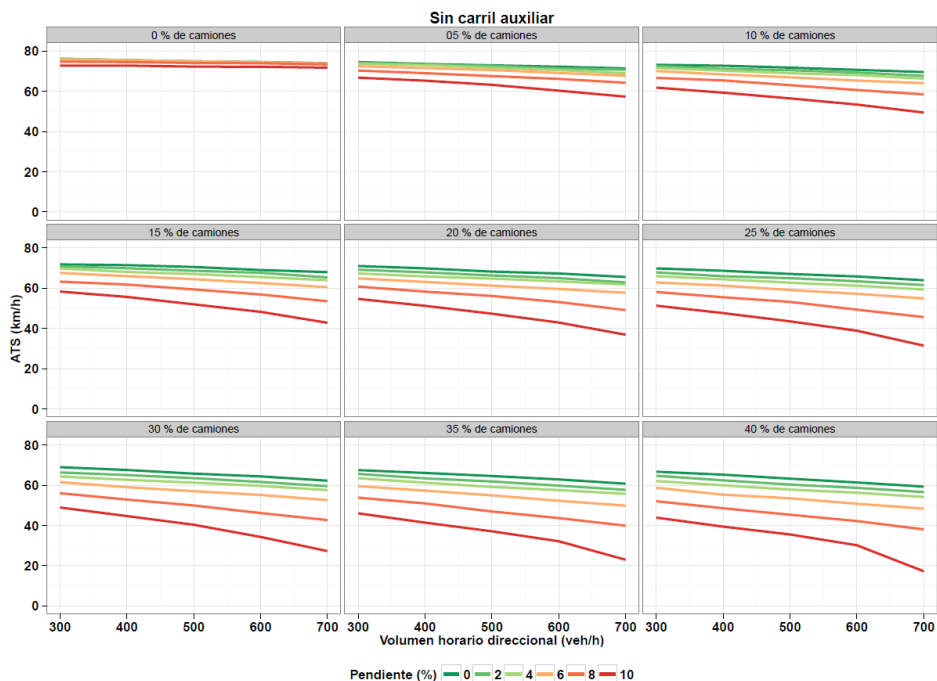
El beneficio que producen los carriles auxiliares se reflejan en una longitud más allá de terminado el carril, que se denomina Longitud Efectiva ( $L_{de}$ ), la cual también fue obtenida de los escenarios de simulación y su obtención se logró utilizando el PEMAT, buscando el P.K. en el cual coincidían los valores de PTSF y ATS en la dirección de ascenso para las situaciones sin y con carril auxiliar, como se ilustra en las Figuras 8.6 y 8.7, respectivamente.

### **8.3.1 Velocidad Media de Recorrido cuando no hay carril adicional (ATS)**

Cuando no hay camiones y el volumen es bajo, la ATS comienza en valores cercanos a la velocidad deseada de los autos y cuando aumenta el volumen de 300 veh/h a 700 veh/h se reduce la ATS por efecto de la interacción vehicular en aproximadamente 3 km/h. Las ATS mayores corresponden a las pendientes más suaves y reducen sus valores cuando aumenta la inclinación debido principalmente a la mayor resistencia al avance que impone la componente del peso del vehículo paralela a la pendiente.

Al incorporarse los camiones a la corriente vehicular se aumenta la interacción con el resto del tránsito por la mayor resistencia al desplazamiento que genera el mayor peso y menor capacidad operacional de los camiones, la velocidad deseada es menor; entonces, la ATS se reduce cuando aumenta el volumen, la proporción de camiones y la pendiente, dada la mayor interacción. Los vehículos pesados restringen con su menor velocidad el resto del tránsito, efecto que crece por la prohibición al adelantamiento que supone las condiciones de la vía virtual usada en las simulaciones. Por ejemplo, para pendiente del 10%, la ATS se reduce desde 73 km/h cuando no hay camiones y el volumen es de 700 veh/h, hasta 18 km/h cuando el porcentaje de camiones

es del 40% y el mismo volumen, y se reduce la ATS desde 42 km/h comparado con el caso de volumen de 300 veh/h para la misma proporción de vehículos



pesados. En el ábaco de la Figura 8.8 se ilustra el efecto anterior.

**Figura 8.8. ATS cuando no hay carril adicional.**

La variable KICA tiene importancia para comparar el efecto del inicio del carril auxiliar frente a la condición de sin carril pero con relación a la ATS en condiciones sin carril auxiliar puede comentarse que con el aumento de KICA se reduce la ATS debido a que al ser mayor la distancia recorrida desde el inicio de la pendiente aumenta su efecto en la velocidad de los camiones debido a las menores prestaciones de los vehículos pesados y al aumento de la resistencia al desplazamiento que produce la componente del peso en el sentido de la pendiente; de esta manera los camiones restringen la velocidad de todo el tránsito imponiendo su ritmo. Por otro lado, las condiciones de la vía virtual considerada en las simulaciones asumen que no hay posibilidades de adelantar para corresponder con las condiciones de una carretera tortuosa de montaña.

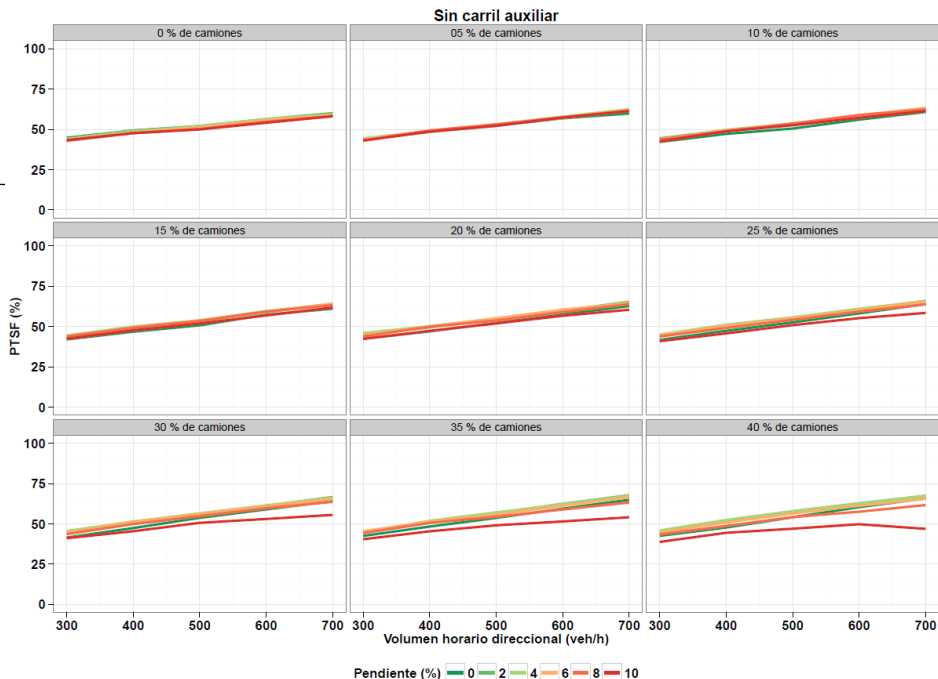


### **8.3.2 Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento cuando no hay carril adicional (PTSF)**

Para un mismo porcentaje de camiones, la PTSF aumenta en la medida que aumenta el volumen, debido a la mayor interacción del tránsito que es más marcado debido a que en la vía virtual donde se simuló no se permite el adelantamiento. Este aumento del PTSF, para el caso sin camiones, inicia en un intervalo de valores entre 40 % y 45 % para volumen de 300 veh/h, que incluye a todas las pendientes, hasta el intervalo de PTSF entre 55 % y 60 %, para volumen de 700 veh/h.

Con la incorporación de camiones a la corriente vehicular, la interacción con el resto del tránsito aumenta ligeramente el PTSF debido a que las menores prestaciones de los camiones amplían la restricción al resto del tránsito. Cuando aumenta el volumen y la pendiente, debido a que el adelantamiento está prohibido, ese efecto se atenúa al mantener el agrupamiento vehicular. Este aumento del PTSF, para el caso de 5 % de camiones, inicia en un intervalo de valores entre 38 % y 41 % para volumen de 300 veh/h, que incluye a todas las pendientes, hasta el intervalo de PTSF entre 58 % y 63 %, para volumen de 700 veh/h.

Con el aumento del porcentaje de camiones crece la interacción vehicular debido a sus prestaciones más bajas y a la mayor presencia en la corriente vehicular, lo cual se refleja más claramente en el comportamiento de la ATS, pero debido a que en la vía virtual donde se simuló el comportamiento no está permitido el adelantamiento la agrupación de vehículos no cambia significativamente, controlando el seguimiento vehicular y generando el aumento ligero del PTSF con el aumento del volumen. Con el aumento del porcentaje de camiones, las curvas de PTSF de las pendientes van cambiando de posición ubicándose las curvas de las pendientes más bajas con los mayores valores de PTSF y lo contrario con las pendientes altas; sobresale el caso particular de la pendiente del 10 % ya que esta se separa significativamente de las demás produciendo los PTSF más bajos y llegando incluso a reducir el PTSF con el aumento del volumen. Este comportamiento fue reportado por Archilla (1996) hasta con porcentaje de camión del 20 %. Este aumento del PTSF, para el caso de 40 % de camiones, inicia en un intervalo de valores entre 36 % y 46 % para volumen de 300 veh/h, que incluye a todas las pendientes, hasta el intervalo de PTSF entre 47 % y 70 %, para volumen de 700 veh/h. En la Figura 8.9 se presenta las curvas de PTSF para la condición sin carril auxiliar.



**Figura 8.9. PTSF cuando no hay carril adicional.**

### 8.3.3 Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el $PTSF_d(f_{pl,PTSFd})$

Tal como se indicó en el aparte sobre la Tipología de los Carriles Adicionales los resultados de la aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares asociados a las pendientes hasta del 4% se asignará a la de un carril de adelantamiento y las pendientes mayores que 4% al carril de ascenso.

#### a Para carril de adelantamiento

Teniendo en consideración los criterios de tipología de carriles adicionales se asume que los valores del factor de corrección por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $PTSF_d$ , ( $f_{pl,PTSFd}$ ) son los correspondientes a pendientes longitudinales de 2% y 4 % y además se ha tomado como representativo de este comportamiento los valores cuando KICA es de 1300 y longitud de carril de adelantamiento es de 800 m; se pueden obtener de manera similar para las demás variaciones de KICA y longitud de carril de adelantamiento. En la Tabla 8.3 se presentan estos valores.

**Tabla 8.3. Factor de corrección por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $PTSF_d$ , ( $f_{pl,PTSFd}$ ).**

VOLUMEN DIRECCIONAL (veh/h)	PORCENTAJE DE CAMIONES									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
300	0,78	0,77	0,77	0,75	0,74	0,75	0,74	0,71	0,72	0,69

<b>400</b>	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77	0,75	0,75	0,73	0,73	0,72
<b>500</b>	0,79	0,78	0,78	0,77	0,79	0,78	0,76	0,75	0,73	0,72
<b>600</b>	0,78	0,79	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76	0,75	0,73	0,72
<b>700</b>	0,78	0,80	0,80	0,79	0,78	0,78	0,77	0,75	0,75	0,73

Comparando los valores de la Tabla 8.3 con los que contiene el HCM de 2010 (TRB, 2010) y que se presentaron en el Estado del Arte, Tabla 2.3, puede concluirse que dichos valores son más bajos asumiendo que corresponden a porcentaje de camiones de cero ya que no lo especifica; para que la comparación fuese directa habría que realizar el Análisis de Sensibilidad en los mismos escenarios de simulación configurando el TWOPAS (TAM) con los parámetros que represente las capacidades operacionales del parque automotor de EEUU y los demás que contempla la configuración del TAM.

*b Para carril de ascenso*

Teniendo en consideración los criterios de tipología de carriles adicionales se asume que los valores del factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el  $PTSF_d$  ( $f_{pl,PTSFd}$ ) son los correspondientes a pendientes longitudinales de 6%, 8% y 10% y además se ha tomado como representativo de este comportamiento los valores cuando KICA es de 1300 y longitud de carril de ascenso es de 800 m; se pueden obtener de manera similar para las demás variaciones de KICA y longitud de carril de ascenso. En la Tabla 8.4 se presentan estos valores.

**Tabla 8.4. Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el  $PTSF_d$ . ( $f_{pl,PTSFd}$ ).**

<b>VOLUMEN DIRECCIONAL</b>	<b>PORCENTAJE DE CAMIONES</b>									
	<b>0</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>35</b>	<b>40</b>	<b>45</b>
<b>(veh/h)</b>										
<b>300</b>	0,72	0,73	0,75	0,75	0,72	0,71	0,70	0,67	0,65	0,63
<b>400</b>	0,73	0,76	0,78	0,77	0,74	0,73	0,71	0,67	0,66	0,63
<b>500</b>	0,73	0,78	0,79	0,78	0,76	0,74	0,72	0,71	0,67	0,64

<b>600</b>	0,73	0,79	0,80	0,79	0,78	0,75	0,72	0,71	0,68	0,65
<b>700</b>	0,75	0,81	0,81	0,81	0,79	0,77	0,75	0,72	0,71	0,69

Comparando los valores de la Tabla 8.4 con los que contiene el HCM de 2010 (TRB, 2010) y que se presentaron en el Estado del Arte, Tabla 2.6, puede concluirse que dichos valores son bastante más bajos asumiendo que corresponden a porcentaje de camiones de cero ya que no lo especifica; para que la comparación fuese directa habría que realizar el Análisis de Sensibilidad en los mismos escenarios de simulación configurando el TWOPAS (TAM) con los parámetros que represente las capacidades operacionales del parque automotor de EEUU y los demás que contempla la configuración del TAM. Se destaca que el comportamiento de los valores de este factor muestra el valor más bajo cuando el porcentaje de camiones es de 10% y 15%, indicando que serían las condiciones donde menos beneficio, en términos de PTSF, se estaría obteniendo por la provisión de un carril de ascenso.

### 8.3.4 Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el $ATS_d$ . ( $f_{pl,ATS_d}$ )

#### a Para carril de adelantamiento

Teniendo en consideración los criterios de tipo de terreno y su relación con el carril de adelantamiento se asume que los valores del factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el  $ATS_d$ . ( $f_{pl,ATS_d}$ ) son los correspondientes a pendientes longitudinales de 2% y 4 % y además se ha tomado como representativo de este comportamiento los valores cuando KICA es de 1300 y longitud de carril de adelantamiento es de 800 m; se pueden obtener de manera similar para las demás variaciones de KICA y longitud de carril de adelantamiento. En la Tabla 8.5 se presentan estos valores.

**Tabla 8.5. Factor de corrección por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $ATS_d$ . ( $f_{pl,ATS_d}$ )**

VOLUMEN DIRECCIONAL (veh/h)	PORCENTAJE DE CAMIONES									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
<b>300</b>	1.01	1.02	1.02	1.03	1.04	1.04	1.05	1.04	1.05	1.05
<b>400</b>	1.02	1.03	1.04	1.04	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08
<b>500</b>	1.02	1.04	1.05	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09
<b>600</b>	1.02	1.04	1.05	1.07	1.09	1.09	1.10	1.11	1.11	1.12
<b>700</b>	1.02	1.05	1.08	1.09	1.11	1.12	1.13	1.13	1.13	1.14

Comparando los valores de la Tabla 8.5 con los valores que contiene el HCM de 2010 (TRB, 2010) y que se presentaron en el Estado del Arte, Tabla 2.4, puede concluirse que dichos valores son más altos asumiendo que corresponden a porcentaje de camiones de cero ya que no lo especifica; para que la comparación fuese directa habría que realizar el Análisis de Sensibilidad en los mismos escenarios de simulación configurando el TWOPAS (TAM) con los parámetros que represente las capacidades operacionales del parque automotor de EEUU y los demás que contempla la configuración del TAM.

*b Para carril de ascenso*

Teniendo en consideración los criterios de tipo de terreno y su relación con el carril de ascenso se asume que los valores del factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el  $ATS_d$  ( $f_{pl,ATSd}$ ) son los correspondientes a pendientes longitudinales de 6%, 8% y 10% y además se ha tomado como representativo de este comportamiento los valores cuando KICA es de 1300 y longitud de carril de ascenso es de 800 m; se pueden obtener de manera similar para las demás variaciones de KICA y longitud de carril de ascenso. En la Tabla 8.6 se presentan estos valores.

Si se hace una comparación entre los valores de la Tabla 8.6 con los valores que contiene el HCM de 2010 (TRB, 2010) y que se presentaron en el Estado del Arte, Tabla 2.4, puede concluirse que dichos valores son más altos asumiendo que corresponden a porcentaje de camiones igual a cero ya que no lo especifica; para que la comparación fuese directa habría que realizar el Análisis de Sensibilidad en los mismos escenarios de simulación configurando el TWOPAS (TAM) con los parámetros que represente las capacidades operacionales del parque automotor de EEUU y los demás parámetros que contempla la configuración del TAM.

**Tabla 8.6. Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el  $ATS_d$ . ( $f_{pl,ATSd}$ )**

VOLUMEN DIRECCIONAL	PORCENTAJE DE CAMIONES									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
(veh/h)										
<b>300</b>	1.00	1.03	1.07	1.10	1.13	1.16	1.17	1.20	1.20	1.22
<b>400</b>	1.00	1.07	1.11	1.16	1.20	1.23	1.26	1.27	1.28	1.30
<b>500</b>	1.00	1.10	1.18	1.23	1.28	1.33	1.37	1.38	1.38	1.39
<b>600</b>	1.00	1.15	1.26	1.32	1.39	1.43	1.47	1.48	1.47	1.51
<b>700</b>	1.01	1.21	1.34	1.45	1.54	1.58	1.65	1.64	1.63	1.60

### 8.3.5 Longitud efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el PTSF ( $L_{de,PTSFd}$ )

#### a Para carril de adelantamiento

Teniendo en consideración los criterios de tipología de carriles adicionales se asume que los valores de la Longitud Efectiva por efecto del carril de adelantamiento sobre el PTSF<sub>d</sub> ( $L_{de,PTSFd}$ ), en kilómetros, son los correspondientes a pendientes longitudinales de 2% y 4 % y además se ha tomado como representativo de este comportamiento los valores cuando KICA es de 1300 m y longitud de carril de adelantamiento es de 800 m; se pueden obtener de manera similar para las demás variaciones de KICA y longitud de carril de adelantamiento. En la Tabla 8.7 se presentan estos valores.

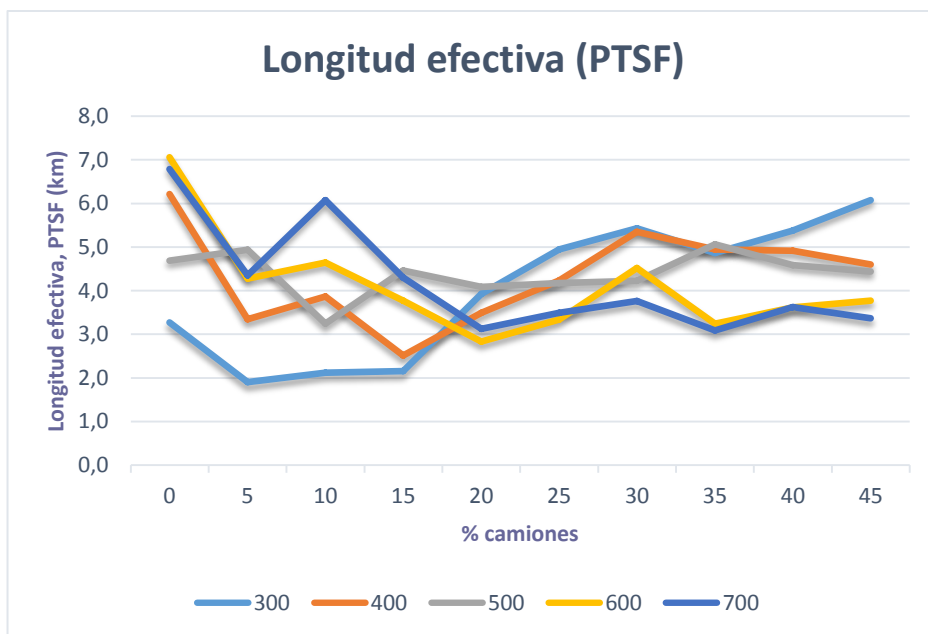
Las Longitudes Efectivas sobre PTSF para carril de adelantamiento tienen, en general, los valores más altos cuando no hay camiones y no muestran un comportamiento tendencial igual para todos los volúmenes; tal como se representa en la Figura 8.10 puede insinuarse alguna tendencia pero por grupos de volúmenes; por ejemplo, para volúmenes bajos (300 veh/h y 400 veh/h) es creciente, para los intermedios (500 veh/h) se estabiliza en torno a un valor y para volúmenes altos (600 veh/h y 700 veh/h) el comportamiento de la Longitud Efectiva según el porcentaje de camiones es decreciente.

**Tabla 8.7. Longitud Efectiva por efecto del carril de adelantamiento sobre el PTSF<sub>d</sub> ( $L_{de,PTSFd}$ ) en kilómetros.**

VOLUMEN DIRECCIONAL (veh/h)	PORCENTAJE DE CAMIONES									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
<b>300</b>	3,3	1,9	2,1	2,2	3,9	4,9	5,4	4,9	5,4	6,1
<b>400</b>	6,2	3,3	3,9	2,5	3,5	4,2	5,4	5,0	4,9	4,6
<b>500</b>	4,7	4,9	3,2	4,5	4,1	4,2	4,2	5,1	4,6	4,4
<b>600</b>	7,1	4,3	4,6	3,8	2,8	3,3	4,5	3,2	3,6	3,8
<b>700</b>	6,8	4,4	6,1	4,3	3,1	3,5	3,8	3,1	3,6	3,4

Comparando los valores de la Tabla 8.7 con los que contiene el HCM de 2010 (TRB, 2010) y que se presentaron en el Estado del Arte, Tabla 2.1, puede concluirse que dichos valores son mucho mayores asumiendo que corresponden a porcentaje de camiones de cero ya que no lo especifica; para que la comparación fuese directa habría que realizar el Análisis de Sensibilidad en los mismos escenarios de simulación configurando el TWOPAS (TAM) con

los parámetros que represente las capacidades operacionales del parque automotor de EEUU y los demás parámetros que contempla la configuración del TAM.



**Figura 8.10 Longitud efectiva según PTSF para carriles de adelantamiento.**

*b Para carril de ascenso*

Teniendo en consideración los criterios de tipología de carriles adicionales se asume que los valores de Longitud Efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el  $PTSF_d$  ( $L_{de,PTSFd}$ ), en kilómetros, son los correspondientes a pendientes longitudinales de 6%, 8% y 10% y además se ha tomado como representativo de este comportamiento los valores cuando KICA es de 1300 m y longitud de carril de ascenso es de 800 m; se pueden obtener de manera similar para las demás variaciones de KICA y longitud de carril de ascenso. En la Tabla 8.8 se presentan estos valores.

**Tabla 8.8 Longitud Efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el  $PTSF_d$  ( $L_{de,PTSFd}$ ) en kilómetros.**

VOLUMEN DIRECCIONAL (veh/h)	PORCENTAJE DE CAMIONES									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
300	0,4	0,9	0,7	0,9	1,6	2,0	2,4	2,1	1,6	1,9

<b>400</b>	0,8	1,7	1,4	2,1	2,0	1,9	2,3	1,6	1,2	1,3
<b>500</b>	0,6	2,2	1,5	2,0	1,9	1,7	1,3	1,1	1,1	1,0
<b>600</b>	1,3	2,2	1,5	1,1	1,1	0,9	1,0	0,7	0,9	0,5
<b>700</b>	1,0	1,7	1,2	1,0	0,9	0,8	0,5	0,5	0,3	0,3

Las Longitudes Efectivas sobre PTSF no muestran un comportamiento tendencial para todos los volúmenes y tal como se representa en la Figura 8.11 puede insinuarse alguna tendencia pero por grupos de volúmenes; por ejemplo, para volúmenes bajos es creciente, para los intermedios (400 veh/h y 500 veh/h) crece para porcentajes de camión pequeños y luego decrece y para volúmenes altos (600 veh/h y 700 veh/h) el comportamiento de la Longitud Efectiva según el porcentaje de camiones es decreciente.

El HCM de 2010 (TRB, 2010) no especifica valores de longitud efectiva para carriles de ascenso porque considera que terminaría usualmente con la pendiente.

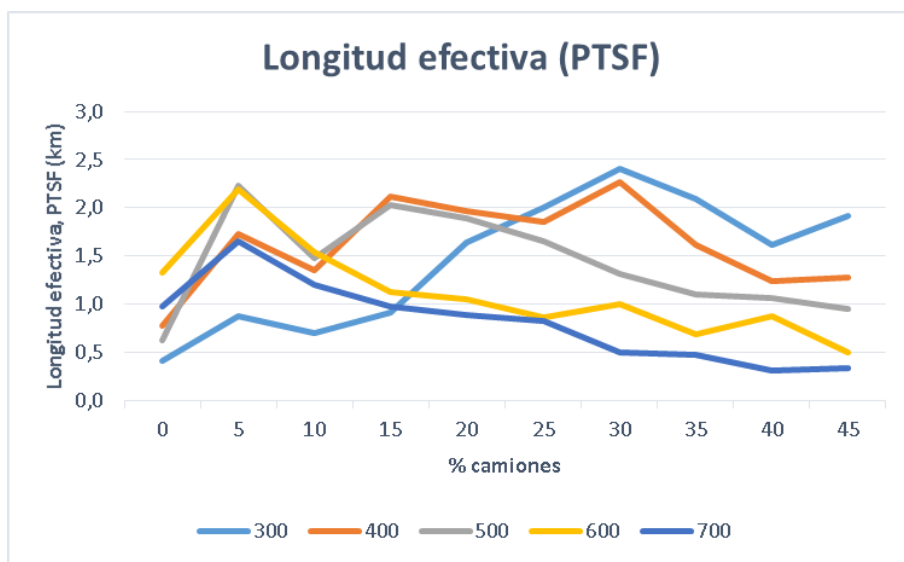


Figura 8.11 Longitud efectiva según PTSF para carriles de ascenso.

### 8.3.6 Longitud efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el ATS ( $L_{de,ATSd}$ )

#### a Para carril de adelantamiento

Teniendo en consideración los criterios de tipología de carriles adicionales se asume que los valores de la Longitud Efectiva por efecto del carril de



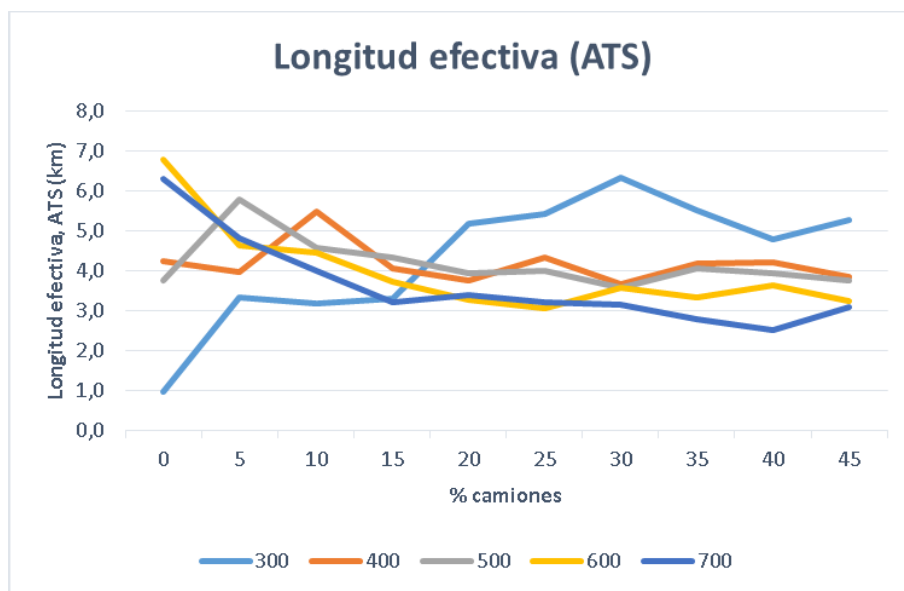
adelantamiento sobre el  $ATS_d$  ( $L_{de,ATSd}$ ), en kilómetros, son los correspondientes a pendientes longitudinales de 2% y 4 % y además se ha tomado como representativo de este comportamiento los valores cuando KICA es de 1300 y longitud de carril de adelantamiento es de 800 m; se pueden obtener de manera similar para las demás variaciones de KICA y longitud de carril de adelantamiento y los datos se presentan en el Anexo A.III.8. En la Tabla 8.9 se presentan estos valores.

Las Longitudes Efectivas sobre ATS para carril de adelantamiento, en general, no muestran un comportamiento tendencial igual para todos los volúmenes; tal como se representa en la Figura 8.12 puede insinuarse alguna tendencia pero por grupos de volúmenes; por ejemplo, para volúmenes bajos (300 veh/h) es creciente, para los intermedios (400 veh/h y 500 veh/h) se estabiliza en torno a un valor y para volúmenes altos (600 veh/h y 700 veh/h) el comportamiento de la Longitud Efectiva según el porcentaje de camiones es decreciente

**Tabla 8.9. Longitud Efectiva por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $ATS_d$  ( $L_{de,ATSd}$ ) en kilómetros.**

VOLUMEN DIRECCIONAL (veh/h)	PORCENTAJE DE CAMIONES									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
<b>300</b>	1.0	3.3	3.2	3.3	5.2	5.4	6.3	5.5	4.8	5.3
<b>400</b>	4.2	4.0	5.5	4.1	3.7	4.3	3.7	4.2	4.2	3.9
<b>500</b>	3.8	5.8	4.6	4.3	3.9	4.0	3.6	4.0	4.0	3.8
<b>600</b>	6.8	4.6	4.4	3.7	3.3	3.1	3.6	3.3	3.6	3.2
<b>700</b>	6.3	4.8	4.0	3.2	3.4	3.2	3.1	2.8	2.5	3.1

Si se hace una comparación con los valores que contiene el HCM de 2010 (TRB, 2010) y que se presentan en el Estado del Arte, Tabla 2.1, puede concluirse que dichos valores son menores asumiendo que corresponden a porcentaje de camiones igual a cero ya que no lo especifica; para que la comparación fuese directa habría que realizar el Análisis de Sensibilidad en los mismos escenarios de simulación configurando el TWOPAS (TAM) con los parámetros que represente las capacidades operacionales del parque automotor de EEUU y los demás parámetros que contempla la configuración del TAM.



**Figura 8.12. Longitud efectiva según ATS para carriles de adelantamiento.**

*b Para carril de ascenso*

Teniendo en consideración los criterios de tipología de carriles adicionales se asume que los valores de Longitud Efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el  $ATS_d$  ( $L_{de,ATSd}$ ), en kilómetros, son los correspondientes a pendientes longitudinales de 6%, 8% y 10% y además se ha tomado como representativo de este comportamiento los valores cuando KICA es de 1300 y longitud de carril de ascenso es de 800 m; se pueden obtener de manera similar para las demás variaciones de KICA y longitud de carril de ascenso. En Tabla 8.10 se presentan estos valores.

**Tabla 8.10. Longitud Efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el  $ATS_d$  ( $L_{de,ATSd}$ ) en kilómetros.**

VOLUMEN DIRECCIONAL (veh/h)	PORCENTAJE DE CAMIONES									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
<b>300</b>	0.0	2.7	3.4	4.4	3.4	3.0	3.6	3.1	3.7	3.6
<b>400</b>	0.0	4.4	2.3	3.5	3.2	2.7	3.2	2.8	2.5	2.5
<b>500</b>	0.3	3.7	2.8	3.0	2.9	3.1	2.6	2.6	2.7	2.3
<b>600</b>	0.9	3.6	2.5	2.7	2.5	2.1	2.2	2.1	1.8	1.4
<b>700</b>	0.7	3.2	2.7	2.4	2.1	1.8	1.3	1.3	1.0	1.0

Las Longitudes Efectivas sobre ATS tienen su valor más bajo cuando no hay camiones y aumenta hasta un valor alto cuando se incorporan los camiones

para posteriormente seguir una tendencia decreciente hasta el valor más bajo de la Longitud Efectiva en cada volumen.

El HCM de 2010 (TRB, 2010) no especifica valores de longitud efectiva para carriles de ascenso porque considera que terminaría usualmente con la pendiente.

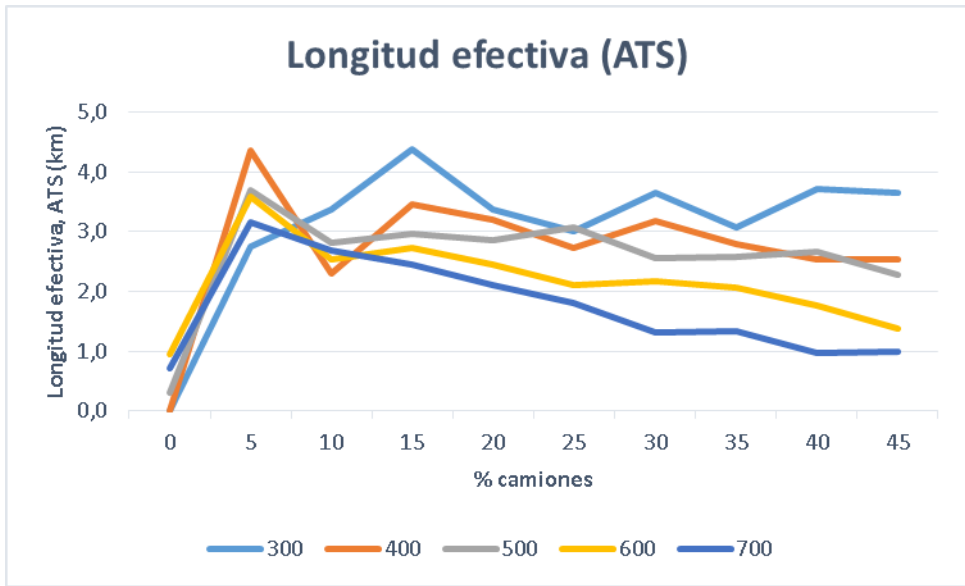
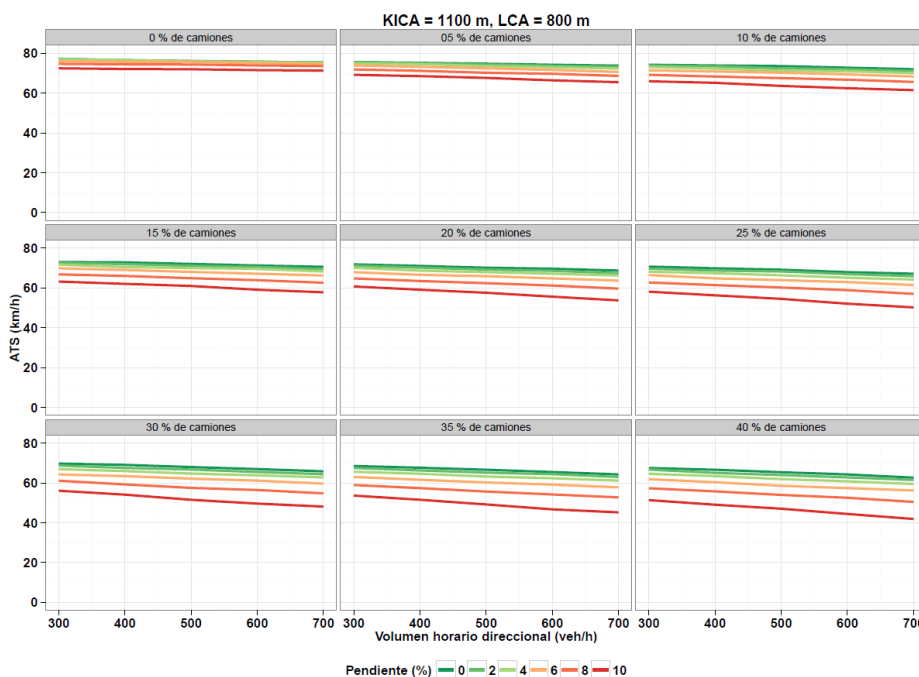


Figura 8.13. Longitud efectiva según ATS para carriles de ascenso.

### 8.3.7 Velocidad Media de Recorrido cuando hay carril adicional (ATS)

Con la presencia de un carril adicional en una carretera convencional las posibilidades de adelantamiento, que están restringidas antes del carril, aumentan de manera que los grupos de vehículos se disgregan pudiendo los vehículos rápidos adelantar a los lentos que los retenían, extinguiéndose la restricción a la velocidad y por ello la velocidad promedio puede aumentar, según sean las condiciones de la vía y del tránsito, como se ilustran en los ábacos preparados con los resultados de las simulaciones del TWOPAS en la vía virtual. En la Figura 8.14 se presenta el ábaco de la velocidad media de recorrido (ATS) evaluada para un inicio del carril auxiliar (KICA) en el P.K. 1+100 y con una longitud del carril auxiliar de 800 m, que está compuesto por 9 subgráficas, que corresponden a cada porcentaje de camiones, desde 0 % hasta 40 %. En cada subgráfica, el eje horizontal indica el volumen direccional y el eje vertical la ATS, de manera que contiene las curvas que representan la relación de estas dos variables para cada una de las pendientes longitudinales



de la vía, desde 0% hasta 10 %.

**Figura 8.14. ATS cuando hay carril adicional.**

Cada subgráfica presenta el comportamiento de la ATS cuando aumenta el volumen para cada porcentaje de camiones, la cual decrece en la media que

aumenta el volumen debido a la interacción entre los vehículos, ya que los más lentos limitan la velocidad de los más rápidos, reduciéndose la ATS. Esta reducción es mayor con el aumento de la inclinación de la vía porque los vehículos experimentan en el ascenso el efecto de la resistencia al avance que produce la componente del peso en dirección de la pendiente. Cuando aumenta el porcentaje de camiones la restricción en la velocidad de los vehículos rápidos aumenta dada las menores prestaciones de los vehículos pesados y la mayor presencia de ellos en la corriente. La longitud del carril auxiliar y KICA no se reflejan en este ábaco porque permanecen fijos.

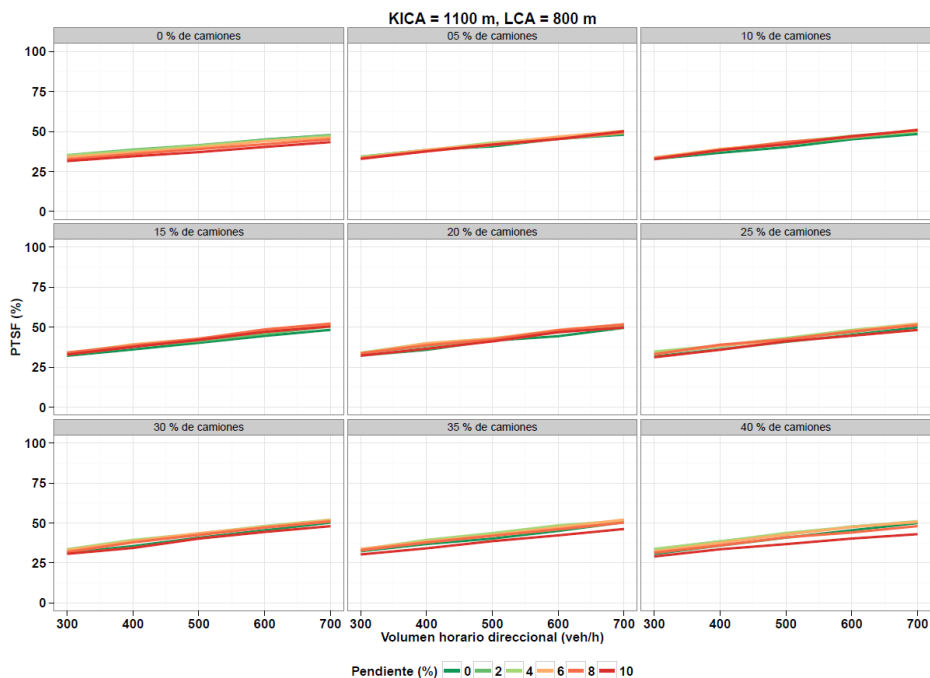
Debido a los valores que toman las variables consideradas en las simulaciones para KICA y LCA, resultan en 28 ábacos como los de la Figura 8.14, que representan la diversidad de situaciones que implica y que se encuentran en el Anexo A.III.3

En el aparte que hace referencia a la ATS sin carril auxiliar está la Figura 8.8 para las mismas condiciones aquí descritas y en ella se muestra que la ATS es menor debido a que los vehículos no tiene la posibilidad de adelantar por la ausencia del carril auxiliar; entonces, aparece una mejora en el ATS por la provisión del carril auxiliar cuyo beneficio operacional se discute en un aparte más adelante.

### **8.3.8 Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento cuando hay carril adicional (PTSF)**

La provisión de un carril adicional en una carretera convencional mejora las posibilidades de adelantamiento, que estaban restringidas en la carretera convencional antes del carril, facilitando a los grupos de vehículos que se habían formado su disolución, pudiendo los vehículos rápidos adelantar a los lentos que los retenían y por ello acabar con el seguimiento vehicular que mide el PTSF; por lo tanto, el porcentaje de tiempo consumido en el seguimiento evaluado en el inicio del carril auxiliar (KICA) puede reducir según sean las condiciones de la vía y del tránsito, como se ilustran en los ábacos preparados con los resultados de las simulaciones del TWOPAS en la vía virtual.

En la Figura 8.15 se presenta el ábaco del Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento (PTSF) evaluada en el inicio del carril auxiliar (KICA = 1000 m) con una longitud de carril auxiliar de 800 m, que está compuesto por 9 subgráficas, que corresponden a cada porcentaje de camiones, desde 0 % hasta 40 %; en cada subgráfica el eje horizontal indica el volumen direccional y el eje vertical la PTFS, de manera que contiene las curvas que representan la relación de estas dos variables para cada una de las pendientes longitudinales de la vía, desde 0% hasta 10 %.



**Figura 8.15. PTSF cuando hay carril adicional.**

Cada subgráfica presenta el comportamiento del PTSF cuando aumenta el volumen para cada porcentaje de camiones, el cual crece en la medida que aumenta el volumen debido a la interacción que aún se da, a pesar del carril auxiliar, entre los vehículos, ya que los más lentos obligan a los más rápidos a continuar en seguimiento aumentándose el PTSF. Este crecimiento es mayor con el aumento de la inclinación de la vía porque los vehículos experimentan en el ascenso el efecto de la resistencia al avance que produce la componente del peso en dirección de la pendiente, prolongando el seguimiento vehicular. Cuando aumenta el porcentaje de camiones la restricción a los vehículos rápidos aumenta dada las menores prestaciones de los vehículos pesados y la mayor presencia de ellos en la corriente. La longitud del carril auxiliar y KICA no se reflejan en este ábaco porque permanecen fijos.

Debido a los valores que toman las variables consideradas en las simulaciones para KICA y LCA resultan en 28 ábacos como los de la Figura 8.15, que representan la diversidad de situaciones que implica y que se encuentran en el Anexo A.III.4.

En el aparte que hace referencia a la PTSF sin carril auxiliar está la Figura 8.9 para las mismas condiciones aquí descritas y en ella se muestra que el PTSF es

mayor debido a que los vehículos no tiene la posibilidad de adelantar por la ausencia del carril auxiliar resultando, entonces, una mejora en el PTSF por la provisión del carril auxiliar, cuyo beneficio operacional se discute en un aparte más adelante.

### 8.3.9 Mejora en ATS

Es una variable dependiente que resulta de hacer la diferencia entre el ATS de la situación con carril auxiliar y la situación sin carril, de manera que refleje la mejora en términos del ATS por la provisión de un carril auxiliar.

A continuación se hace el análisis de esta variable por el efecto de las demás: KICA, LCA, volumen direccional, porcentaje de camiones y pendiente, que se ilustran en ábacos como el de la Figura 8.16, que corresponde a la mejora del ATS por efecto de la provisión de un carril auxiliar para KICA = 1100 m, LCA = 800 m, volumen entre 300 veh/h y 700 veh/h, porcentaje de camiones entre 0 % y 40 % y pendiente entre 0 % y 10 %. Todos los ábacos se incluyen en el Anexo A.III.10.b.

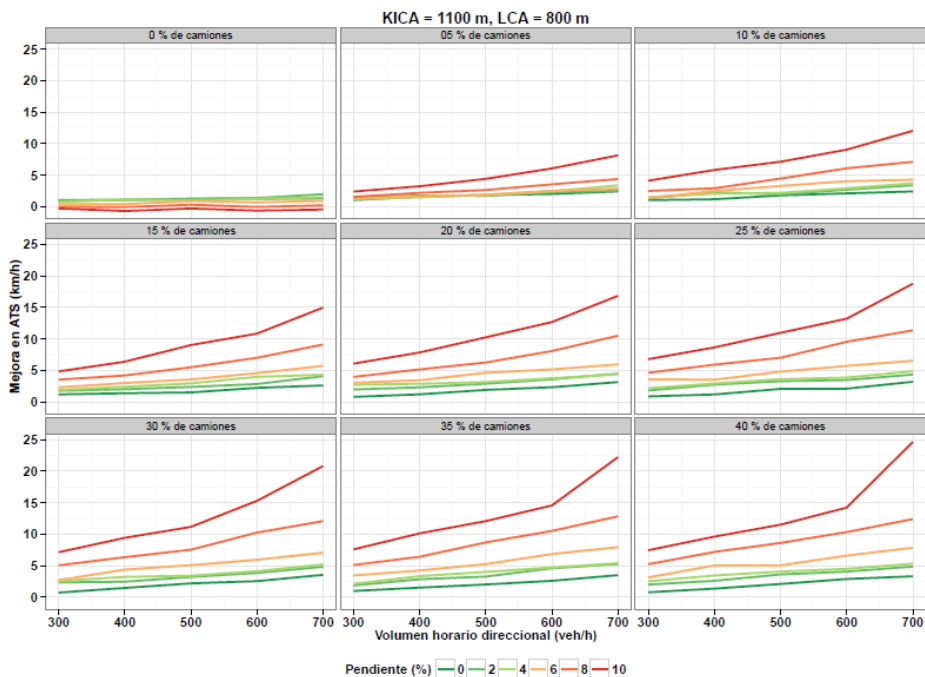


Figura 8.16. Ábaco de la mejora en ATS por la provisión de un carril auxiliar

Cada ábaco está creado para un valor de KICA y un valor de LCA; dentro hay 9 subgráficas que corresponden a los valores del porcentaje de camiones, desde 0 % hasta 40 %, con incrementos de 5 %. En cada subgráfica, el eje de abscisas representa el volumen unidireccional, desde 300 veh/h hasta 700 veh/h, con incrementos de 100 veh/h, y el eje de las ordenadas representa la mejora en el ATS, en km/h, que produce la operación de un carril auxiliar cuyo comportamiento se analiza; dentro de cada subgráfica se ilustran las curvas que relacionan las variables de los dos ejes mencionados para cada valor de pendiente longitudinal, que varía desde 0 % hasta 10 %, con incrementos de 2 %.

De esta manera resulta un total de 28 ábacos ya que los valores de KICA van desde P.K. 1+100 hasta P.K. 1+400, con incrementos de 100 m, y la longitud del carril de ascenso (LCA) va desde 800 m hasta 2000 m, con aumentos modulares de 200 m.

Los 28 ábacos se analizan en 4 grupos correspondiendo a cada valor de KICA y en cada grupo hay 7 ábacos correspondiendo a cada LCA. De esta manera se interpreta el efecto sobre la mejora del ATS que producen las demás variables como porcentaje de camiones, volumen y pendiente.

Un segundo análisis se hace interpretando el efecto sobre la mejora en ATS que produce el cambio del valor de KICA para cada LCA sin perder de vista el efecto de las demás variables.

En principio el análisis se hace a nivel de subgráfica que relaciona el volumen unidireccional y la mejora en ATS para diferentes valores de porcentaje de camiones y para cada pendiente manteniendo fija la KICA y LCA:

- Cuando no hay camiones las curvas que representan la mejora en ATS para cada pendiente son casi horizontales indicando que la mejora en ATS no se ve afectada por el aumento del volumen pero sí se aprecia ligeramente que la mejora en velocidad es mayor para las pendientes más suaves, por ejemplo, para pendientes del 0 % y 2 % se puede dar una mejora que varía alrededor de 2 km/h, mientras que para las pendientes altas, como del 10%, no se tiene mejora en ATS.
- Cuando los camiones se incorporan a la corriente vehicular, por ejemplo, el porcentaje de camiones es del 5%, aumenta la mejora en ATS con el aumento del volumen, siendo mayores las mejoras para pendientes altas como del 10%; por ejemplo, para volumen de 300 veh/h las mejoras se encuentran entre 1,5 km/h y 3 km/h y para 700 veh/h están entre 3 km/h y 13 km/h; las demás pendientes tienen mejoras menores según reduce su inclinación.
- Cuando aumenta la proporción de camiones se van desplazando las curvas de mejora de ATS para las diferentes pendientes de manera que aumentan las mejoras en orden de acuerdo al aumento de las



pendientes. Para volumen de 700 veh/h, cuando aumenta el porcentaje de camiones aumenta la mejora en ATS para cada pendiente, hasta cierto porcentaje de camiones, y luego decrece; ese porcentaje de camiones característico es alto para pendientes bajas y viceversa.

- Cuando hay un 40 % de camiones, las mejoras varían entre 1,5 km/h y 8 km/h para volumen de 300 veh/h, y oscilan entre 4 km/h y 14,5 km/h para volumen de 700 veh/h

Un segundo análisis se refiere al efecto del cambio de la longitud del carril auxiliar en la mejora en ATS. Se encontró en los ábacos analizados que el aumento de LCA afecta ligeramente las mejoras en ATS, aumentándolas a lo sumo en 1,5 km/h para cualquier volumen o pendiente para un valor de KICA.

Un tercer análisis se hizo sobre el efecto del aumento de KICA en la mejora de ATS:

- Para una misma longitud de carril auxiliar, cuando aumenta el KICA aumenta la mejora en ATS.
- Para un 0 % de camiones, no se observa ningún cambio en la mejora por el aumento del KICA, ni en pendientes ni en volúmenes.
- Cuando se incorporan los camiones a la corriente vehicular, por ejemplo para un 5 % de camiones y volumen de 300 veh/h, la mejora no aumenta y para el máximo volumen de 700 veh/h la mejora aumenta en 1,5 km/h por cada 100 m de aumento en KICA.
- Para presencia mayor de camiones, por ejemplo del 40 %, cuando aumenta KICA aumenta la mejora en ATS en las pendientes intermedias para una misma longitud de carril en aproximadamente 1,5 km/h por cada 100 m de desplazamiento del inicio de la pendiente, pero para pendientes extremas, en algunos casos puntuales, se pierde esta tendencia. Por lo tanto, una recomendación de diseño es que el inicio del carril auxiliar no comience con la pendiente sino lo más alejado que se pueda de ella, solo hasta 400 m después de iniciada la pendiente, que fue el límite de las simulaciones. Una recomendación que se comentó en el Estado del Arte, para carriles de ascenso, es que el inicio del carril no se de tan próximo al comienzo de la pendiente sino luego de la Longitud Crítica de Pendiente; luego se estaría respaldando con estos resultados.

En resumen, siempre resultará mejora en ATS por la provisión de un carril auxiliar entre 1,5 km/h y 14,5 km /h según el aumento del porcentaje de camiones, aumenta la mejora cuando aumenta el porcentaje de camiones y el volumen.

Si el porcentaje de camiones es pequeño con volumen de 300 veh/h la mejora aumenta entre 1,5 km/h y 3 m/h y para volumen de 700 veh/h entres 3 km/h y 13 km/h.

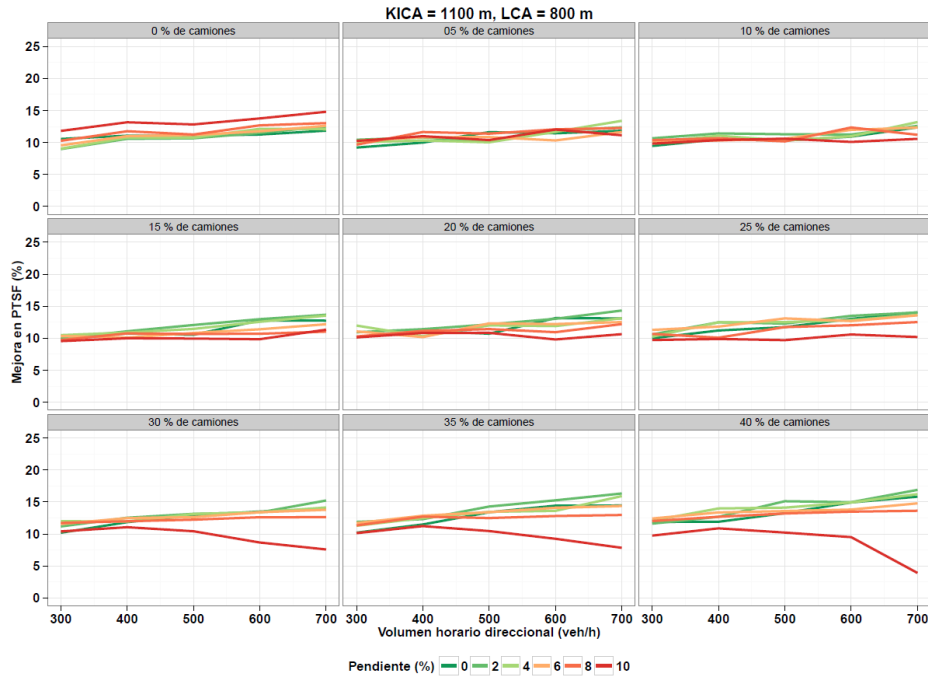
Si el porcentaje de camiones es grande con volumen de 300 veh/h la mejora aumenta entre 1,5 km/h y 8 m/h y para volumen de 700 veh/h entres 4 km/h y 14,5 km/h.

Para una misma KICA el aumento de la longitud del carril aumenta la mejora en 1,5 km/h. Y cuando la longitud del carril se mantiene fija, en general, si aumenta KICA también lo hace la mejora en ATS en 1,5 km/h por cada 100 m de aumento del KICA.

### **8.3.10 Mejora en PTSF**

Es una variable dependiente que resulta de hacer la diferencia entre el PTSF de la situación sin carril y la situación con carril, de manera que refleje la mejora en términos del PTSF por la provisión de un carril auxiliar.

A continuación se hace el análisis de esta variable por el efecto de las demás: KICA, LCA, volumen direccional, porcentaje de camiones y pendiente, que se ilustran en ábacos como el de la Figura 8.17, que corresponde a la mejora del PTSF por efecto de la provisión de un carril auxiliar, para KICA = 1100 m, LCA = 800 m, volumen entre 300 veh/h y 700 veh/h, porcentaje de camiones entre 0 % y 40 % y pendiente entre 0 % y 10 %. Todos los ábacos se incluyen en el Anexo A.III.9.b.



**Figura 8.17. Ábaco de la mejora en PTSF por la provisión de un carril auxiliar**

Cada ábaco está creado para un valor de KICA y un valor de LCA. Dentro hay 9 subgráficas que corresponden a los valores de porcentaje de camiones, desde 0 % hasta 40 %, con incrementos de 5 %, y en cada subgráfica el eje de abscisas representa el volumen unidireccional desde 300 veh/h hasta 700 veh/h, con incrementos de 100 veh/h, y el eje de las ordenadas representa la mejora en el PTSF, en porcentaje, que produce la operación de un carril auxiliar cuyo comportamiento se analiza; dentro de cada subgráfica se ilustran las curvas que relacionan las variables de los dos ejes mencionados para cada valor de pendiente longitudinal, que varía desde 0 % hasta 10 %, con incrementos de 2 %.

De esta manera resultan un total de 28 ábacos ya que los valores de KICA van desde P.K. 1+100 hasta P.K. 1+400, con incrementos de 100 m, y la longitud del carril de ascenso (LCA) va desde 800 m hasta 2000 m, con aumentos modulares de 200 m.

Los 28 ábacos se analizan en 4 grupos correspondiendo a cada valor de KICA y en cada grupo hay 7 ábacos correspondiendo a cada LCA; de esta manera se interpreta el efecto sobre la mejora del PTSF que producen las demás variables como porcentaje de camiones, volumen y pendiente.

Un segundo análisis se hace interpretando el efecto sobre la mejora en PTSF que produce el cambio del valor de KICA para cada LCA sin perder de vista el efecto de las demás variables.

El análisis de la mejora en PTSF se describe a continuación:

- En general para todos los casos simulados se obtienen mejoras en PTSF que cambian en magnitud según los diferentes valores de las variables consideradas en este análisis, como KICA, LCA, % de camiones, pendiente y volumen direccional, que se describe en los párrafos siguientes.
- Las mejoras en PTSF por la provisión de carriles auxiliares están en el intervalo entre 10 % y 17% cuando no hay camiones en la corriente vehicular, pero cuando se incorporan en la corriente vehicular las mejoras se encuentran entre 9 % y 22%, pero se ven afectadas por el porcentaje de camiones, pendiente y volumen de la siguiente manera:
  - Para porcentaje de camiones bajos, por ejemplo, de un 5 %, las mejoras en PTSF están entre 9 % y 14% y aumentan ligeramente con el aumento del volumen desde 300 veh/h hasta 700 veh/h, para todas las pendientes, en una magnitud que ronda el 3 %. Las mejoras en PTSF para todas las pendientes se encuentran limitadas por un intervalo muy estrecho donde no se identifica claramente la pendiente que mayores mejoras genera; este intervalo es más estrecho que para el caso cuando no hay camiones.
  - Cuando aumenta el porcentaje de camiones hasta el 40 %, el valor de la pendiente afecta el grado de mejora en PTSF que produce, siendo las pendientes más suaves (0 %, 2% y 4 %) las que generan mayores mejoras para KICA menores a 1300 m, pero para KICA mayor a 1300 m son las pendientes más pronunciadas (6 % y 8%) las que producen las mayores mejoras. En cuanto a las pendientes suaves, adecuadas para carriles de adelantamiento, producen mayores mejoras en PTSF, en orden decreciente, pendientes de 4 %, 2 % y 0 %. Las mejoras oscilan entre 9 % y 13% para volumen de 300 veh/h y entre 10 % y 22% para volumen de 700 veh/h.
  - La pendiente del 10 % es un caso particular porque se aparta del comportamiento de las mejoras en PTSF claramente de las demás pendientes cuando aumenta el porcentaje de camiones, ya que cuando KICA es menor a 1300 m, aunque presenta mejoras en PTSF, estas son relativamente mucho menores que las que producen las demás pendientes y sus valores decrecen o se mantienen constantes a medida que aumenta el

volumen, pero cuando KICA es mayor a 1300 m las mejoras en PTSF crecen cuando aumenta el volumen entre 300 veh/h y 700 veh/h.

- Para un mismo valor de KICA, el aumento de la longitud del carril auxiliar (LCA) no afecta las mejoras en PTSF.
- Para un valor de LCA pequeño (800 m) el aumento de KICA afecta la mejora en PTSF según:
  - Cuando no hay camiones se tiene mayores mejoras en PTSF en alrededor del 2% para cualquier pendiente y volumen.
  - Cuando se incorporan los camiones a la corriente vehicular no se afecta la mejora en PTSF para todas las pendientes y volumen.
  - Cuando aumenta el porcentaje de camiones hasta 40% se aumenta la mejora en PTSF en 2 % para volumen de 300 veh/h y para volumen de 700 veh/h aumenta en 3 % para pendientes de 6 % y 8 %, y no aumenta la mejora en PTSF para pendientes de 0 %, 2 % y 4 %.
- Para un valor de LCA grande (2000 m) el aumento de KICA afecta la mejora en PTSF según:
  - Cuando no hay camiones y el volumen es de 300 veh/h, aumentan las mejoras en PTSF ligeramente en un 2 % para las pendientes fuertes y no aumentan las mejoras para pendientes suaves, y cuando el volumen es de 700 veh/h aumenta la mejora en alrededor 2% para todas la pendientes.
  - Cuando se incorporan los camiones a la corriente vehicular no se afecta la mejora en PTSF para todas las pendientes y volumen.
  - Cuando aumenta el porcentaje de camiones hasta 40% no aumenta significativamente la mejora para volumen de 300 veh/h pero se observa que para todas las pendientes excepto la de 10% aumenta ligeramente la mejora con el aumento del KICA en alrededor el 2%.

En resumen, siempre resultará mejora en PTSF por la provisión de un carril auxiliar en porcentajes entre 9 % y 22 % según el porcentaje de camiones pero esta mejora es mayor para pendientes suaves (en orden: 4 %, 2 % y 0 %) para KICA menor que 1300 m y para las pendientes mayores (6 % y 8 %) si KICA es mayor que 1300 m y aumenta en alrededor 3 %, cuando aumenta el volumen de 300 veh/h a 700 veh/h. La pendiente del 10 %, aunque produce mejoras en

PTSF, estas se reducen con el aumento del % de camiones y el volumen, haciéndola menos conveniente para los carriles auxiliares.

Ante una misma longitud del carril auxiliar corta (800 m, por ejemplo) si aumenta KICA la mejora en PTSF crece alrededor de 2 %, manifestándose principalmente en las pendientes de 6 % y 8 % cuando el volumen es bajo (300 veh/h) y aumenta 3 % cuando el volumen es alto (700 veh/h).

Para una longitud de carril larga (2000 m, por ejemplo), las mejoras crecen 2 % cuando no hay camiones o cuando hay una proporción grande de vehículos pesados, reflejándose más en las pendientes fuertes; aquí el cambio de volumen no afecta la mejora significativamente.

Finalmente, para una misma KICA y aumentando la longitud de carril auxiliar las mejoras se mantienen inalteradas.

En resumen, la disposición óptima de un carril auxiliar, tanto considerando la mejora en ATS y PTSF, se daría en la medida que la longitud del carril fuese más largo y su inicio más alejado del comienzo de la pendiente. Esta mejora se incrementa en cuanto la pendiente, el porcentaje de camiones y volumen direccional aumente, por lo que se concluye que, del rango observado de valores, las posiciones óptimas son para longitud de carril de 2000 m y KICA de 1400 m.

Con el análisis realizado y dada la gran cantidad de datos obtenida en las simulaciones, considerando la diversidad de escenarios con carril auxiliar, surge la alternativa razonable de encontrar mejor definición de los óptimos en la disposición de un carril auxiliar si se consideran otros indicadores, susceptibles de crear y analizar con la herramienta PEMAT, como son la relación del número de adelantamientos y la longitud del carril auxiliar o la diferencia de áreas bajo la curva de ATS o de PTSF para las condiciones de sin y con carril auxiliar. Esto, por supuesto, puede incorporarse como una futura investigación.







## **9. Procedimiento para el diseño de carriles auxiliares**

El TWOPAS calibrado es una herramienta útil para evaluar la operación en carreteras de dos carriles y el efecto de mejoras sencillas como son las modificaciones de la sección transversal con el propósito de facilitar la maniobra de adelantamiento que en estas carreteras condiciona su capacidad y niveles de servicio.

Cuando los vehículos rápidos son demorados por los lentos se genera una demanda de adelantamiento que puede estar insatisfecha por las condiciones geométricas que restringen la distancia de visibilidad de adelantamiento o por el volumen medio y alto que esté presente. Una alternativa económica para resolver esta necesidad es la ampliación o uso especial de la sección transversal de la carretera a lo largo de una longitud que produzca la mejor relación entre los beneficios operacionales y el costo de implementarla. Estas alternativas son más económicas que desdoblar la carretera, es decir, ampliar completamente la sección transversal a lo largo de toda la carretera a dos carriles por sentido y tienen unas condiciones particulares en las que muestran su vocación, tal como se describió en el Estado del Arte.

### **9.1 Criterios de localización**

Se usó el TWOPAS calibrado como herramienta para evaluar los efectos operacionales que produce la dotación de una serie de carriles auxiliares en una carretera de dos carriles y poder establecer un procedimiento para facilitar el adelantamiento.

En carreteras de montaña, con escasas posibilidades de zonas de adelantamiento permitido y donde hay un porcentaje alto de camiones, la construcción de carriles adicionales de adelantamiento es una estrategia eficiente para mejorar la movilidad y el riesgo de accidentes en vehículos guiados por conductores impacientes que realizan la maniobra de adelantamiento en zonas donde no existe la visibilidad requerida.

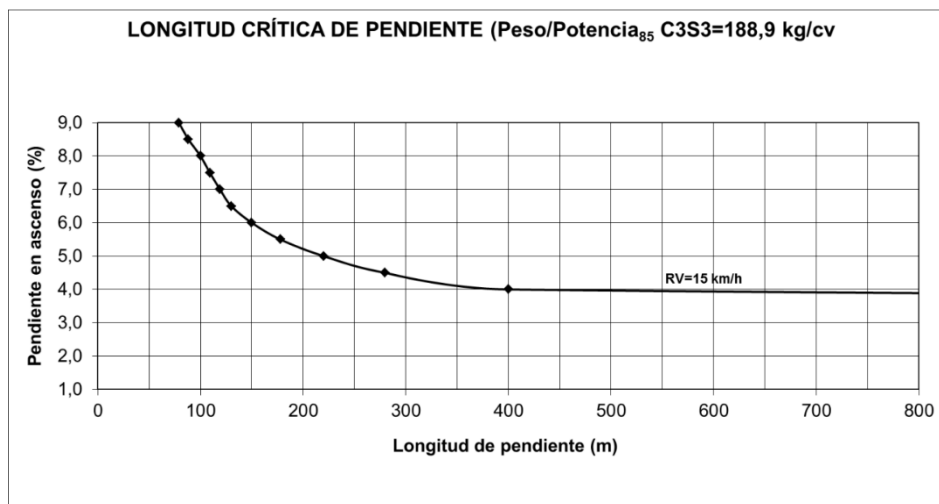
Este carril adicional es utilizado por el camión lento y entonces permite que el grupo de vehículos seguidores del camión lo sobrepasen de forma segura.

Un carril de ascenso debe ubicarse en un sitio donde se prevea que ha ocurrido la formación de una cola de vehículos que están tratando de adelantar, como es el caso de tener una longitud apreciable donde la maniobra de adelantamiento no pueda llevarse a cabo. La longitud de este carril debe ser determinada en tal forma que permita la maniobra fácil de ingreso de un camión en el carril de adelantamiento y su posterior incorporación al carril de tránsito normal. Cuando el camión ha terminado su recorrido por el carril adicional debería encontrar libre el carril normal para evitar que tenga que detenerse al reincorporarse. La longitud del carril de adelantamiento no podrá

ser muy corta porque desestimularía a los conductores de los camiones a su uso, especialmente porque al reincorporarse al carril normal, este podría estar todavía ocupado por los vehículos que antes eran seguidores del camión.

La ubicación de los carriles de ascenso no solamente deberá definirse por el comportamiento de tránsito restringido por carencia de adelantamiento, sino que se debe buscar un sector donde el ensanche de la vía sea económico y además que se ubique en una zona recta o de curvas muy suaves. Se sugiere que la longitud de un carril de adelantamiento no sea inferior a 700 m y con ancho superior de 3 m.

Según Valencia y García (2009) que analizaron los diferentes criterios para justificar la dotación de carriles auxiliares (carriles de ascenso, carriles de adelantamiento), sobre la determinación de la Longitud Crítica de Pendiente (LCP) y la justificación de carriles de ascenso para Colombia, simularon en una vía virtual, como la que se consideró en esta tesis, la operación del camión de diseño para Colombia medido en el terreno como la relación peso/potencia del vehículo más pesado equivalente a 189 kg/CV determinándose la LCP con el criterio de la pérdida de velocidad en el ascenso de 15 km/h. En la Figura 9.1 se presenta la LCP recomendada.



**Figura 9.1. Longitud crítica de pendiente para un camión pesado de 188,9 kg/cv o 191,5g/HP.**

Los criterios basados en la operación de los vehículos, por ejemplo las demoras, para dotar a la sección transversal de la vía de un carril de ascenso son:

- Iniciar el carril de ascenso a partir del sitio donde la longitud de la pendiente haya causado a los vehículos pesados de diseño una reducción de quince kilómetros por hora (15 km/h) o más respecto a su velocidad media de operación en relación con la entrada a la rampa (definición de LCP). Ver Figura 9.1. De acuerdo al análisis de carril auxiliar adelantado en esta tesis el criterio recomienda que el carril comience lo más alejado del inicio de la pendiente.
- Cuando el Tránsito Promedio Diario (TPD) sea superior a 6000 vehículos/día y la inclinación de la rasante mayor de cuatro por ciento (4%).
- Si la ATS disminuye del valor indicado en Tabla 9.1 podría ser necesario utilizar un carril de ascenso. Corresponde a la velocidad frontera entre niveles de servicio D y E del Manual de Capacidad y Niveles de Servicio para Carreteras de Dos Carriles, Segunda versión (INVIAS, 1996) y condiciones típicas de carreteras colombianas con volumen de 400 veh/h y 30% de camiones. El tramo experimental contó con un volumen de 356 veh/h en los dos sentidos y 23 % de camiones en promedio próximo a estas condiciones típicas.

**Tabla 9.1. Criterio para el establecimiento de un carril de ascenso en carreteras convencionales.**

Tipo de Terreno	Pendiente tangente vertical	ATS (km/h)
Ondulado	$\geq 3\% - < 6\%$	43
Montañoso	$\geq 6\% - < 8\%$	33
Escarpado	$\geq 8\%$	23

En el proyecto de construcción de carriles de ascenso, se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- El carril de ascenso debe iniciar, por criterio de seguridad vial, después de terminada la Longitud Crítica de Pendiente.
- La longitud mínima de un carril de ascenso debe corresponder a un tiempo de recorrido de aproximadamente veinticinco segundos (25 s) a la ATS de la tangente vertical y no ser menor de cuatrocientos quince metros (415 m). Según el análisis de carril auxiliar adelantado en esta tesis el criterio recomienda que el carril tenga la mayor longitud posible para que la mejora en ATS y en PTSF se la máxima.
- Como mínimo, el carril debe tener tres metros (3,0 m) de ancho, pero preferiblemente el del carril adyacente.
- La berma, debe tener ancho de al menos de un metro con veinte centímetros (1,2 m) de ancho y mantener continuidad con la carretera.
- La longitud debe ser la que proporcione condiciones económicas y funcionales favorables. Las longitudes óptimas para minimizar

demoras por cada kilómetro de carril de ascenso están entre 1,0 y 2,0 km. No son convenientes carriles de ascenso mayores a 5 km.

- El inicio del carril de ascenso debe ubicarse donde sea lógico para el conductor (grandes necesidades de adelantamientos).
- Evitar tramos de carretera con especificaciones de diseño críticas.
- Evitar intersecciones o puntos de acceso de uso frecuente al inicio o al final del carril de ascenso o adelantamiento.
- Disponer distancias de visibilidad adecuadas al principio y al final del carril auxiliar.
- Las longitudes de transición de ancho de carril son directamente proporcionales al percentil 85 de la ATS del elemento geométrico que precede y la variación de ancho de la calzada. Las transiciones al inicio y final de un carril de adelantamiento deben diseñarse para estimular la seguridad y la operación eficiente, su longitud puede calcularse con:

$$L = (0.6) AV$$

Donde:

L = longitud de transición de ancho de carril en metros.

A= ancho del carril de ascenso en metros.

V= ATS del elemento geométrico que precede a la transición de ancho del carril en km/h.

Para ATS iguales, la longitud recomendada para la transición de ancho de carril a la salida del carril de ascenso es desde el doble hasta una vez y media la longitud de transición a la entrada del carril de ascenso.

Conviene una señal con la leyenda “Carril de adelantamiento a 1 km” cerca de cada carril con el propósito de que los usuarios puedan hacer un uso efectivo del carril. También son convenientes las señales ubicadas 3 y 10 km antes del carril ya que pueden reducir la frustración e impaciencia de los conductores que siguen a los vehículos lentos. Se debería instalar una señal al principio del cambio gradual del ancho del carril para motivar a los vehículos lentos mantenerse a la derecha.

## **9.2 Criterios de selección de tipología**

La opción considerada para mejorar el nivel de servicio en carreteras de dos carriles es la modificación de la sección transversal de la vía para albergar un carril auxiliar, particularmente se contempla los casos de carril de adelantamiento y de ascenso.

El carril de adelantamiento se considera como aquel carril adicional a un sentido de circulación de una carretera de dos carriles que facilita el adelantamiento de vehículos lentos por parte de los rápidos pero dispuestos en vías con trazados que involucran pendientes longitudinales hasta de 3 o 4% según el criterio considerado. Para el caso colombiano donde la mayoría de las carreteras se encuentra en orografía fuerte, entonces, se ha considerado que un carril de adelantamiento se usa en vías hasta pendientes longitudinales de 4% que se desarrollan en terrenos planos y ondulados según lo indicado en el capítulo 9 Aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares. En los países desarrollados esta frontera es generalmente 3%.

### **9.3 Criterios de diseño geométrico**

Con base en los trabajos realizados se propone el siguiente procedimiento para facilitar el adelantamiento con carriles auxiliares:

#### **9.3.1 Dividir en tramos homogéneos**

En caso que la carretera a analizar contenga pendientes longitudinales o discorra por terrenos de gran variedad es conveniente dividirla en tramos con características homogéneas considerando como criterio la pendiente longitudinal o el tipo de terreno. De acuerdo a esto, para carreteras donde son apropiados los carriles de adelantamiento, la inclinación máxima sería de 4% o terrenos planos y ondulados y para la consideración de carriles de ascenso pendientes mayores a 4%, cuando se supere en una rampa la Longitud Crítica de Pendiente (LCP) o terrenos montañosos y escarpados.

#### **9.3.2 Evaluar con el TWOPAS (TAM) la operación en la carretera sin carriles auxiliares**

Los resultados se dan en términos de Velocidad Promedio de Recorrido (ATS) y Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento (PTSF) de los vehículos a lo largo de toda la carretera en los dos sentidos. El Nivel de Servicio (NS) está asociado en EEUU con el valor del PTSF y en Colombia con la ATS, principalmente, lo cual permite determinar las zona de la carretera dónde, por su NS bajo, se requiere facilitar el adelantamiento para mejorarlo. La velocidad y su correspondencia con el NS, en el caso de Colombia, se considera el criterio del Manual de Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras de Dos Carriles de Colombia (INVIAS, 1996) y el PTSF, ATS o el Porcentaje a Velocidad a Flujo Libre (PFFS) (TRB, 2010).

#### **9.3.3 Ubicación del carril adicional**

La definición más precisa de la ubicación del carril adicional se logra considerando varias recomendaciones de tipo geométrico, operacional, de seguridad y constructivo como las siguientes:

- El inicio del carril de adelantamiento conveniente es aquel donde la ATS o el PTSF corresponda a NS pobre, es decir, D para que los beneficios operacionales sean los máximos. Por su parte, el inicio del carril de ascenso se debe dar donde favorezca más al comportamiento del tránsito ya que al principio de una pendiente ascendente no es el lugar más apropiado porque apenas los camiones empiezan a perder velocidad y como orientación debe ser cuando termine la LCP.

- La transición de la anchura del carril a la entrada y a la salida del carril auxiliar debe ubicarse en lugares donde la visibilidad sea suficiente para las maniobras que se realizan en cada sitio y para ello se usa como referencia los resultados de las Zonas de Adelantamiento Prohibido determinadas automáticamente por el TAM con base en la Distancia de Visibilidad de Adelantamiento Mínima (DVA mínima), ya que estas indican los lugares donde la visibilidad es suficiente. La longitud a la entrada en metros se considera igual al 0,60 la anchura del carril por la Velocidad de Recorrido de los camiones en tal sitio en kilómetros por hora y la longitud de transición a la salida se toma entre  $3/2$  y  $4/3$  la longitud a la entrada.

- El final del carril de ascenso se debe ubicar, en términos generales, al final de la pendiente ascendente superando la longitud mínima de 800 m. También se puede precisar la longitud del carril aprovechando las facilidades de la simulación buscando la longitud que resulte más eficiente en términos de la relación entre el número de adelantamientos realizados por kilómetro de carril. Según el análisis de carril auxiliar adelantado en esta tesis el criterio recomienda que el carril tenga la mayor longitud posible para que la mejora en ATS y en PTSF sea la máxima.

### **9.3.4 *Evaluar con el TWOPAS (TAM) la operación en la carretera con el primer carril auxiliar***

Se empieza la evaluación en la primera dirección de la carretera lo cual genera mejoras operacionales de distinta magnitud según sea el indicador que se considere y las condiciones particulares de trazado, posibilidades de adelantamiento, volumen y composición vehicular que se tengan después del carril auxiliar. Los beneficios operacionales generados en el carril auxiliar, principalmente la reducción del PTSF y aumento de la ATS, se extienden una Longitud Efectiva más allá de su terminación que varía según las características de la vía como se describió en el Capítulo 9 Aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares y según la longitud total de la carretera en análisis el efecto operacional del carril adicional puede llegar hasta el final. Si estos beneficios no se extienden hasta el final de la carretera, entonces, es posible repetir el procedimiento recién descrito para considerar la pertinencia de dotar uno o varios carriles adicionales hasta que el beneficio genere condiciones operacionales satisfactorias hasta el final de la carretera.

### 9.3.5 Repetición de los pasos anteriores para otros carriles auxiliares

Los pasos anteriores se deberían repetir con el análisis de la provisión de más carriles auxiliares teniendo como consideración que si la ubicación de otro carril auxiliar se encuentra dentro de la Longitud Efectiva del carril auxiliar anterior se presentan condiciones operacionales que no serían suficientes para obtener beneficios suficientes para justificar su dotación y habrá la necesidad de considerar otra opción de mejoramiento de los adelantamientos menos costosa como apartaderos o circulación por la berma. Por lo tanto, el siguiente carril auxiliar debería iniciar después de la Longitud Efectiva del primer carril.

## 9.4 Ejemplo de aplicación

A manera de ejemplo de aplicación del procedimiento anterior se presenta el caso de una carretera ubicada en Colombia cuyas características geométricas se describieron en el Capítulo 6 Calibración del TWOPAS y por discurrir en terreno ondulado y montañoso se evalúa el efecto de una serie de carriles de ascenso en un sentido de circulación. Los pasos desarrollados se describen a continuación.

### 9.4.1 Dividir en tramos homogéneos

Al revisar el tipo de terreno y las pendientes longitudinales que tiene el trazado de la carretera se observa que por estar en terreno ondulado y montañoso y tener pendientes longitudinales mayores que 4 % los carriles a considerar son del tipo de carriles de ascenso o lentos. En la Figura 9.2 se muestra el perfil de la carretera.

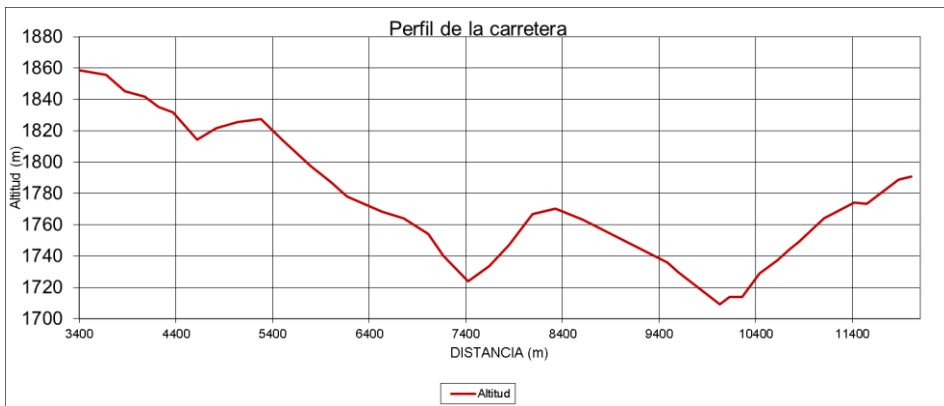


Figura 9.2. Perfil de la carretera ejemplo.

### 9.4.2 Evaluar con el TWOPAS (TAM) la operación en la carretera sin carriles auxiliares

Se aplica el TWOPAS para evaluar operacionalmente la carretera sin carriles de ascenso obteniéndose los resultados en términos de PTSF, ATS, tamaño del grupo de vehículos y número de adelantamientos que se dan a lo largo de la carretera. Como puede observarse en la Figura 9.3 el PTSF es creciente en el sentido de circulación 1 desde 27,1% al inicio de la carretera hasta 77,4% en el P.K.10+300 indicando NS muy pobre y la velocidad de todos los vehículos varía desde 79 km/h al inicio hasta 59 km/h al final de la carretera.

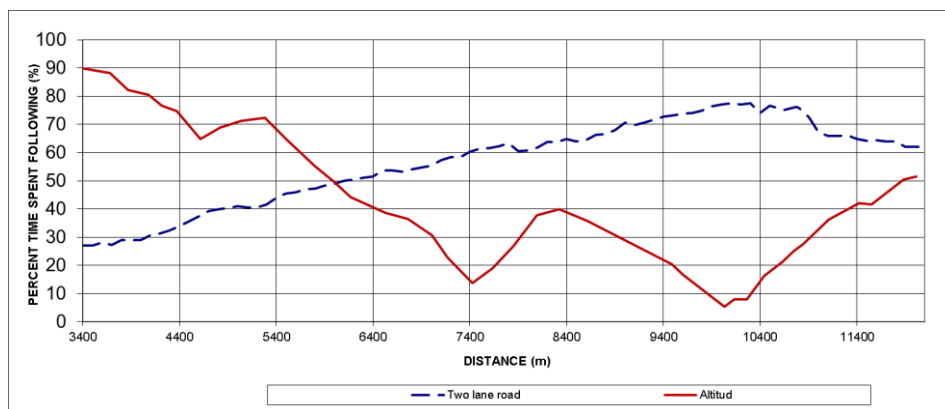


Figura 9.3. PTSF en la carretera convencional de ejemplo.

### 9.4.3 Ubicación del carril adicional

La ubicación general del primer carril de ascenso se determina con las siguientes consideraciones:

- Hay una rampa importante que inicia en el P.K. 7+425 y termina en el P.K. 8+325, recorriendo por diferentes pendientes con una máxima de 8,13%, como se ilustra en la Figura 9.4. Entre estas abscisas se encuentra la menor velocidad de camiones de 27 km/h y la mayor diferencia de velocidad con respecto a la de todos los vehículos de 19 km/h y el PTSF varía desde 60,4% hasta 64,5%.

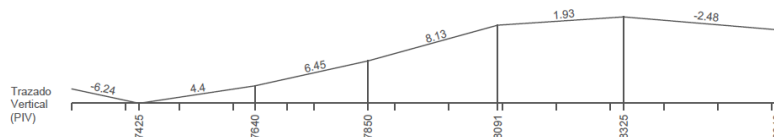
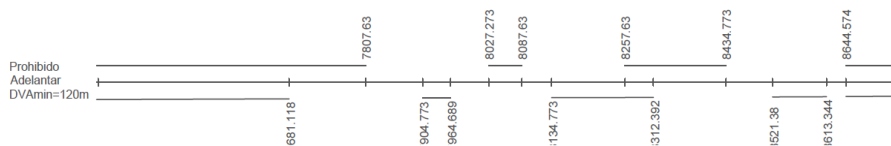


Figura 9.4. Valores de pendientes para el primer tramo con carril de ascenso.

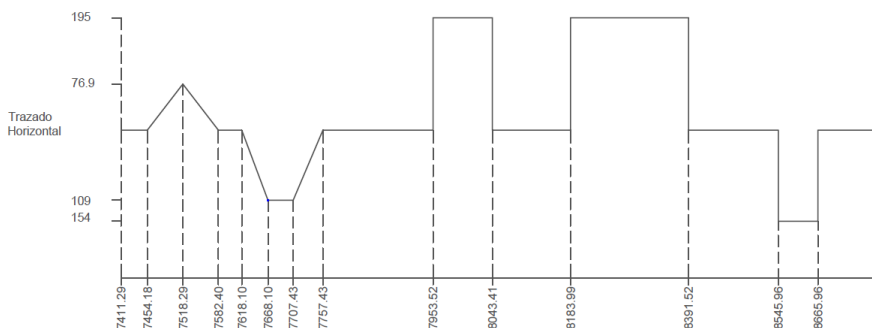


- Como muestra la Figura 9.5 que fue obtenida con resultados de simulación del TWOPAS (TAM), hay zonas de adelantamiento prohibido que terminan en el P.K. 7+681,12 y otra que inicia en el P.K. 7+904,77 entre las que se podría acomodar la longitud de transición de anchura del carril al inicio del carril de ascenso, en el P.K. 7+757,43 se inicia una tangente horizontal permitiendo definir como inicio el P.K. 7+760 lo que resulta en 335 m adelante de iniciar la rampa. La longitud de esta transición es de 89 m resultando que el inicio del carril de ascenso se de en el P.K. 7+849.



**Figura 9.5. Zonas de adelantamiento prohibido para el primer tramo con carril de ascenso.**

- Para ubicar la longitud de transición de anchura del carril al final del carril de ascenso se considera que hay zonas de adelantamiento prohibido que terminan en el P.K. 8+312,39 y otra que inicia en el P.K. 8+521,33 entre las que se podría situar. Como lo muestra la Figura 9.6 en el P.K. 8+391,52 se inicia una tangente horizontal permitiendo definir como inicio de la transición al final del carril de ascenso el P.K. 8+390. La longitud de esta transición es de 67 m resultando que el final de esta transición quede en el P.K. 8+457.



**Figura 9.6. Curvas horizontales para el primer tramo con carril de ascenso.**

- Con base en lo anterior el carril de ascenso resultaría con una longitud de 541 m, recorriendo pendientes ascendentes de 8,13%, 1,93% y -2,48% como se ilustra en la Figura 9.7.

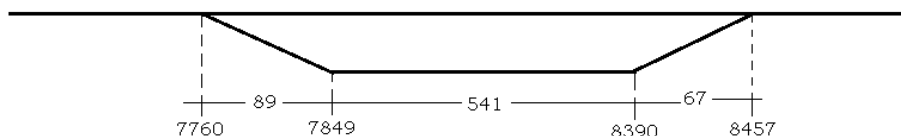


Figura 9.7. Carril de ascenso para el primer tramo.

#### 9.4.4 Evaluar con el TWOPAS (TAM) la operación en la carretera con el primer carril auxiliar

Con las características anteriores del primer carril de ascenso se simuló la operación del tránsito con el TWOPAS y se obtuvieron los resultados de PTSF que se ilustran en la Figura 9.8 y ATS en la Figura 9.9. Al comparar los valores de los indicadores del tránsito de la carretera incluyendo el carril de ascenso 1 y sin incluirlo se pueden mencionar los siguientes cambios:

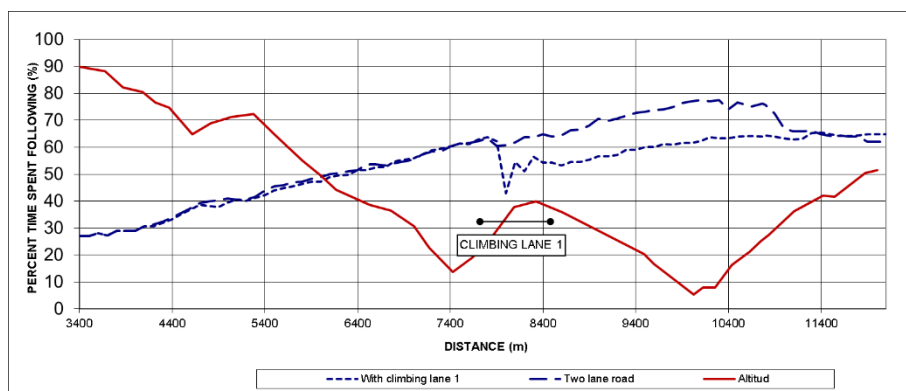
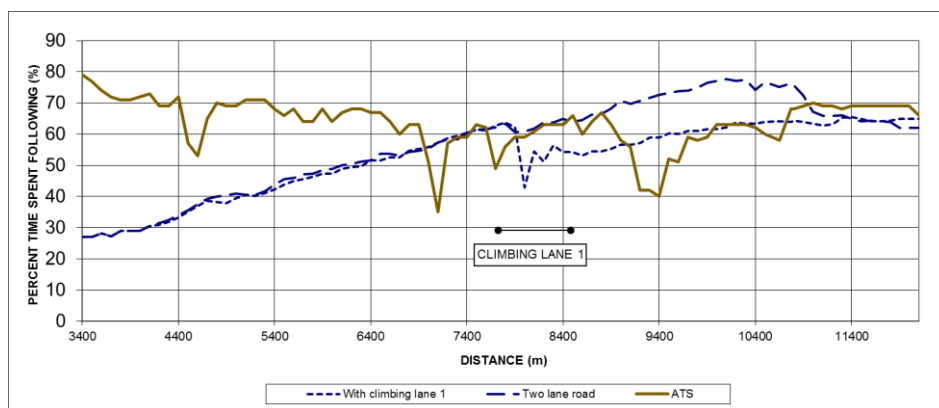


Figura 9.8. PTSF en la carretera con el primer carril de ascenso.



**Figura 9.9. ATS en la carretera con el primer carril de ascenso.**

- **ATS de todo el tránsito:** aumento a partir del P.K. 7+800, con un valor importante de 12 km/h en el P.K. 8+000 y máximo de 14 km/h en el P.K. 10+500, reduciéndose paulatinamente hasta el final de la carretera. Al operar el carril de ascenso los autos pueden circular a mayor velocidad pues ya no tienen el impedimento de los camiones, por ello el aumento de la velocidad de todo el tránsito se genera con el inicio del carril de ascenso.

- **PTSF:** en los primeros 100 m se percibe un ligero aumento, casi despreciable, que puede ser ocasionado por la transición de velocidades por el inicio del carril, pero se da la máxima reducción de 17,9% en el P.K. 8+000, reduciéndose la diferencia hasta un valor alrededor de 13% manteniéndose por varios metros (P.K. 8+600 a P.K. 10+300) y luego se reduce la diferencia paulatinamente hasta la abscisa P.K. 11+300, donde prácticamente es cero hasta el final de la carretera. Con el primer carril de ascenso funcionando los autos dejan de estar impedidos para el adelantamiento por parte de los camiones, que circulan más lento, reduciéndose consecuentemente el seguimiento no solo a lo largo del carril de ascenso sino que se extiende este beneficio de manera importante hasta el P.K. 10+300.

- **Tamaño del grupo de vehículos:** la reducción del tamaño del grupo de vehículos se evidencia a partir del P.K. 8+000, es decir, 200 m después de iniciado el carril de ascenso con reducciones de 0,6 vehículos y va aumentando tal diferencia hasta un máximo de 2,5 vehículos más allá de terminado el carril de ascenso en el P.K. 9+800; luego, la disminución es menor y vuelve a aumentar y finalmente decrece hasta el final de la carretera donde

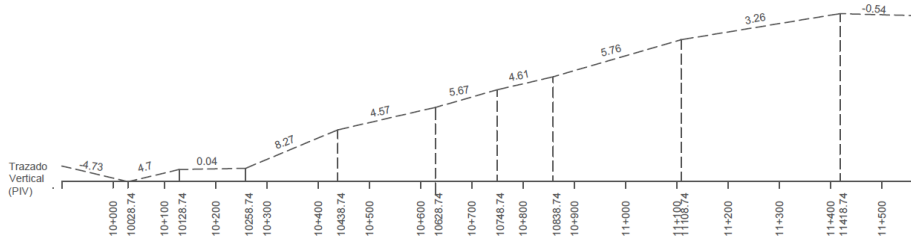
aún se dan reducciones del tamaño del pelotón de 1,1 vehículos. La presencia del carril de ascenso 1 hace que los grupos de vehículos que se formaban antes de él tienen la posibilidad de disgregarse a lo largo del carril de ascenso teniendo como consecuencia la reducción del tamaño, lo cual se mantiene durante todo el resto de la carretera pero con el comportamiento descrito.

- Número de adelantamientos: con el inicio del carril de ascenso se presenta el aumento de la diferencia en el número de adelantamientos entre las situaciones sin y con el primer carril auxiliar; esta diferencia crece a lo largo del recorrido del carril llegando hasta un valor máximo de 27 adelantamientos que se presentan cerca de la mitad del carril de ascenso, o sea en el P.K. 8+100, y luego se reduce esta diferencia hasta ser cero al final del carril de ascenso en el P.K. 8+500. El aumento en el número de adelantamientos es evidente porque ese es el propósito de este carril auxiliar y resalta del resto de la carretera de manera evidente porque solo hay un tramo con las condiciones adecuadas para el adelantamiento que corresponde al sitio donde se estableció el tramo experimental. Es muy importante comentar que el número de adelantamientos en el tramo experimental, que se halla después del carril de ascenso 1, y cuando el carril de ascenso 1 opera, se reduce con relación al caso sin carril de ascenso permitiendo suponer que la demanda de adelantamiento después del carril auxiliar se reduce creando condiciones que no favorecerían la justificación de un probable carril de ascenso 2 ya que los beneficios que generaría serían menores.

#### **9.4.5 Repetición de los pasos anteriores para otros carriles auxiliares**

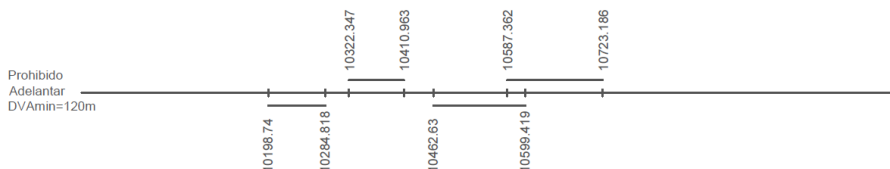
Luego de haber definido la ubicación y contar con los resultados de la aplicación del TWOPAS (TAM) en la carretera con el carril de ascenso 1 se repite el procedimiento para analizar la ubicación más adecuada del carril de ascenso 2 con las siguientes consideraciones:

- Hay una rampa importante que inicia en el P.K. 10+258,74 y termina en el P.K. 11+418,74, como lo ilustra la Figura 9.10, pasando por diferentes pendientes con una inclinación máxima de 8,27%. Entre estas abscisas se encuentra la menor velocidad de camiones de 44 km/h y la mayor diferencia de velocidad respecto a la de todos los vehículos de 12 km/h. Por su parte, el PTSF varía desde 61,7% hasta 65,4% como se presenta en la Figura 9.12. Si no existiese el carril de ascenso las velocidades mínimas de los camiones serían de 35 km/h y la mayor diferencia de velocidad respecto a la de todos los vehículos sería de 17 km/h; el PTSF varía desde 77% pasando por un máximo de 77,6% hasta 64,8% que si se comparan con los valores de los mismos indicadores pero en la situación con el primer carril de ascenso se concluye que estas condiciones son menos favorables para obtener mayores beneficios operacionales por el efecto del segundo carril auxiliar.



**Figura 9.10. Valores de pendientes para el segundo tramo con carril de ascenso.**

- En la Figura 9.11 se observa que hay zonas de adelantamiento prohibido que terminan en el P.K. 10+284,82 y otra que inicia en el P.K. 10+462,63, entre las que se puede ubicar la longitud de transición de anchura del carril al inicio del carril de ascenso; entre el P.K. 10+246,91 y P.K. 10+356,97 hay una curva espiral-espiral con radio de 87,43 m a la derecha que no ofrece dificultad de visibilidad pero después del P.K. 10+258,74 que termina la tangente horizontal y coincide con la de un puente sobre el río El Cofre también inicia una rampa con 8,27% de inclinación. Según Valencia y García (2009) la LCP para una inclinación del 8,5% es de 173,8 m, que sería la distancia recomendada a partir del inicio de la rampa donde debería iniciar el carril de ascenso, entonces, se decide como inicio de la transición (con longitud de  $0,6 \times 3,6 \times 55 \text{ km/h} = 119 \text{ m}$ ) de 119 m que disponga esta misma longitud antes de terminar la LCP, es decir, (P.K.  $10+258,74+173,5-119=\text{P.K. } 10+313,24$ ) en el P.K. 10+313; el inicio del carril de ascenso sería en el P.K. 10+432 (P.K.  $10+258,74+173,5=\text{P.K. } 10+432,24$ ); en la estación más cercana (P.K. 10+300) se tiene una velocidad de los camiones de 49 km/h, de todos los vehículos 11 km/h más que los camiones y el PTSF es de 63,3%.



**Figura 9.11. Zonas de adelantamiento prohibido para el segundo tramo con carril de ascenso.**

- La cuesta termina en el P.K. 11+418,74 con una inclinación de 3,26%. En dicho punto hay suficiente DVA, entonces, si la longitud de transición de anchura de carril a la salida del carril de ascenso 2 es de (1,3 a 1,5 de  $L_e = 154,7$  a  $178,5$  m) 180 m, el final del carril de ascenso estaría en (P.K.  $11+418,74-180$  m = P.K.  $11+138,74$ ) P.K.  $11+138,74$ , resultando en una longitud del carril de ascenso de (P.K.  $11+138,74 - \text{P.K. } 10+432 = 806,74$ ) 806,74 m que transcurriría por pendientes ascendentes así: 6,74 m en 8,27%, 190 m en 4,57%, 120 m en 5,67%, 90 m en 4,61%, 270 m en 5,76% y 130,26 m en 3,26%. A lo largo de este tramo de carretera sin la presencia del carril de ascenso 2 pero con la presencia del carril de ascenso 1 se tiene en los P.K. de control P.K.  $10+650$  la ATS más baja de los camiones, des 44 km/h, y en los P.K.  $11+000$  y P.K.  $11+100$  las mayores diferencias de velocidad entre todo el tránsito y los camiones, de 12 km/h, y ha variado el PTSF desde 63,3% hasta 65,3% en la estación P.K.  $11+300$ , casi al final de la abscisa donde terminaría el carril de ascenso 2.

#### 9.4.6 Evaluar con el TWOPAS (TAM) la operación en la carretera con el segundo carril auxiliar

Con las características del carril de ascenso 2 se simuló la operación del tránsito con el TWOPAS (TAM) y se obtuvieron los resultados de PTSF y ATS que se ilustran en la Figura 9.12. Al comparar los valores de los indicadores del tránsito de la carretera incluyendo el carril de ascenso 1 y 2 y solo incluyendo el carril 1 se pueden mencionar los siguientes efectos adicionales:

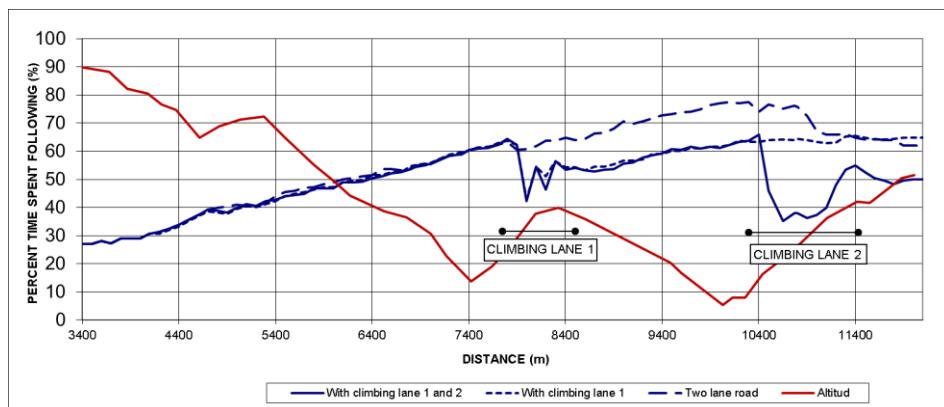


Figura 9.12. PTSF en la carretera con el segundo carril de ascenso.

- ATS de todo el tránsito: se registró un aumento a partir del P.K.  $10+400$  alcanzando el máximo de 10 km/h en el P.K.  $11+000$ , reduciéndose paulatinamente hasta el final de la carretera pero sin llegar a cero. Al operar el carril de ascenso los autos pueden circular a mayor velocidad pues ya no

tienen el impedimento de los camiones, por ello el aumento de la velocidad de todo el tránsito se genera casi con el inicio del carril de ascenso.

- **ATS de los camiones:** disminución entre 1 y 3 km/h a partir del P.K. 10+400 hasta el P.K. 10+500, después se mantiene igual hasta que aumenta entre 2 y 5 km/h a partir del P.K. 11+500 hasta el final de la carretera.

- **PTSF:** en los primeros 100 m de recorrido del carril de ascenso se percibe un ligero aumento en 2,5%, que se considera provocado por la transición de velocidades al inicio del carril pero la máxima reducción del PTSF en cantidad de 29% se presenta en el P.K. 10+650, luego se reduce este diferencial hasta un valor alrededor de 10,4% cuando termina el carril de ascenso en el P.K. 11+400, después de la cual vuelve a aumentar la diferencia el PTSF hasta un máximo de 15,1%, para reducirse tal diferencia hasta el final de la carretera donde llega a ser de 14,8%. Con el carril de ascenso operando los autos dejan de estar impedidos de adelantar por los camiones que circulan más lento, reduciéndose consecuentemente el seguimiento no solo a lo largo del carril de ascenso sino que se extiende este beneficio de manera importante hasta el final, como lo reflejan los resultados descritos. Llama especialmente la atención que, así como sucedió con el carril de ascenso 1, en este carril de ascenso 2 se da un crecimiento del PTSF antes de llegar al final del carril y luego un decrecimiento porque regresan las condiciones de agrupamiento de vehículos.

- **Tamaño del grupo de vehículos:** aumento inicial entre 0,3 y 0,6 vehículos y luego disminución hasta un valor máximo de 1,5 vehículos. El ligero aumento inicial se da en los P.K. 10+300 y P.K. 10+400 (cuando comienza el carril de ascenso en el tramo de transición de la anchura del carril a la entrada del carril auxiliar), pero luego se reduce hasta una diferencia máxima de 1,5 vehículos en el P.K. 10+900 (todavía dentro del carril auxiliar) y luego aumenta hasta tener una diferencia de 0,1 vehículos en el P.K. 11+200 (casi al terminar el carril auxiliar), para volver a disminuir el tamaño hasta lograr una diferencia de 0,7 vehículos aproximadamente 300 metros antes de terminado el carril auxiliar en el P.K. 11+700, conservándose este valor hasta el final de la carretera donde aún se dan reducciones del tamaño del agrupamiento de vehículos que resultan en diferencia de 0,7 vehículos. La presencia del carril de ascenso 2 hace que los grupos de vehículos que se formaban antes de él tienen la posibilidad de disgregarse a lo largo del carril de ascenso teniendo como consecuencia la reducción del tamaño, lo cual se mantiene durante todo el resto de la carretera pero con el comportamiento descrito anterior.

- **Número de adelantamientos:** aumento hasta un valor de 30 que produce una diferencia máxima de 25 adelantamientos respecto al caso de solo el primer carril funcionando y luego disminución. Con el inicio del carril de ascenso se presenta el aumento variable de la diferencia en el número de adelantamientos realizados, manteniéndose alta esta diferencia a lo largo del

recorrido del carril auxiliar llegando hasta un valor máximo de 25 adelantamientos más que se dan casi en la mitad del carril de ascenso, o sea en el P.K. 10+800, y luego se reduce esta diferencia del número de adelantamientos hasta ser cero al final del carril de ascenso en el P.K. 11+500. El aumento en el número de adelantamientos con la presencia del segundo carril de ascenso es evidente porque ese es el propósito, el de facilitar los adelantamientos, y resalta del resto de la carretera de manera menos impactante que lo que producía el carril 1 porque el carril 2 coincide parcialmente con el único tramo con posibilidades cómodas de adelantamiento dada la disponibilidad de una zona de adelantamientos permitidos donde se ubica el tramo experimental y es muy limitada en todo el resto de la carretera. Es muy importante comentar que en el tramo experimental el número de adelantamientos cuando el carril de ascenso 1 opera se reduce permitiendo suponer que la demanda de adelantamiento en las abscisas siguientes al carril auxiliar 1 se redujeron, creando condiciones que no favorecerían la justificación del carril de ascenso 2, ya que los beneficios que generaría ahora serían menores.

## **9.5 Beneficios**

Cualquiera de las alternativas para el mejoramiento del adelantamiento genera beneficios operacionales principalmente como son el ahorro de tiempo de viaje por el aumento de la velocidad o disminución de las demoras, el ahorro en costos de operación de los vehículos al circular a velocidades más eficientes y uniformes, posible disminución en emisiones de gases contaminantes y reducción en accidentalidad.

Se consideran como beneficios del mejoramiento de la vía la diferencia de costos de operación vehicular y del tiempo de ocupantes de los vehículos, considerando dos situaciones de comparación:

- Sin proyecto, operando en la vía actual.
- Con proyecto, operando en la vía mejorada.

En la Tabla 9.2 se presentan los costos de operación unitarios para las condiciones sin carril auxiliar y con carril auxiliar para diferentes tipos de vehículos, condiciones de la vía y tipo de terreno.

Por su parte, la velocidad en las condiciones sin carril y con carril auxiliar provienen de las simulaciones correspondientes realizadas con el TWOPAS (TAM) para reconocer, usualmente, el aumento de la ATS por efecto de la provisión del carril auxiliar generando ahorro en tiempo de viaje de los ocupantes de los vehículos así como el ahorro en los costos de operación de los vehículos como se describe en el aparte de costos de operación.



De acuerdo a los resultados de la evaluación operacional del Capítulo 8 Aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares con el TAM para definir la ubicación del carril de ascenso se indica las condiciones para medir la ATS para las condiciones de sin y con carril auxiliar en donde se determinó la Longitud Efectiva sobre la cual se hace la contabilidad de los beneficios operacionales y tiempo de los ocupantes de los vehículos.

**Tabla 9.2. Costos de operación de vehículos para diferentes clases de condiciones de la vía, DEVIMED S.A. (2007).**

SECTOR									
BENEFICIOS EN OPERACIÓN VEHICULAR Y TIEMPO DE OCUPANTES - CARRILES DE ASCENSO									
Terceros Carriles									
Sin proyecto									
Costos Operativos de Vehículo Típicos para Diferentes Clases de Condiciones de Camino									
Terreno y Tipo de Camión	Condición del Camino	Rugosidad (IRI)	Automóvil (\$/veh-km)	Autobús Mediano (\$/veh-km)	Camión Liviano (\$/veh-km)	Camión Mediano (\$/veh-km)	Camión Pesado (\$/veh-km)	Camión Articulado (\$/veh-km)	Flota de Vehículos (\$/veh-km)
Terreno: C	Muy Buena	2	566.82	1078.25	1495.24	1671.15	2261.79	3170.30	1384.23
Montañoso	Buena	3	571.12	1082.81	1502.31	1678.14	2272.85	3183.18	1390.88
Camino: X	Regular	4	588.00	1106.49	1559.08	1752.04	2361.80	3285.27	1440.57
Pavimento	Mala	5	607.10	1131.98	1614.34	1824.48	2449.98	3386.49	1490.58
	Muy Mala	12	823.83	1379.69	1992.14	2325.70	3068.83	4105.45	1876.78
Velocidades de Vehículo Típicos para Diferentes Clases de Condiciones de Camino									
Terreno y Tipo de Camión	Condición del Camino	Rugosidad (IRI)	Automóvil (km/hr)	Autobús Mediano (km/hr)	Camión Liviano (km/hr)	Camión Mediano (km/hr)	Camión Pesado (km/hr)	Camión Articulado (km/hr)	Flota de Vehículos (km/hr)
Terreno: C	Muy Buena	2	29.0	24.0	21.0	21.0	21.0	20.0	24.1
Montañoso	Buena	3	29.0	24.0	21.0	21.0	21.0	20.0	24.1
Camino: X	Regular	4	29.0	24.0	21.0	21.0	21.0	20.0	24.1
Pavimento	Mala	5	29.0	24.0	21.0	21.0	21.0	20.0	24.1
	Muy Mala	12	29.0	24.0	21.0	21.0	20.0	19.0	24.0
Con proyecto									
Costos Operativos de Vehículo Típicos para Diferentes Clases de Condiciones de Camino									
Terreno y Tipo de Camión	Condición del Camino	Rugosidad (IRI)	Automóvil (\$/veh-km)	Autobús Mediano (\$/veh-km)	Camión Liviano (\$/veh-km)	Camión Mediano (\$/veh-km)	Camión Pesado (\$/veh-km)	Camión Articulado (\$/veh-km)	Flota de Vehículos (\$/veh-km)
Terreno: C	Muy Buena	2	524.70	990.64	1329.60	1510.62	2103.08	2900.67	1261.21
Montañoso	Buena	3	529.04	995.27	1336.81	1517.87	2114.56	2913.68	1267.99
Camino: X	Regular	4	545.95	1019.06	1393.81	1592.15	2204.03	3016.05	1317.89
Pavimento	Mala	5	565.09	1044.69	1449.42	1665.12	2292.85	3117.86	1368.19
	Muy Mala	12	783.55	1296.59	1836.03	2177.44	2922.77	3864.55	1763.02
Velocidades de Vehículo Típicos para Diferentes Clases de Condiciones de Camino									
Terreno y Tipo de Camión	Condición del Camino	Rugosidad (IRI)	Automóvil (km/hr)	Autobús Mediano (km/hr)	Camión Liviano (km/hr)	Camión Mediano (km/hr)	Camión Pesado (km/hr)	Camión Articulado (km/hr)	Flota de Vehículos (km/hr)
Terreno: C	Muy Buena	2	34.0	29.0	26.0	26.0	25.0	24.0	29.0
Montañoso	Buena	3	34.0	29.0	26.0	26.0	25.0	24.0	29.0
Camino: X	Regular	4	34.0	29.0	26.0	26.0	25.0	24.0	29.0
Pavimento	Mala	5	34.0	29.0	26.0	26.0	25.0	24.0	29.0
	Muy Mala	12	33.0	28.0	25.0	25.0	24.0	23.0	28.0
BENEFICIOS UNITARIOS (\$/Km)									
Terreno y Tipo de Camión	Condición del Camino	Rugosidad (IRI)	Automóvil (\$/veh-km)	Autobús Mediano (\$/veh-km)	Camión Liviano (\$/veh-km)	Camión Mediano (\$/veh-km)	Camión Pesado (\$/veh-km)	Camión Articulado (\$/veh-km)	Flota de Vehículos (\$/veh-km)
Terreno: B	Muy Buena	4	42.05	87.43	165.27	159.89	157.77	269.22	122.69
Ondulado									
Road: X									
Pavimento									

## 9.6 Costos

Por su parte la dotación de esta infraestructura supone costos de estudios de ingeniería, de construcción y mantenimiento que deberían ser menores o iguales que los beneficios para que se justificase su implementación.

A continuación se describen los costos en que incurriría la dotación de un carril auxiliar.

### **9.6.1 Costos de construcción**

Para la estimación de estos costos debe tenerse el diseño geométrico y el conocimiento preciso de la magnitud de la obra en cuanto a movimiento de tierras, compra de predios, obra civil, pavimentación, etc., que involucra la definición y cálculo de costos unitarios y presupuesto de cada carril auxiliar.

El costo de construcción se define usualmente en unidades monetarias por kilómetro de longitud del carril.

### **9.6.2 Costo de mantenimiento rutinario**

Es el costo por mantener la infraestructura en condiciones básicas mediante acciones a lo largo de cada año de vida de la vía y contempla el mantenimiento de la señalización, cunetas, limpieza de alcantarillas y llenos de fisuras presentadas en el pavimento, entre otras.

El costo de mantenimiento rutinario se define usualmente en unidades monetarias por kilómetro de longitud del carril.

### **9.6.3 Costo de mantenimiento periódico**

Es el costo en que se incurre de manera periódica en ciclos, por ejemplo cada 5 años, que pretende prolongar la vida útil de la infraestructura y lo constituyen las reparaciones de la carpeta asfáltica con sustitución de material, repavimentación de la carpeta de rodadura en mal estado, fresados, muros de contención, etc.

El costo de mantenimiento periódico se define usualmente en unidades monetarias por kilómetro de longitud del carril.

### **9.6.4 Costos de interventoría**

Este servicio de ingeniería es el que presta una firma consultora para representar al propietario de la obra para desarrollar las actividades de construcción del carril auxiliar y se estima alrededor del 8% de costos de construcción de la obra civil y se aplica durante el tiempo de construcción de la infraestructura.

### **9.6.5 Costos de diseño**

Este servicio de ingeniería es el que presta una firma consultora para realizar el diseño de un carril auxiliar y se estima alrededor del 3% de costos de construcción de la obra civil y se considera aplicado un periodo antes del inicio de la construcción.

### **9.6.6 Costos de operación vehicular**

Son los costos que asumen los propietarios de los vehículos que circulan por el carril auxiliar en costos fijos, como capital, y costos variables como el consumo de combustible o desgaste de la maquinaria que se estiman mediante el modelo del Banco Mundial HDM calibrado que contiene un submodelo para el cálculo de los costos de operación vehicular denominado VOC (Vehicular Operation Costs) y es aceptado por Dirección de Planeación Nacional de Colombia.

Se han obtenido costos de operación para los siguientes vehículos: automóvil, autobús mediano, camión liviano, camión mediano, camión pesado y camión articulado para cada uno de los tramos con carril adicional en unidades monetarias por kilómetro, en la condición “sin carril auxiliar” y en la condición futura “con carril auxiliar”. Se ha considerado como variable el estado del pavimento, definido por el IRI, con variaciones de este valor de 2 a 12 mm/m.

También se ha evaluado la incidencia, en el costo de operación, de la provisión del carril auxiliar, en una longitud más allá de su finalización denominada Longitud Efectiva como se obtuvo y describió en el Capítulo 8 Aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares.

Los costos unitarios de operación vehicular se obtienen en unidades monetarias por kilómetro según tipo de vehículo y estado de la superficie de rodadura; se presentan en la Tabla 9.3.

**Tabla 9.3. Costos unitarios de operación vehicular según el HDM, DEVIMED S.A. (2007).**

Sin proyecto									
Costos Operativos de Vehículo Típicos para Diferentes Clases de Condiciones de Camino									
Terreno y Tipo de Camino	Condición del Camino	Rugosidad (IRI)	Automóvil (\$/veh-km)	Autobús Mediano (\$/veh-km)	Camión Liviano (\$/veh-km)	Camión Mediano (\$/veh-km)	Camión Pesado (\$/veh-km)	Camión Articulado (\$/veh-km)	Flota de Vehículos (\$/veh-km)
Terreno: C	Muy Buena	2	566.82	1078.25	1495.24	1671.15	2261.79	3170.30	1384.23
Montañoso	Buena	3	571.12	1082.81	1502.31	1678.14	2272.85	3183.18	1390.88
Camino: X	Regular	4	588.00	1106.49	1559.08	1752.04	2361.80	3285.27	1440.57
Pavimento	Mala	5	607.10	1131.98	1614.34	1824.48	2449.98	3386.49	1490.58
	Muy Mala	12	823.83	1379.69	1992.14	2325.70	3068.83	4105.45	1876.78
Velocidades de Vehículo Típicos para Diferentes Clases de Condiciones de Camino									
Terreno y Tipo de Camino	Condición del Camino	Rugosidad (IRI)	Automóvil (km/hr)	Autobús Mediano (km/hr)	Camión Liviano (km/hr)	Camión Mediano (km/hr)	Camión Pesado (km/hr)	Camión Articulado (km/hr)	Flota de Vehículos (km/hr)
Terreno: C	Muy Buena	2	29.0	24.0	21.0	21.0	21.0	20.0	24.1
Montañoso	Buena	3	54.1			44.4			
Camino: X	Regular	4	29.0	24.0	21.0	21.0	21.0	20.0	24.1
Pavimento	Mala	5	29.0	24.0	21.0	21.0	21.0	20.0	24.1
	Muy Mala	12	29.0	24.0	21.0	21.0	20.0	19.0	24.0
Con proyecto									
Costos Operativos de Vehículo Típicos para Diferentes Clases de Condiciones de Camino									
Terreno y Tipo de Camino	Condición del Camino	Rugosidad (IRI)	Automóvil (\$/veh-km)	Autobús Mediano (\$/veh-km)	Camión Liviano (\$/veh-km)	Camión Mediano (\$/veh-km)	Camión Pesado (\$/veh-km)	Camión Articulado (\$/veh-km)	Flota de Vehículos (\$/veh-km)
Terreno: C	Muy Buena	2	524.70	990.64	1329.60	1510.62	2103.08	2900.67	1261.21
Montañoso	Buena	3	529.04	995.27	1336.81	1517.87	2114.56	2913.68	1267.99
Camino: X	Regular	4	545.95	1019.06	1393.81	1592.15	2204.03	3016.05	1317.89
Pavimento	Mala	5	565.09	1044.69	1449.42	1665.12	2292.85	3117.86	1368.19
	Muy Mala	12	783.55	1296.59	1836.03	2177.44	2922.77	3864.55	1763.02
Velocidades de Vehículo Típicos para Diferentes Clases de Condiciones de Camino									
Terreno y Tipo de Camino	Condición del Camino	Rugosidad (IRI)	Automóvil (km/hr)	Autobús Mediano (km/hr)	Camión Liviano (km/hr)	Camión Mediano (km/hr)	Camión Pesado (km/hr)	Camión Articulado (km/hr)	Flota de Vehículos (km/hr)
Terreno: C	Muy Buena	2	34.0	29.0	26.0	26.0	25.0	24.0	29.0
Montañoso	Buena	3	64.2			49.6			
Camino: X	Regular	4	34.0	29.0	26.0	26.0	25.0	24.0	29.0
Pavimento	Mala	5	34.0	29.0	26.0	26.0	25.0	24.0	29.0
	Muy Mala	12	33.0	28.0	25.0	25.0	24.0	23.0	28.0
BENEFICIOS UNITARIOS (\$/Km)									
Terreno y Tipo de Camino	Condición del Camino	Rugosidad (IRI)	Automóvil (\$/veh-km)	Autobús Mediano (\$/veh-km)	Camión Liviano (\$/veh-km)	Camión Mediano (\$/veh-km)	Camión Pesado (\$/veh-km)	Camión Articulado (\$/veh-km)	Flota de Vehículos (\$/veh-km)
Terreno: B	Muy Buena	4	42.05	87.43	165.27	159.89	157.77	269.22	122.69
Ondulado	Buena	3	42.08	87.54	165.50	160.27	158.29	269.50	122.89
Road: X									
Pavimento									

El cálculo de los costos de operación totales para las situaciones “Sin carril auxiliar” y “Con carril auxiliar” requiere la determinación del tránsito por tipo de vehículo, la velocidad y la distancia de recorrido.

Según sea el balance de los costos unitarios y, por lo tanto, totales de operación de los vehículos en la vía “Sin carril auxiliar” y “Con carril auxiliar” podría darse un saldo a favor de los usuarios de la nueva vía y por lo tanto se constituiría como un ahorro en los costos de operación y percibido como un beneficio.

#### a Tránsito

Es necesario estimarlo para calcular los costos de operación totales para la vía en las situaciones “Sin carril auxiliar” y “Con carril auxiliar” y durante la vida útil del mejoramiento.

Se asume compuesto por el tránsito normal, el generado y el desarrollado, así:

**Tránsito normal:** corresponde al tránsito cuyo crecimiento tiene un comportamiento natural y se estima con base en registros históricos provenientes de estaciones de medición o fuentes como las estaciones de peaje. Su crecimiento se obtiene con la aplicación de una tasa anual o de modelos, por ejemplo, el Factor de Crecimiento Tránsito Normal podría ser de 1% anual a lo largo de la vida útil del proyecto (N) en años (ejemplo: 20 años).

**Tránsito generado:** es el que resulta por la operación de la vía y está compuesto a su vez por otros tipos de tránsito nuevos que se relacionan con la conversión y traslación de viajes de otros modos y vías no competitivas con la analizada. Se estima crece en los primeros años de operación del proyecto y su proporción depende del tipo de vía y se considera mediante una tasa de crecimiento anual un poco mayor que la del tránsito normal.

**Tránsito desarrollado:** su naturaleza se asocia con el potencial de desarrollo del uso del suelo en el área de influencia de la infraestructura que se está mejorado y se presenta durante toda la vida útil de ella. También se considera una tasa anual de crecimiento y su valor por lo general es más bajo que la del tránsito generado.

Por lo tanto, el Tránsito Total sería la suma del normal, el generado y el desarrollado.

### **9.6.7 Indicadores económicos**

La conveniencia económica de la provisión de uno o varios carriles auxiliares a una carretera convencional se establece mediante el uso de indicadores económicos como el Valor Presente Neto (VPN) que se obtiene utilizando una tasa de actualización social considerada en el 12% anual o la Tasa Interna de Retorno (TIR).

Se considera el flujo de costos totales de construcción y de beneficios, a lo largo de la vida útil del proyecto, donde los valores se han actualizado a un año base utilizando la tasa de descuento del 12% anual.

Según DEVIMED S.A. (2007) la TIR de la provisión de un carril de ascenso resulta muy satisfactoria ya que es común que llegue a valores de 19% lo cual implica un VPN positivo e importante reflejando la conveniencia económica de este tipo de proyectos.

La evaluación puede hacerse utilizando precios económicos o financieros y para ello se considera la aplicación de factores para convertir uno en el otro denominado Relación Precio Cuenta (RPC) que suministra la Dirección Nacional de Planeación (DNP), por lo tanto:

Precio económico = Precio financiero\*RPC

La Relación Precio Cuenta usado = 0.8 (fuente DNP)

## 9.7 Evaluación económica de carriles auxiliares

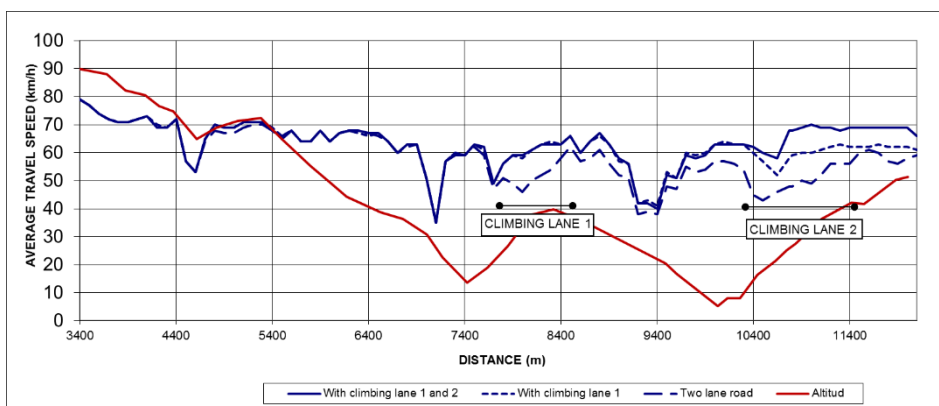
Complementando el ejemplo descrito en el aparte 9.4 se presentan los elementos principales de la evaluación económica del proyecto de dos carriles auxiliares en un sentido de circulación de una carretera convencional.

La carretera fue simulada con el TWOPAS considerando el parque automotor colombiano. El primer carril auxiliar se ubica entre el P.K. 7+849 y el P.K. 8+390, en pendiente del 8,13 %, sin incluir las longitudes de transición a la entrada y salida del carril, resultando una longitud de 541 m. El segundo carril de ascenso se localiza a partir del P.K.10+432 y termina en el P. K. 11+138.74 con 806,74 m de longitud y desarrollándose en pendientes ascendentes así: 6,74 m en 8,27%, 190 m en 4,57%, 120 m en 5,67%, 90 m en 4,61%, 270 m en 5,76% y 130,26 m en 3,26%.

Las características de la carretera corresponden a terreno montañoso. La carretera es pavimentada con IRI de 3 mm/m.

El beneficio por efecto de los dos carriles auxiliares se refleja en la velocidad promedio de recorrido (ATS) que se muestra en la Figura 9.13. Al aumentar la velocidad desde el inicio del primer carril hasta el final de la carretera se obtiene una reducción en el tiempo de viaje que puede calcularse su equivalencia monetaria dándole un valor al tiempo de los pasajeros de autos y buses asumida en \$800/pasajero (año 2007) y considerando la ocupación promedio de 2 y 35 pasajeros, respectivamente.

**Figura 9.13.** ATS con los carriles de ascenso 1 y 2 operando.



### **9.7.1 Tránsito**

Con base en los aforos que realiza el INVIAS (2012) en las carreteras nacionales se utilizaron los registros que se hacen durante una semana, cada año, en la estación N° 289 de la carretera Crucero de Totoró – Piendamó donde se encuentra el tramo de vía del ejemplo.

El periodo de análisis del proyecto es de 20 años de duración entre el año 1999 y 2018. Los datos históricos del Tránsito Promedio Diario Semanal (TPDS) están desde el año 1997 hasta 2012, por lo que, hubo necesidad de estimar los valores de TPDS de los años 2012 hasta 2018. El TPDS promedio en los 20 años del proyecto fue de 6814 veh/día. En la Tabla 9.4 se muestran los volúmenes por tipo de vehículo estimando el crecimiento normal del tránsito y el tránsito generado con tasa de 1 % anual.

### **9.7.2 Costos de construcción**

Con base en costos de proyectos similares realizados en el país y aplicándoles una corrección por la ubicación regional, se determinaron los costos por km de construcción, mejoramiento, rehabilitación, mantenimiento periódico y rutinario. Estos costos fueron proyectados al año base del proyecto usando relaciones del Índice de Precios al Consumidor (IPC) consultados en el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE). Entonces, el costo de cualquiera de los conceptos será igual al costo estimado por km \* longitud de los carriles auxiliares \* la relación de IPC.

Las siguientes son consideraciones aplicadas en la evaluación:

- Los costos son financieros de manera que los económicos se obtienen multiplicándolos por el factor Relación Precio Cuenta (0,8) global estimado de los valores del Departamento Nacional de Planeación (DNP).
- La interventoría es el 8 % de los costos de construcción y mejoramiento.
- Los costos de diseño son el 3 % de los de construcción y mejoramiento.
- El costo de construcción se aplica en un solo año considerando una longitud de carril auxiliar de 1,35 km.
- El mantenimiento periódico se realiza cada 5 años a partir del 2° año de operación.
- El mantenimiento rutinario se realiza todos los años luego de abierta la vía a la operación.
- La interventoría se considera mientras dure la construcción.

- El costo de diseños se aplica en el año anterior al primer año de construcción.
- El costo total es la suma de los costos anteriores en cada año.
- Se calcula el Valor Presente Neto (VPN) con una tasa de descuento del 12% anual.

**Tabla 9.4.**TPDS en la carretera para el proyecto de dos carriles auxiliares.

Factor de crecimiento del tránsito generado			1%								
Tránsito normal proyectado con base en aforos de TPDS			1%								
	TPD Normal	TPD generado 1%		%A	%B	%C	C-2P	C-2G	C-3-4	C-5	>C-5
Año	(veh/día)	(veh/día)	TOTAL	64%	11%	24%	26.76%	36.99%	11.55%	6.43%	18.27%
1999	4847		4847	3102	533	1163	311	430	134	75	212
2000	5534	48	5582	3573	614	1340	359	496	155	86	245
2001	4717	55	4772	3054	525	1145	307	424	132	74	209
2002	5218	47	5265	3370	579	1264	338	467	146	81	231
2003	5518	52	5570	3565	613	1337	358	495	154	86	244
2004	4641	55	4696	3006	517	1127	302	417	130	73	206
2005	4756	46	4802	3074	528	1153	308	426	133	74	211
2006	6370	48	6418	4107	706	1540	412	570	178	99	281
2007	6337	64	6401	4096	704	1536	411	568	177	99	281
2008	6874	63	6937	4440	763	1665	446	616	192	107	304
2009	8148	69	8217	5259	904	1972	528	729	228	127	360
2010	8508	81	8589	5497	945	2061	552	763	238	133	377
2011	7348	85	7433	4757	818	1784	477	660	206	115	326
2012	7615	73	7689	4921	846	1845	494	683	213	119	337
2013	7814	76	7890	5049	868	1894	507	700	219	122	346
2014	8012	78	8090	5178	890	1942	520	718	224	125	355
2015	8210	80	8290	5306	912	1990	532	736	230	128	363
2016	8408	82	8490	5434	934	2038	545	754	235	131	372
2017	8606	84	8690	5562	956	2086	558	772	241	134	381
2018	8805	86	8891	5690	978	2134	571	789	246	137	390

En la Tabal 9.5 se presentan los costos de construcción, mantenimiento, interventoría y diseño.

### 9.7.3 Beneficios por la provisión de dos carriles auxiliares

En la Figura 9.13 se mostró el aumento de la velocidad promedio de recorrido (ATS) de todos los vehículos, por el efecto de los dos carriles auxiliares, debido a que en cada carril de ascenso se facilita el adelantamiento de los vehículos lentos por parte de los rápidos. Se ha cuantificado desde el inicio del primer carril de ascenso hasta el final de la carretera porque, como se puede observar en la Figura 9.13, el aumento de la velocidad por efecto del segundo carril de ascenso prolonga el beneficio hasta el final de la carretera. La velocidad



promedio de los autos aumentó de 54,1 km/h a 64,2 km/h y la de los camiones de 44,4 km/h a 49,6 km/h.

Tabla 9.5. Costos de construcción, mantenimiento, interventoría y diseño del proyecto con dos carriles auxiliares.

	Construcción 2da calzada	Mejoramiento de la Existente	Mantenimiento Periódico	Matenimiento rutinario	Interventoría	Diseños	Total
Año	(\$/año)	(\$/año)	(\$/año)	(\$/año)	(\$/año)	(\$/año)	(\$/año)
1999						\$26,059,602.2	\$26,059,602.2
2000	\$868,653,408.3				\$69,492,272.7		\$938,145,681.0
2001				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2002				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2003				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2004				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2005				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2006			\$100,001,751.1	\$7,256,680.2			\$107,258,431.3
2007				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2008				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2009				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2010				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2011			\$100,001,751.1	\$7,256,680.2			\$107,258,431.3
2012				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2013				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2014				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2015				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2016			\$100,001,751.1	\$7,256,680.2			\$107,258,431.3
2017				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
2018				\$7,256,680.2			\$7,256,680.2
			Valor Actual Neto a una Tasa de Descuento del 12%				\$889,401,736

#### a Beneficios por la operación de los vehículos

El aumento de la velocidad genera mejores condiciones para la operación de los vehículos ya que los costos de operación por km recorrido son menores por lo que se constituye en un beneficio que se cuantifica y se presenta en la Tabla 9.6.

Debido al mejoramiento de la ATS por la provisión de los carriles auxiliares, se calculan los beneficios a partir de la diferencia de los costos de operación, obtenidos con el Highway Maintenance and Design (HDM), para las condiciones sin proyecto y con proyecto y por tipo de vehículo, el beneficio unitario de operación en \$/veh-km.

Se calcula para cada uno de los años y durante la vida del proyecto, a partir del primer año de operación de la vía. Los beneficios en operación por tipo de vehículo en miles de \$/año es igual al producto del beneficio unitario de operación \* TPDS \* longitud del tramo afectado \* 365, y si se quiere se puede dividir entre 1000 para obtener el resultado en miles de \$/año.

Se totaliza para todos los vehículos y para la flota de vehículos y luego se calcula el VPN con 12 % anual de tasa social de descuento.

Tabla 9.6. Beneficios en operación vehicular por efecto del proyecto de dos carriles auxiliares.

Longitud Tramo			Automóvil	Autobús Mediano	Camión Liviano	Camión Mediano	Camión Pesado	Camión Articulado	Flota de Vehículos
4.3 Km	AÑO		\$MILES/Año	\$MILES/Año	\$MILES/Año	\$MILES/Año	\$MILES/Año	\$MILES/Año	\$MILES/Año
	1999								
	2000								
	2001		\$201,719.8	\$72,126.0	\$79,624.2	\$106,571.9	\$32,855.0	\$119,662.8	\$612,559.8
	2002		\$222,551.0	\$79,574.4	\$87,846.8	\$117,577.3	\$36,247.9	\$132,020.2	\$675,817.6
	2003		\$235,443.4	\$84,184.1	\$92,935.8	\$124,388.6	\$38,347.7	\$139,668.1	\$714,967.5
	2004		\$198,500.7	\$70,975.0	\$78,353.5	\$104,871.1	\$32,330.7	\$117,753.2	\$602,784.2
	2005		\$202,990.8	\$72,580.5	\$80,125.9	\$107,243.4	\$33,062.1	\$120,416.8	\$616,419.5
	2006		\$271,260.9	\$96,990.8	\$107,073.9	\$143,311.5	\$44,181.5	\$160,915.5	\$823,734.1
	2007		\$270,548.2	\$96,736.0	\$106,792.6	\$142,935.0	\$44,065.4	\$160,492.7	\$821,570.0
	2008		\$293,232.5	\$104,846.9	\$115,746.7	\$154,919.5	\$47,760.1	\$173,949.3	\$890,455.0
	2009		\$347,309.6	\$124,182.5	\$137,092.3	\$183,489.3	\$56,567.9	\$206,028.6	\$1,054,670.1
	2010		\$363,064.7	\$129,815.8	\$143,311.3	\$191,813.0	\$59,134.0	\$215,374.7	\$1,102,513.6
	2011		\$314,185.4	\$112,338.7	\$124,017.3	\$165,989.3	\$51,172.8	\$186,378.9	\$954,082.5
	2012		\$324,993.7	\$116,203.3	\$128,283.7	\$171,699.5	\$52,933.2	\$192,790.5	\$986,903.8
	2013		\$333,485.2	\$119,239.5	\$131,635.5	\$176,185.7	\$54,316.3	\$197,827.7	\$1,012,689.8
	2014		\$341,947.5	\$122,265.2	\$134,975.8	\$180,656.4	\$55,694.6	\$202,847.7	\$1,038,387.2
	2015		\$350,409.8	\$125,291.0	\$138,316.1	\$185,127.2	\$57,072.9	\$207,867.7	\$1,064,084.6
	2016		\$358,872.1	\$128,316.7	\$141,656.4	\$189,598.0	\$58,451.2	\$212,887.6	\$1,089,782.0
	2017		\$367,334.4	\$131,342.5	\$144,996.7	\$194,068.8	\$59,829.5	\$217,907.6	\$1,115,479.4
	2018		\$375,796.8	\$134,368.2	\$148,337.0	\$198,539.5	\$61,207.8	\$222,927.5	\$1,141,176.8
							<b>VPN \$MILES (i=12%)</b>		<b>\$5,866,528</b>

#### b Beneficio en ahorro de tiempo de recorrido

El aumento de la velocidad promedio de recorrido reduce el tiempo de recorrido que se considera como un beneficio en ahorro de tiempo de recorrido que se presentan en la Tabla 9.7.

Para los ocupantes de autos y buses se calcula el beneficio como el producto del ahorro de tiempo de recorrido por la provisión del carril auxiliar (tiempo de recorrido sin proyecto menos tiempo de recorrido con proyecto) \* TPDS \* 365 \* el valor del tiempo para los ocupantes en \$/h \* el número de ocupantes promedio de cada tipo de vehículo en pas/veh.

Se totaliza para todos los vehículos en cada año y se obtiene los beneficios por ahorro de tiempo de recorrido total y luego el VPN con 12 % anual de tasa social de descuento.

#### 9.7.4 Resumen

El balance final entre los beneficios y costos se resume en la Tabla 9.8 donde se dan tres indicadores económicos; el VPN del proyecto resulta positivo mostrando la conveniencia económica de adelantar el proyecto, este primer

resultado se verifica con la Tasa Interna de Retorno del 75 %, mucho mayor que la tasa de actualización del 12 %, y finalmente la relación beneficio/costo de 7,5 que muestra el retorno alto en beneficio que implica una inversión por unidad monetaria.

Este resultado que podría ser sorpresivo por los indicadores tan favorables debe considerarse con cuidado ya que es una evaluación en la que no se ha desarrollado con detalle la estimación de costos de movimiento de tierras, compra de predios, suministro de materiales y demás para la situación real de la carretera y sus características geológicas y de mercado pero aun así es un indicio muy claro de la conveniencia de este tipo de proyectos.

Tabla 9.7. Beneficios en tiempo de recorrido por el proyecto de dos carriles auxiliares.

	Automóvil Mediano	Autobús Mediano	TOTAL
AÑO	\$MILES/Año	\$MILES/Año	\$MILES/Año
1999			
2000			
2001	\$24,569.9	\$59,944.0	\$84,513.9
2002	\$27,107.1	\$66,134.3	\$93,241.5
2003	\$28,677.4	\$69,965.5	\$98,642.9
2004	\$24,177.8	\$58,987.4	\$83,165.2
2005	\$24,724.7	\$60,321.7	\$85,046.4
2006	\$33,040.1	\$80,609.2	\$113,649.3
2007	\$32,953.3	\$80,397.4	\$113,350.7
2008	\$35,716.3	\$87,138.4	\$122,854.6
2009	\$42,303.0	\$103,208.2	\$145,511.1
2010	\$44,222.0	\$107,890.1	\$152,112.0
2011	\$38,268.4	\$93,364.8	\$131,633.2
2012	\$39,584.8	\$96,576.7	\$136,161.5
2013	\$40,619.1	\$99,100.1	\$139,719.2
2014	\$41,649.9	\$101,614.8	\$143,264.6
2015	\$42,680.6	\$104,129.5	\$146,810.0
2016	\$43,711.3	\$106,644.2	\$150,355.5
2017	\$44,742.0	\$109,158.9	\$153,900.9
2018	\$45,772.8	\$111,673.6	\$157,446.3
	<b>VPN \$MILES (i=12%)</b>		<b>\$809,396</b>

Tabla 9.8. Indicadores económicos del proyecto de dos carriles auxiliares.

Año	Beneficios en operación	Beneficios en tiempo	Costos de Construcción	Total
	Tránsito Normal y Generado	Ahorro en tiempo de Viaje		
	VOC			
	(M\$/año)	(M\$/año)		
1999			-\$26,059.6	-\$26,060
2000			-\$938,145.7	-\$938,146
2001	\$612,559.8	\$84,513.9	-\$7,256.7	\$689,817
2002	\$675,817.6	\$93,241.5	-\$7,256.7	\$761,802
2003	\$714,967.5	\$98,642.9	-\$7,256.7	\$806,354
2004	\$602,784.2	\$83,165.2	-\$7,256.7	\$678,693
2005	\$616,419.5	\$85,046.4	-\$7,256.7	\$694,209
2006	\$823,734.1	\$113,649.3	-\$107,258.4	\$830,125
2007	\$821,570.0	\$113,350.7	-\$7,256.7	\$927,664
2008	\$890,455.0	\$122,854.6	-\$7,256.7	\$1,006,053
2009	\$1,054,670.1	\$145,511.1	-\$7,256.7	\$1,192,925
2010	\$1,102,513.6	\$152,112.0	-\$7,256.7	\$1,247,369
2011	\$954,082.5	\$131,633.2	-\$107,258.4	\$978,457
2012	\$986,903.8	\$136,161.5	-\$7,256.7	\$1,115,809
2013	\$1,012,689.8	\$139,719.2	-\$7,256.7	\$1,145,152
2014	\$1,038,387.2	\$143,264.6	-\$7,256.7	\$1,174,395
2015	\$1,064,084.6	\$146,810.0	-\$7,256.7	\$1,203,638
2016	\$1,089,782.0	\$150,355.5	-\$107,258.4	\$1,132,879
2017	\$1,115,479.4	\$153,900.9	-\$7,256.7	\$1,262,124
2018	\$1,141,176.8	\$157,446.3	-\$7,256.7	\$1,291,366
	<b>Valor Actual Neto a una Tasa de Descuento del 12%</b>			<b>\$4,432,604</b>
	<b>Tasa Interna de Retorno (%)</b>			<b>75%</b>
	<b>Relación Beneficio /Costo</b>			<b>7.5</b>

La simulación realizada corresponde al primer año de la vida útil del proyecto y debe complementarse para los demás ya que la operación es diferente y las consecuencias en ATS también, entonces, las interpretaciones de los resultados deben ser conservadoras, sin embargo, tal como se concluyó de los resultados de la aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares, se producirá una

mejora en ATS con el aumento del volumen que sería el cambio que no se ha evaluado en los demás años de vida del proyecto.

Según estudios realizados por una empresa concesionaria de vías (DEVIMED, 2007) estos indicadores también son muy favorables pero menos que el caso que aquí se ilustra ya que la TIR resultantes ha sido del orden de 19 % para 14 carriles de ascenso en carreteras que están en terreno ondulado y montañoso.

Económicamente es una alternativa que debe considerarse antes de abordar la construcción de una doble calzada en la cual la rentabilidad económica es usualmente más baja considerando los indicadores aquí mencionados ya que una doble calzada tiene mucho mayores costos de construcción, mantenimiento, de ingeniería, interventoría y ambientales, y los beneficios aunque son importantes deben favorecer a una cantidad mucho más alta de usuarios para que compense los costos, lo cual se justificaría para TPDS más altos de los que usualmente se han aceptado para las dobles calzadas construidas en Colombia, teniendo como consecuencia, entre otros, valores de peaje altos para el usuario.







## **10. Conclusiones**

Dadas las condiciones operacionales de la carretera convencional, en la cual hay un carril por sentido de circulación, y la diversidad de características de los conductores, vía y vehículo, se presenta en el tránsito una diversidad de condiciones. Esta heterogeneidad de condiciones dan origen a la diversidad de velocidades de operación de los vehículos y, por tanto, a la necesidad de que los vehículos rápidos adelanten a los lentos para satisfacer la velocidad deseada de los usuarios.

En la medida que la necesidad de adelantar sea satisfecha, el usuario calificará mejor la circulación en la vía; por tanto, la calidad está estrechamente relacionada con las posibilidades de realizar los adelantamientos. Facilitar el adelantamiento se puede lograr mediante distintas alternativas, entre las que se mencionan la disponibilidad de un trazado que ofrezca condiciones geométricas para realizar la maniobra de forma segura y oportunidades suficientes, o proveer a la vía de carriles auxiliares.

En esta tesis se optó por abordar el estudio de facilitar el adelantamiento con el uso de carriles auxiliares mediante simulación para considerar la diversidad amplia de condiciones en que se desarrolla la maniobra de adelantamiento, dada la heterogeneidad del tránsito y su efecto en la calidad de la circulación.

Los tipos de carriles auxiliares considerados son los de adelantamiento, que usualmente se implementan en trazados con pendiente suaves y se desarrollan en terrenos planos y ondulados donde facilitan el adelantamiento principalmente entre autos, y los carriles de ascenso o lentos que se proveen en tramos de carretera con pendiente ascendentes pronunciadas donde los vehículos pesados, debido a sus prestaciones menores, desarrollan bajas velocidades y son adelantados por los demás vehículos; estos carriles se desarrollan en terrenos ondulados y montañosos.

La calidad de la circulación en carreteras convencionales es calificada de acuerdo al uso de indicadores que miden la operación vehicular basados en la velocidad, la demora y variaciones de estas, que son definidos según los procedimientos establecidos en diferentes ámbitos. Uno de los más conocidos y aplicados es el que propone el HCM (TRB, 2010) para EEUU que usa la velocidad media de recorrido (ATS), el porcentaje de tiempo consumido en el seguimiento (PTSF) y el Porcentaje a Velocidad a Flujo Libre (PFFS); por su parte, para el ámbito de observaciones experimentales de esta tesis, el procedimiento que se ha aplicado es el contenido en el Manual de Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras de Dos carriles de Colombia (INVIAS, 1996) basado en la velocidad promedio de recorrido (ATS).

La evaluación de la operación en un carril auxiliar puede ser abordada con el procedimiento que recomienda el HCM, que se menciona en el Estado del Arte y que se basa en la estimación de ATS y PTSF que produce un tramo de carretera convencional conteniendo un carril de adelantamiento o de ascenso, para la cual se ha hecho una adaptación de acuerdo a las simulaciones en carriles auxiliares, lo cual se detalla más adelante.

Para lograr los objetivos de esta tesis se seleccionó un tramo experimental en una carretera convencional en Colombia con longitud de 8,3 km, pendiente máxima de 5,3 %, volumen de tránsito de 356 veh/h y 23 % de camiones, discurriendo en terreno ondulado y montañoso, donde se observó la operación vehicular en una pendiente ascendente con las condiciones de trazado y señalización para que se presentaran maniobras de adelantamiento y medir volumen, velocidades, intervalos vehiculares, tiempos de adelantamiento y tipos de vehículos, de manera que pudiesen obtener de ellos información como relación peso/potencia, velocidades deseadas, composición vehicular y otra necesaria para caracterizar las maniobras de adelantamiento y, sobre todo, el tránsito y la vía para poder ser simulada con una herramienta computacional.

La representación de la operación vehicular en la carretera y en carriles auxiliares se hizo mediante el modelo de simulación microscópica TWOPAS, que es el elemento esencial del Traffic Analysis Module (TAM) del Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM) (FHWA, 2013), con el cual ya se había tenido experiencia de su aplicación en Colombia en el marco de la creación del Manual de Capacidad y Niveles de Servicio en Carreteras de Dos Carriles (INVIAS, 1996) y fue la principal razón para seleccionarlo en este estudio. Su aplicación para representar la realidad implicó adelantar un proceso de calibración, para lo cual se usaron las mediciones en el tramo experimental. Para la calibración del TWOPAS, se adelantó un proceso de modificación de variables y parámetros del programa, considerando criterios de modificación resultantes de un análisis de sensibilidad del TWOPAS realizado por Archilla (1996), alcanzándose un grado de aproximación de los indicadores operacionales resultantes de aplicar el modelo a los medidos en el tramo experimental del orden del 15 % por sentido y 1 % en los dos sentidos de circulación.

La comprobación de que el TWOPAS permite su aplicación para el análisis de carreteras convencionales con aproximación satisfactoria de la realidad, se realizó con una simulación del tránsito en una carretera en un ámbito diferente al de la carretera colombiana, que se observó para lograr la validación del TWOPAS. La carretera considerada fue la CV-13 en la Comunidad Valenciana (España), también convencional, con características del tránsito y trazado diferentes. La operación vehicular en la CV-13 fue captada y registrada con cámaras de control colocadas a lo largo de la vía, que permitieron, mediante la

observación sistemática de los vehículos en video y con el uso de una interfase gráfica, tomar datos de las mismas variables obtenidas en el tramo experimental usado para la calibración en Colombia y, por tanto, para obtener información de los indicadores operacionales del tránsito en la CV-13 para verificar si el TWOPAS lograba su representación satisfactoria.

La aplicación de TWOPAS en la CV-13 consideró el trazado de la vía, pero la configuración de las características operacionales de los vehículos y conductores usados en la calibración para Colombia. Debido a que la CV-13 tiene especificaciones técnicas de trazado de mejor categoría, por ejemplo, velocidad de diseño mayor, expectativas de conducción superiores como mayor velocidad deseada y vehículos con mayores prestaciones que la carretera considerada para la calibración, los indicadores operacionales estimados por el TWOPAS se alejaron de las mediciones realizadas en la vía en un grado alrededor de hasta un 137 %, por lo que se concluyó que la validación no se comprobaba.

Los resultados recién comentados al aplicar el TWOPAS en la CV-13 permiten comprobar la hipótesis declarada sobre que las buenas especificaciones técnicas del trazado de la carretera y la mejor capacidad operacional de los vehículos que sus correspondientes en la carretera donde se realizó la calibración del TWOPAS en Colombia, podría esperarse que la validación del TWOPAS no se diera, lo cual correspondería con una situación razonable y fue lo que efectivamente resultó.

De acuerdo al objetivo de la tesis sobre la aplicación del modelo de simulación en una carretera convencional para evaluar carriles auxiliares, se adelantó una serie de simulaciones del tránsito en una vía virtual de 20 km de longitud con un trazado horizontal recto y un alzado conteniendo una pendiente ascendente a partir de un PIV ubicado en el P.K. 1+000, sin posibilidad de adelantar excepto en un carril auxiliar cuyo inicio se daba en un P.K. que cambiaba de ubicación. La serie de simulaciones consideró la variación de algunas variables, así:

- Kilómetro de inicio del carril auxiliar (KICA): desde P.K. 1+100 hasta P.K. 1+400, cada 100 m.
- Kilómetro de terminación del carril auxiliar (KTCA): desde KICA + Longitud de carril auxiliar (LCA). LCA desde 800 m hasta 2000 m, cada 200 m.
- Volumen direccional: desde 300 veh/h hasta 700 veh/h, cada 100 veh/h.
- Pendiente longitudinal: desde 0% hasta 10 %, cada 2 %.

- Porcentaje de camiones: desde 0 % hasta 45 %, cada 5 %.
- Conjunto de semillas de números aleatorios: 10 conjuntos.

TWOPAS contiene submodelos estocásticos que requiere la generación de números aleatorios y para ello se le especifican 5 números que sirven de semillas que se usan para generar los intervalos vehiculares, las velocidades de los vehículos que ingresan por cada extremo de la vía y las decisiones de adelantamientos; de esta manera, se le incorpora a la representación del tránsito que hace el modelo de la vía su característica aleatoria.

Los escenarios resultantes, de acuerdo a los valores que toman las variables anteriores, serían teóricamente 98000, pero para los análisis definitivos se consideran los valores promedio de los indicadores operacionales entre los 10 conjuntos de semillas de números aleatorios; entonces, los escenarios serían alrededor de 9800. Para comparar y determinar los efectos operacionales del carril de ascenso, se considera la situación básica de una carretera virtual sin carril de ascenso que involucra 350 escenarios.

Para la ejecución de esta cantidad de simulaciones se creó un programa computacional denominado Programa de Ejecuciones Múltiples del Traffic Analysis Module – PEMAT, que permite la ejecución automática del TWOPAS, la captura de los resultados de cada simulación y la generación de los resultados en términos de indicadores operacionales. Con la exploración de los resultados obtenidos desde el TWOPAS en las múltiples simulaciones y con el fin de descubrir patrones de comportamiento en los grandes volúmenes de datos, se realizó, a través del PEMAT, el análisis de los carriles auxiliares para Colombia objeto de esta investigación.

Se produjeron resultados basados en la ATS y PTSF de la carretera virtual sin carril auxiliar y para determinar el efecto de un carril auxiliar se contrastó con la ATS y PTSF en la vía virtual con carril auxiliar a través de dos variables que miden el beneficio operacional de la provisión de los carriles, que se denominaron mejora en ATS y mejora en PTSF, de las cuales se construyeron ábacos, cada uno correspondía a un solo valor de KICA y LCA y contenía 9 subgráficas, donde el eje horizontal es el volumen direccional y el eje vertical la variable que mide la mejora de ATS o PTSF. Además, cada subgráfica contenía la relación de las variables de los dos ejes para cada una de las pendientes consideradas. Se crearon otros para cada valor de KICA y longitud de carril. Su análisis entregó las siguientes conclusiones:

En cuanto a mejora en ATS:

En resumen, siempre resultará mejora en ATS por la provisión de un carril auxiliar, entre 1,5 km/h y 14,5 km /h, según el aumento del porcentaje de

camiones, aumentando la mejora cuando aumenta el porcentaje de camiones y el volumen.

Si el porcentaje de camiones es pequeño, con volumen de 300 veh/h la mejora aumenta entre 1,5 km/h y 3 m/h, y para volumen de 700 veh/h entre 3 km/h y 13 km/h.

Si el porcentaje de camiones es grande, con volumen de 300 veh/h la mejora aumenta entre 1,5 km/h y 8 km/h, y para volumen de 700 veh/h entre 4 km/h y 14,5 km/h.

Para una misma KICA, el aumento de la longitud del carril auxiliar aumenta la mejora en 1,5 km/h. Y cuando la longitud del carril se mantiene fija, en general, si aumenta KICA también lo hace la mejora en ATS en 1,5 km/h por cada 100 m de aumento del KICA.

El resultado anterior no está comprobando una hipótesis planteada en relación a que el inicio de los carriles de ascenso será más cercano al inicio de las pendientes ya que las mejoras, en términos de ATS, aumentan cuanto mayor es KICA; sin embargo, cabe otra interpretación ya que al ser el parque automotor en el ámbito de calibración del TWOPAS con menor capacidad operacional, es decir, relación peso/potencia más alta, la LCP resulta más corta que para los vehículos pesados de diseño considerados en la literatura internacional, por lo que, la recomendación por criterios de seguridad indicaría que el carril de ascenso iniciaría más cercano al principio de la pendiente para el caso colombiano donde se calibró el TWOPAS.

Y en relación a la mejora en PTSF:

En resumen, siempre resultará mejora en PTSF por la provisión de un carril auxiliar en porcentajes entre 9 % y 22 %, según el porcentaje de camiones, pero esta mejora es mayor para pendientes suaves (en orden: 4 %, 2 % y 0 %), para KICA menor que 1300 m y para las pendientes mayores (6 % y 8 %) si KICA es mayor que 1300 m; y aumenta en alrededor del 3 % cuando aumenta el volumen de 300 veh/h a 700 veh/h. La pendiente del 10 % aunque produce mejoras en PTSF estas se reducen con el aumento del porcentaje de camiones y el volumen, haciéndola menos conveniente para los carriles auxiliares.

Ante una misma longitud del carril auxiliar corta (800 m, por ejemplo), si aumenta KICA, la mejora en PTSF crece alrededor de 2 %, manifestándose principalmente en las pendientes de 6 % y 8 %, cuando el volumen es bajo (300 veh/h), y aumenta 3 % cuando el volumen es alto (700 veh/h).

Para una longitud de carril larga (2000 m, por ejemplo), las mejoras crecen 2 % cuando no hay camiones o cuando hay una proporción grande de vehículos pesados, reflejándose más en las pendientes fuertes; aquí el cambio de volumen no afecta la mejora significativamente.

Finalmente, para una misma KICA y aumentando la longitud de carril auxiliar, las mejoras se mantienen inalteradas.

Otros resultados logrados buscan adaptar el método que contiene el HCM de 2010 para la estimación del nivel de servicio en carreteras convencionales por el efecto de un carril auxiliar, considerando varios porcentajes de camiones, pendientes y posición del carril auxiliar que corresponde a los valores de:

- Factor de corrección por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $PTSF_d$ .

Comparando los valores de este factor que se hallan en la Tabla 8.3 con los que contiene el HCM de la Tabla 2.3, puede observarse que dichos valores son más bajos asumiendo que el porcentaje de camiones es cero ya que no lo especifica. Esto se puede interpretar que debido a la menor capacidad operacional de los vehículos en general y particularmente de los camiones, la interacción con el resto de los vehículos produce en la carretera menores beneficios por la presencia de un carril de adelantamiento considerando el  $PTSF$  como indicador, el cual mide el grado de comodidad de los usuarios al circular por la vía, es decir, que un carril de adelantamiento en Colombia aunque aumenta la comodidad respecto a la carretera de dos carriles ésta es menor que, en condiciones similares (0 % de camiones), la comodidad en EEUU.

- Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el  $PTSF_d$ .

Comparando los valores de la Tabla 8.4 con los que contiene el HCM en la Tabla 2.6 puede notarse que dichos valores son bastante más bajos asumiendo que el porcentaje de camiones es cero. La interpretación que se plantea es que debido a la menor capacidad operacional de los vehículos en general y particularmente de los camiones y con el aumento de la pendiente (mayor resistencia al avance por el peso de los vehículos), la interacción con el resto de los vehículos produce en la carretera menores beneficios por la presencia de un carril de adelantamiento considerando el  $PTSF$  como indicador, el cual mide el grado de comodidad de los usuarios al circular por la vía, es decir, que un carril de adelantamiento en Colombia aunque aumenta la comodidad respecto a la carretera de dos carriles ésta es menor que, en condiciones similares (0 % de camiones), la comodidad en EEUU.

- Factor de corrección por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $ATS_d$ .

Comparando los valores de la Tabla 8.5 con los valores que contiene el HCM en la Tabla 2.4, puede observarse que dichos valores son más altos asumiendo que el porcentaje de camiones de cero. Lo cual se puede

interpretar que debido a la menor capacidad operacional de los vehículos en general y particularmente de los camiones, la interacción con el resto de los vehículos produce en la carretera menores beneficios por la presencia de un carril de adelantamiento considerando el ATS como indicador, el cual mide el grado de movilidad de los usuarios al circular por la vía, es decir, que un carril de adelantamiento en Colombia aunque aumenta la movilidad respecto a la carretera de dos carriles ésta es menor que, en condiciones similares (0 % de camiones), la movilidad en EEUU.

- Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el  $ATS_d$ .

Si se hace una comparación entre los valores de la Tabla 8.6 con los valores que contiene el HCM en la Tabla 2.4, puede verse que dichos valores son más altos asumiendo que el porcentaje de camiones sea igual a cero. Lo cual se puede interpretar que debido a la menor capacidad operacional de los vehículos en general y particularmente de los camiones y con el aumento de la pendiente (mayor resistencia al avance por el peso de los vehículos), la interacción con el resto de los vehículos produce en la carretera menores beneficios por la presencia de un carril de ascenso considerando el ATS como indicador, el cual mide el grado de movilidad de los usuarios al circular por la vía, es decir, que un carril de ascenso en Colombia aunque aumenta la movilidad ligeramente respecto a la carretera de dos carriles ésta es menor que, en condiciones similares (0 % de camiones), la movilidad en EEUU. Sin embargo, con el aumento de la pendiente los beneficios aumentan en gran proporción junto con el aumento del volumen, también debido a la mismas condiciones operacionales de los vehículos, ya que habría más diferencia de velocidades entre las condiciones sin carril y con carril de ascenso. De esta manera se verifica la vocación de mejoramiento del nivel de servicio que producen los carriles de adelantamiento pero principalmente los de ascenso si se considera como indicador la ATS.

- Longitud Efectiva por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $PTSF_d$
- Longitud Efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el  $PTSF_d$
- Longitud Efectiva por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $ATS_d$
- Longitud Efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el  $ATS_d$

La aplicación del método del HCM para estimar el nivel de servicio por el efecto de un carril auxiliar en un ejemplo refleja la adaptación del mismo al ámbito colombiano, ya que los resultados permitieron concluir que resulta un  $PTSF$  ligeramente mayor que el obtenido con los valores del HCM para EEUU, desde el punto de vista de este indicador, que se relaciona con el nivel de comodidad

en la circulación, indicaría que la operación sería menos cómoda para las condiciones colombianas.

Por su parte, el resultado en ATS es ligeramente menor que el obtenido con los valores del HCM para EEUU, desde el punto de vista de este indicador, que se relaciona con el nivel de movilidad en la circulación; esto indicaría que la operación sería prácticamente igual para las condiciones colombianas. Debe resaltarse el hecho que los resultados de la tesis abordaron diferentes porcentajes de camiones lo cual no está indicado explícitamente en el método del HCM y el factor de corrección en ATS por el efecto de un carril de adelantamiento es creciente, lo cual implicaría aumento en las velocidades de todo el tránsito por efecto de carril de adelantamiento permitiendo mayor definición en la valoración del efecto que el método del HCM.

Complementando lo anterior, se propuso una serie de pasos que se consideran directrices geométricas, de construcción y operacionales para el diseño de varios carriles auxiliares en una carretera convencional con el uso del modelo de simulación TWOPAS. Para facilitar su comprensión se ha acompañado de un ejemplo en el cual se proveen dos carriles de ascenso y se muestra el efecto de cada carril y su influencia en la determinación del siguiente, buscando mejorar la calidad de circulación en términos de reducción del PTSF.

Este procedimiento permite configurar una solución a los problemas de calidad de circulación en carreteras convencionales mediante la provisión de carriles auxiliares que generan en la operación beneficios en términos de mejoramiento del PTSF y de la ATS, siendo mayores en la medida que se provean carriles más largos y varios de ellos dispuestos sistemáticamente para que prolongue los beneficios operacionales a lo largo de la carretera. Esta conclusión se refleja en los resultados de la simulación de la operación del tránsito en una carretera con dos carriles de ascenso, que de forma complementaria se evaluó económicamente la provisión de estos carriles y la conclusión principal es que resulta conveniente la dotación de estos carriles ya que los indicadores económicos son muy favorables.

Finalmente, teniendo en cuenta que las observaciones de maniobras de adelantamiento hechas en el tramo experimental supusieron unas 7,1 horas de filmación, registrando una gran variedad de condiciones de la maniobra en términos de tipo de vehículos adelantante, vehículos adelantado, vehículo opuesto, tipo de adelantamiento (con seguimiento o sin seguimiento), tipo de regreso del vehículo adelantante al carril normal, adelantamiento rechazado, condición de medición de la brecha (con vehículo opuesto o límite de visibilidad), etc., pero el tiempo necesario de filmación para lograr la muestra significativa se estimó de 505 observaciones, lo que supondrían alrededor de 14 horas, solo para las maniobras en ascenso, lo cual resultaba fuera de los límites que imponían los recursos para este estudio y procesamiento de la



información en oficina (alrededor de tres veces el tiempo de filmación), se decidió la culminación del estudio experimental en los niveles logrados hasta ese momento y complementar con estudios similares realizados en Colombia. Por tanto, esto se considera como una limitación del alcance de los resultados logrados, sin menoscabo de la parte experimental correspondiente a la modelización del tráfico con microsimulación y su aplicación a múltiples escenarios.



## **11. Aportaciones**

El desarrollo de esta tesis genera contribuciones representadas en los resultados mismos de esta y los procedimientos metodológicos aplicados para alcanzar los objetivos, los cuales se detallarán a continuación.

### **11.1 Aportaciones metodológicas**

En algunas de las etapas de la tesis se utilizaron procedimientos que pueden considerarse como aportaciones ya que se crean y adaptan para lograr los objetivos específicos y pueden enumerarse en las siguientes.

#### **11.1.1 Validación del TWOPAS**

Se consideró para esta labor el registro mediante cámaras de vigilancia de la carretera CV-13 del paso de los vehículos por 10 sitios de manera que con el uso de una interfase gráfica (KINOVEA) se procesaron las imágenes de los vehículos para obtener las variables del tránsito requeridas para medir los indicadores operacionales que, por su parte, también simulaba el TWOPAS y con cuyos valores se compararía para evaluar el nivel de aproximación de estos resultados y verificar la validación del modelo. Este registro en video permite obtener información que puede aprovecharse de muchas maneras para trabajos como este, al poder contar con el sincronismo entre ellas a través de un sistema de tiempo común para hacer el seguimiento a los vehículos y construir, si se desea, diagramas espacio vs tiempo de las trayectorias de los vehículos, maniobras de adelantamiento, variables de tránsito y cotejar o buscar correspondencia con las características geométricas de la vía.

#### **11.1.2 Herramienta computacional PEMAT**

En el análisis de carriles auxiliares se requirió la ejecución de un número grande de simulaciones con el TWOPAS (TAM) para lo cual se creó un programa computacional denominado PETAM (Programa de Ejecuciones Múltiples del Traffic Analysis Module), desarrollado con Microsoft Visual Studio 2008 (Visual Basic .Net), utilizando una base de datos MS SQL Server 2008 R2, y para la generación de informes y de gráficas se usó la versión OEM de Crystal Reports para Visual Studio .NET. PEMAT permite la ejecución automática del TWOPAS, la captura de los resultados de cada simulación y la generación de los resultados en términos de indicadores operacionales. Con la exploración de los resultados obtenidos desde el TWOPAS en las múltiples simulaciones y con el fin de descubrir patrones de comportamiento en los grandes volúmenes de conjuntos de datos (28.000.000 de registros) se realizó, a través del PEMAT, el análisis de los carriles de auxiliares para Colombia objeto de esta investigación. La base de datos que se obtuvo permitiría

“Minería de Datos” (datamining) en revisiones más detalladas y con otros objetivos para investigaciones futuras como se detalla en el capítulo 13.

### **11.1.3 Procedimiento para facilitar el adelantamiento en carreteras convencionales**

Otro de los resultados de esta tesis que puede considerarse además como una aportación metodológica fue la propuesta de un procedimiento para facilitar el adelantamiento en una carretera convencional mediante la provisión de una serie de carriles de adelantamiento o ascenso en cada dirección de la vía usando como herramienta computacional el modelo de simulación TWOPAS (TAM) de manera que pudiese servir también como una aproximación a la justificación operacional de carreteras 2+1 tal como se describió en el capítulo 10.

## **11.2 Resultados**

De las simulaciones realizadas con la aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares en una vía virtual, se obtuvieron resultados que reflejan el beneficio operacional de la provisión de un carril auxiliar, considerando el efecto sobre dos indicadores operacionales, como el ATS y el PTSF, de una gran variedad de escenarios ya descritos. Estos beneficios fueron cuantificados con dos variables denominadas mejora en ATS y mejora en PTSF, que fueron analizadas para describir y explicar su comportamiento con propósitos de obtener criterios para el diseño geométrico y la evaluación operacional, con base en la preparación de ábacos. En el Anexo A.III.9.b y A.III.10.b se incluyen todas estas gráficas.

Con la aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares se produjeron resultados para adaptar el método que contiene el HCM de 2010 para la estimación del nivel de servicio en carreteras convencionales por el efecto de un carril auxiliar, considerando varios porcentajes de camiones, pendientes y posición del carril auxiliar que corresponde a los valores de:

- ATS en la carretera sin carril auxiliar.
- PTSF en la carretera sin carril auxiliar.
- ATS en la carretera con carril auxiliar.
- PTSF en la carretera con carril auxiliar.
- Factor de corrección por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $PTSF_d$ , ( $f_{pl,PTSFd}$ ) que se presenta en la Tabla 8.3.
- Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el  $PTSF_d$ , ( $f_{pl,PTSFd}$ ) que se presenta en la Tabla 8.4.

- Factor de corrección por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $ATS_d$  ( $f_{pl,ATSd}$ ) mostrado en la Tabla 8.5.
- Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el  $ATS_d$  ( $f_{pl,ATSd}$ ) cuyos valores están en la Tabla 8.6.
- Longitud Efectiva por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $PTSF_d$  ( $L_{de,PTSFd}$ ) en kilómetros que se muestra en la Tabla 8.7.
- Longitud Efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el  $PTSF_d$  ( $L_{de,PTSFd}$ ) en kilómetros cuyos valores se presentan en la Tabla 8.8.
- Longitud Efectiva por efecto del carril de adelantamiento sobre el  $ATS_d$  ( $L_{de,ATSd}$ ) en kilómetros que se encuentran en la Tabla 8.9.
- Longitud Efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el  $ATS_d$  ( $L_{de,ATSd}$ ) en kilómetros que se hallan en la Tabla 8.10.

### **Ejemplo de la estimación del nivel de servicio de carriles auxiliares:**

En el apartado 8.3 se presentaron y analizaron los resultados de la aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares y entre ellos se obtuvieron los factores de corrección por efecto del carril auxiliar en el  $PTSF$  y en el  $ATS$  de manera que se pudiese adaptar a Colombia el procedimiento que para tal efecto contempla el HCM (TRB, 2010).

A manera de explicación del uso de los factores y sus consecuencias en la estimación del nivel de servicio se presenta el ejemplo para un carril de adelantamiento por sentido en una carretera de dos carriles de clase I.

Se trata de un tramo de 16 km de carretera de dos carriles que se le adiciona carriles de adelantamiento de 3,2 km de longitud, uno en cada dirección, instalados a 1,6 km del comienzo del tramo.

Las dos direcciones tienen los mismos cálculos, ya que la distribución direccional es 50/50, y en ambos casos hay un carril de adelantamiento que comienza 1,6 km después de iniciar el tramo de carretera de 16 km (10 mi) y terminará 4,8 km (3 mi) de comenzar el tramo de carretera.

El procedimiento es:

Paso 1: Realizar un análisis sin carril de adelantamiento

El tramo sin carril de adelantamiento ya ha sido analizado y los resultados son:

- Volumen de demanda = 800 veh/h en cada dirección.
- Tasa de flujo (ATS) = 902 autos/h en cada dirección.
- Tasa de flujo (PTSF) = 842 autos/h en cada dirección.
- FFS = 85 km/h
- ATS = 62 km/h

- PTSF = 81,8 %
- Terreno ondulado.
- FHP = 0,95

Paso 2: Dividir el tramo en regiones

La Tabla 11.1 muestra la división del tramo de 16 km (10 mi) en regiones. La longitud efectiva del carril de adelantamiento se selecciona de la Tabla 2.10 (el valor de PTSF es diferente del de ATS) para una tasa de flujo de  $800/0,95=842$  veh/h.

Se debe tener presente que  $L_d = L_t - (L_u + L_{pl} + L_{de})$  correspondiendo con la Figura 2.9.

**Tabla 11.1. Longitudes de las regiones que componen el tramo de análisis**

A determinar	$L_u$ (km)	$L_{pl}$ (km)	$L_{de}$ (km)		$L_d$ (km)	
			Tabla 2.10	Tesis	Ecuación de $L_d$	Tesis
<b>ATS</b>	1,0 mi o 1,6 km	2,0 mi o 3,2 km	1,7 mi o 2,7 km	6,3 (Tabla 8.9)	5,3 mi o 8,5 km	4,9
<b>PTSF</b>	1,0 mi o 1,6 km	2,0 mi o 3,2 km	4,7 mi o 7,5 km	6,8 (Tabla 8.7)	2,3 mi o 3,7 km	4,4

Paso 3: Determinar el PTSF

El PTSF, afectado por la presencia del carril de adelantamiento, se calcula con la ecuación siguiente y un factor de corrección seleccionado de la Tabla 2.12. El factor de corrección  $f_{pl,PTSFd}$  es 0,62. Entonces:

$$PTSF_{pl} = \frac{PTSF \left[ L_u + L_d + f_{pl,PTSF} L_{pl} + \left( \frac{1 + f_{pl,PTSF}}{2} \right) L_{de} \right]}{L_t}$$

$$PTSF_{pl} = \frac{81,8 \left[ 1,0 + 2,3 + (0,62 * 2,0) + \left( \frac{1 + 0,62}{2} \right) 4,7 \right]}{10}$$

$$PTSF_{pl} = \frac{81,8[3,3 + 1,24 + 3,81]}{10} = \frac{81,8 * 8,35}{10} = 68,3 \%$$

Con los resultados de los factores obtenidos en esta tesis y en unidades métricas el PTSF sería:

$$PTSF_{pl} = \frac{81,8 \left[ 1,6 + 4,4 + (0,78 * 3,2) + \left( \frac{1 + 0,78}{2} \right) 6,8 \right]}{16}$$

$$PTSF_{pl} = \frac{81,8 [8,5 + 6,05]}{16} = 74,4 \%$$

Para el caso colombiano resulta un PTSF mayor en 4,1 %, es decir, 8,9 % más alto ((74,4-68,3)/ (68,3)) que el obtenido con los valores del HCM para EEUU, desde el punto de vista de este indicador que se relaciona con el nivel de comodidad en la circulación, lo que indicaría que la operación sería menos cómoda para las condiciones colombianas.

Paso 4: Determinar el ATS

La ATS afectada por la presencia del carril de adelantamiento se halla con la ecuación siguiente y un factor de corrección seleccionado de la Tabla 2.13. El factor de corrección seleccionado es de 1,11. Entonces:

$$ATS_{pl} = \frac{ATS * L_t}{L_u + L_d + \left( \frac{L_{pl}}{f_{pl,ATS}} \right) + \left( \frac{2 * L_{de}}{1 + f_{pl,ATS}} \right)}$$

$$ATS_{pl} = \frac{38,6 * 10}{1,00 + 5,3 + \left( \frac{2,00}{1,11} \right) + \left( \frac{2 * 1,7}{1 + 1,11} \right)}$$

$$ATS_{pl} = \frac{38,6 * 10}{6,3 + 1,80 + 1,61} = \frac{38,6 * 10}{9,71} = 39,7 \frac{mi}{h} = 63,8 \text{ km/h}$$

Con los resultados de los factores obtenidos en esta tesis y en unidades métricas el ATS sería:

$$ATS_{pl} = \frac{62,1 * 16}{1,60 + 4,9 + \left(\frac{3,2}{1,02}\right) + \left(\frac{2 * 6,3}{1 + 1,02}\right)}$$

$$ATS_{pl} = \frac{62,1 * 16}{6,5 + 3,14 + 6,24} = \frac{993,6}{15,88} = 62,6 \text{ km/h}$$

Para el caso colombiano resulta una ATS menor en 1,2 km/h, es decir, 1,9 % más bajo ((63,8-62,6)/ (63,8)) que el obtenido con los valores del HCM para EEUU, desde el punto de vista de este indicador, que se relaciona con el nivel de movilidad en la circulación, lo que indicaría que la operación sería prácticamente igual para las condiciones colombianas. Debe resaltarse el hecho que los resultados de la tesis abordaron diferentes porcentajes de camiones lo cual no está indicado explícitamente en el método del HCM y el factor de corrección en ATS por el efecto de un carril de adelantamiento ( $f_{pl,ATS}$ ) es creciente lo cual implicaría aumento en las velocidades de todo el tránsito por efecto del carril de adelantamiento permitiendo mayor definición en la valoración del efecto que el método del HCM.

#### Paso 5: Determinación de los NS

La Tabla 2.14 muestra que los NS, así como se obtuvo para PTSF, ha mejorado hasta el NS = D.

Si se considera el resultado con los valores de los factores de corrección por presencia del carril de adelantamiento para Colombia también el NS se mejoraría hasta el D.

En el caso del ATS el NS se mantienen en el E aun para el caso con los valores obtenidos por esta tesis.

#### Discusión.

La provisión de un carril de adelantamiento de 3,2 km (2,0 mi) de longitud a una carretera clase I que funciona en nivel de servicio E fue insuficiente para mejorar el NS, aunque el PTSF mejoró desde 81,8 % hasta el 68,3% y para el caso de los factores estimados en esta tesis mejoró desde 81, 8 % hasta 74,4 %. Probablemente un carril de adelantamiento más largo o un segundo carril de adelantamiento sería necesario para mejorar la ATS suficientemente para que el NS llegue a NS "C" o al menos "D".



## **12. Líneas de investigación futuras**

En el desarrollo de este trabajo se detectaron oportunidades para profundizar en el conocimiento mediante investigaciones surgidas, bien por la posibilidad de mejorar los resultados que se perseguían con el logro de los objetivos, o por el aprovechamiento de los procedimientos o herramientas que se crearon a lo largo de este estudio. A continuación se recogen algunas líneas de investigación definidas con diferente detalle debido a la claridad del tema detectado o a la información encontrada para su desarrollo.

### **12.1 Mejoramiento de la calibración del TWOPAS**

Según el estudio de la NCHRP (1998) hay varios aspectos que pueden estudiarse más profundamente para mejorar la calibración del TWOPAS lograda en esta investigación y que implica alcances que no estaban contemplados en esta tesis, por lo tanto, se recomiendan como líneas de investigación o trabajos adicionales. Según la referencia anotada hay varias opciones de mejoramiento de la calibración que implican estudios con inversión de recursos e intereses de aplicación diferentes. Aquí se resaltan los más convenientes para el objetivo perseguido.

#### ***12.1.1 Velocidad deseada por tipo de vehículo y desviación estándar***

La velocidad deseada se define como la velocidad sin impedimentos en un trazado recto y plano, es la velocidad que los conductores escogerían si no están impedidos por otros vehículos o el trazado, restricciones de pendiente o de la sección transversal. No debe confundirse con la velocidad sin impedimentos que es la velocidad que los vehículos podrían usar en una carretera particular sin impedimentos por otros vehículos. Es imposible medir la distribución de la velocidad deseada en la vía pero puede estimarse midiendo la distribución de velocidad a flujo libre o sin impedimentos en un trazado recto y plano.

Según la FHWA (2010) un análisis de los datos de campo y los simulados por el TWOPAS sugieren que la desviación estándar de la velocidad deseada observada en el campo sobrestima la variación de la velocidad deseada de manera que la desviación estándar que se ingresa al modelo debe ser menor que aquella observada en el campo. Todo ello debido a las características operacionales del parque automotor y los tipos de conductor. Para mejorar la representatividad de estos valores y muy posiblemente mejorar la calibración del TWOPAS, se recomienda realizar investigaciones con una muestra que produzca mayor confiabilidad y en terrenos apropiados para estas observaciones de campo.

### 12.1.2 Distribución de aceptación de brechas de adelantamiento en TWOPAS

De acuerdo a Archilla (1996) y la PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA (1997) esta es una sugerencia para la calibración del modelo TWOPAS a las condiciones colombianas, debido a la diferencia aparente en la forma de realizar los adelantamientos por los conductores colombianos respecto de los de Estados Unidos, lo cual implica una revisión del mecanismo de adelantamiento que TWOPAS lo considera en la subrutina ST14.

La revisión de esta lógica demandaría un trabajo muy grande que no es seguro que se justifique, principalmente porque cualquier cambio que se haga debería estar basado en trabajos de campo.

En esta tesis se mencionan algunos trabajos sobre la maniobra de adelantamiento, entre ellos el de Valencia y García (2002), quienes realizaron un experimento observando adelantamientos en un tramo de una carretera colombiana, cuyas bases de datos podrían servir para este propósito, pero debería estudiarse con más detalle el mecanismo que considera TWOPAS para establecer la verdadera factibilidad de esta investigación.

Archilla (1996) y la PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA (1997) consideran que una vez determinada la motivación de un conductor de realizar un adelantamiento, TWOPAS estipula la brecha disponible (sea que esta esté determinada por la presencia de un vehículo en la dirección opuesta o por la distancia de visibilidad disponible) y realiza una prueba aleatoria para decidir si el conductor acepta o no la brecha.

Esta decisión está basada en una distribución de aceptación de brechas que serían relativamente sencillas de cambiar en el programa y podría producir importantes beneficios en cuanto a la calibración del mismo.

La distribución de aceptación de brechas debidas a la presencia de un vehículo circulando en la dirección contraria está definida por:

$$P_o = [P_{44}(D)] + (V_l - 44)[S_o(D)]$$

$$P_o = PP \text{ en el código fuente}$$

Donde:

$P_{44}(D)$  = fracción de aceptación cuando la velocidad del líder es 44 pies/s (13,41 m/s o 48,28 km/h) y la distancia de oportunidad de adelantamiento es D en pies;

$V_l$  = Velocidad del líder, pies/s; y

$S_o(D)$  = tasa de cambio de aceptación con la velocidad del líder; los valores  $S_o(D)$  son distintos para las velocidades de los líderes mayores que 44 pies/s y menores que 44 pies/s.

La distribución de aceptación de brechas definidas por la distancia de visibilidad, está dada por:

$$P_s = [P_{41}(D_s)] + (V_l - 41)[S_s(D_s)]F_s(D_s)$$

$P_s = PP$  en el código fuente

Donde:

$P_{41}(D_s)$ = fracción de aceptación cuando la velocidad del líder es 41 pies/s (12,50 m/s o 44,99 km/h) y la distancia de visibilidad de adelantamiento es  $D_s$  en pies;

$V_l$ = Velocidad del líder, pies/s; y

$S_s(D_s)$  = tasa de cambio de aceptación con la velocidad del líder a la distancia  $D_s$ ; los valores de  $S_s(D_s)$  son distintos para las velocidades de los líderes mayores que 41 pies/s y menores que 41 pies/s.

$F_s(D_s)$  = factor que tiene en cuenta las mayores probabilidades de aceptación en los primeros 400 pies (122 m) de una zona de adelantamiento; para velocidades de los líderes menores de 41 pies/s, el valor de  $F_s(D_s)$  es siempre 1.

Los arreglos  $P_{41}$ ,  $S_s$  (para  $V_l > 41$  y para  $V_l < 41$ ),  $F_s$ ,  $P_{44}$ ,  $S_o$  (para  $V_l > 44$  y para  $V_l < 44$ ) (identificados como  $P_{41}$ , SSP, SSN, FS,  $P_{44}$ , SOP y SON en el código fuente, respectivamente) están definidos en sentencias DATA en la subrutina PASP. Por lo tanto, si se pudieran aceptar las mismas funciones para la probabilidad de adelantamiento PP, la calibración podría llevarse a cabo simplemente mediante la sustitución de estos arreglos con valores adecuados para Colombia. Si se necesitara cambiar las funciones que define a PP, entonces toda la subrutina PASP debería ser modificada, lo cual tampoco sería un mayor inconveniente. El trabajo exigente para esta etapa de la calibración es la determinación de las distribuciones de aceptación de brechas a partir de datos de campo.

Una alternativa es modificar los valores por defecto de estas distribuciones que contiene el archivo TWPSUSER.TDF.

Los arreglos mencionados anteriormente también pueden cambiarse parcialmente modificando los valores por defecto en el archivo TWPSUSER.TDF que es la opción que ofrece el TWOPAS dentro del TAM para este propósito y a la cual puede acceder el usuario pero solamente son susceptibles de cambiar las variables:  $P_{41}$ , SON, SOP, SSN y SSP. Consecuentemente no es posible modificar las variables  $P_{44}$  y FS.

St. John y Kobett (1978), aclaran más como TWOPAS trata las distribuciones de aceptación de brechas.

### **12.1.3 Comportamiento de vehículos en pendientes**

La PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA (1997) concluye que la calibración de este aspecto se puede realizar en diferentes niveles dependiendo de la disponibilidad de recursos para lograrlos. Archilla (1996) describe la forma como TWOPAS simula este comportamiento.

Existen varias posibilidades para la calibración del modelo según los recursos disponibles. En primer lugar, conviene establecer para qué tipo de vehículos es más importante una buena calibración. Obviamente lo ideal sería que el modelo fuese capaz de simular con gran precisión el comportamiento de cualquier tipo de vehículo. Sin embargo, los errores en los vehículos de comportamiento más pobre (normalmente los camiones) afectan no solo la operación de éstos sino de todos los vehículos que se ven forzados a seguirlos y por ello se constituyen como los de mayor interés.

Entonces, los esfuerzos iniciales deberían dirigirse a la calibración del comportamiento de los camiones. Para estos tipos de vehículos existe más de una posibilidad. Si los recursos de estudio fuesen muy bajos, se puede suponer que el comportamiento de los camiones en Colombia responde exactamente las ecuaciones que describen el comportamiento de los camiones en EEUU. Por lo tanto, se deben hacer mediciones de las relaciones peso/potencia y peso/área frontal de los camiones de Colombia, determinar su distribución y aproximarla con cuatro camiones tipo.

Sin embargo, existen dos problemas con este tipo de calibración. El primero, es el supuesto que el comportamiento de los camiones colombianos se rige por las mismas ecuaciones que la de los camiones de EEUU. El segundo, es el de la aproximación de la distribución de las relaciones peso/potencia con las de solo cuatro tipo de camiones. Resultados de simulación demuestran que puede llevar a resultados imprecisos para altos volúmenes de tránsito según Archilla (1996).

Si se cuenta con un mayor presupuesto para adelantar el estudio se deberían realizar dos trabajos importantes. El primero sería la determinación de las ecuaciones de movimiento de los camiones colombianos a partir de datos de campo de manera similar a como lo hicieron Fernández de Cieza y Archilla (1994). El segundo, consistiría en la adaptación de las subrutinas PROCI y SPDN para que acepte primero las ecuaciones de movimiento y segundo que simule mejor la distribución de las relaciones peso/potencia (sea a través de funciones continuas o a través de una subdivisión en camiones tipo más fina que la actual).

Se tiene la opción, por parte del usuario del TWOPAS, de modificar los valores por defecto de algunas constantes y datos embebidos en el programa para lograr una mejor calibración editando el archivo TWPSUSER.TDF; en este tema se permite el cambio de dos constantes que hacen parte de la expresión

para calcular la aceleración de los camiones  $A_c$  y  $A_p$  cuando circulan por una pendiente, estas constantes son  $C_0$  y  $C_1$  ya que las demás variables son datos de entrada al TWOPAS que pueden ingresarse a través de la opción del IHSDM denominada Administration Tool o la modificación del archivo de datos de entrada al TWOPAS evaluation.1.TAM.INP mediante las variables:

WOHP(KVT) = Peso/Potencia Neta

WOA(KVT) = Peso/Área Frontal Proyectada

CPE(KVT) = Factor de Corrección de la Potencia

CDE(KVT) = Factor de Corrección del Arrastre Aerodinámico.

#### **12.1.4 Otros parámetros y variables del TWOPAS que podrían considerarse para el mejoramiento de la calibración**

El modelo TWOPAS considera una gran cantidad de parámetros y variables que pueden ser modificadas según la disponibilidad de recursos para su medición o estimación con el propósito de lograr un nivel más alto de calibración que podrían constituir nuevas líneas de investigación. En el Anexo A.I.3 está la Tabla A.I.3 que presenta el listado de parámetros y variables que pueden ser modificados por el usuario por tres opciones de acceso de las cuales se han extraído algunas que se mencionan a continuación:

El archivo **TWPSUSER.TDF** que es la opción que dispone el usuario del TWOPAS para modificar estos parámetros y variables se encuentra en la carpeta bin donde está el archivo ejecutable del TWOPAS; los **valores por defecto que son usados** son de diferente tipo:

En el archivo TWPSUSER.TDF se pueden cambiar las siguientes variables:

- **Datos de entrada necesarios** para el modelo TWOPAS:
  - Probabilidad de reconsiderar el adelantamiento en el intervalo de revisión próximo (PREC).
  - Factor de sensibilidad en el seguimiento de vehículos (ZKCOR).
  - Factor por tipo de conductor estocástico (BKMP(KDT)). KDT =tipo de conductor.
- **Datos de entrada opcionales** para el modelo TWOPAS:
  - Características de los camiones:
    - Factor de corrección de la potencia en HP por altitud para cada tipo de camión (CPE).

- Factor de corrección del arrastre aerodinámico por altitud para cada tipo de camión (CDE).
  - Características de los vehículos recreativos y autos:
    - Número de control que identifica al tipo de vehículo hasta el cual usará las regiones con velocidad de régimen en descenso y que determinará adelantamientos múltiples (KCWLF).
  - Regiones con velocidad de régimen en descenso (CW):
- **Datos embebidos en el código** del programa TWOPAS (U.S DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 1986):
  - CAR:
    - KT=El código más grande de los vehículos que usan la ecuación de comportamiento de camión.
  - PLHDWY:
    - PLHDWY=Intervalo máximo entre miembros de un pelotón y su líder. Definido como 4,0 en el Bloque DATA.
  - RE:
    - RE=Tasa de aceleración más extrema o de emergencia. Definida en  $-15,0$  pies/segundo<sup>2</sup> en el Bloque DATA.
  - REUB3:
    - RB=Coeficiente del término no lineal de velocidades en el modelo de seguimiento Pitt-KLD del TWOWAF. Establecido en 0,1 en el Bloque DATA. Mantenido en el modelo de seguimiento del TWOPAS para imitar aspectos seleccionados del seguimiento de vehículos.
    - RC= Demora en la respuesta del conductor en el modelo de seguimiento de vehículos Pitt-KLD del TWOWAF. Establecido en 0,3 en el Bloque DATA. Mantenido en el modelos de seguimiento de vehículos del TWOPAS.
  - RVMAX:
    - RVMAX= Velocidad máxima. Definida como 120 pies/segundo (131,7 km/h) en el Bloque DATA. Originalmente fue usado en conexión con el modelo de

seguimiento de vehículos Pitt-KLD del TWOWAF. Mantenido en el TWOPAS.

- TRK:
  - AD= Deceleración usada en el cálculo de velocidades de aproximación a curvas y zonas con velocidad de régimen. Definida igual a 3,5 pies/segundo<sup>2</sup> (0,91 m/s<sup>2</sup>) en el Bloque DATA.
- VC:
  - KC= Índice más grande de los tipos de vehículos que usan velocidades de régimen en descensos.
  - C0= Constante en la aceleración del camión durante el cambio de marcha (pies/segundo).
  - C1= Coeficiente de velocidad en la ecuación de aceleración del camión durante el cambio de marcha.
- ZKF
  - ZKF= Densidad a flujo libre (veh/milla), parámetro en el cálculo de ZK(1). Definida en 20,0 en el Bloque DATA. ZK(l)=Factor de brecha (gap) del modelo de seguimiento de vehículos Pitt-KLD (segundos), donde l es igual a la velocidad del perseguidor (pies/segundo) dentro el rango de 1 a 100. Este factor fue incorporado en la versión del TWOWAF de KLD y ha sido mantenido en el modelo de seguimiento de vehículos revisado del TWOPAS.
- ZKJ:
  - ZKJ= Densidad de congestión (jam) (veh/milla), parámetro en el cálculo de ZK(l). Definida en 210,0 en el Bloque DATA.
- ZL:
  - ZL= Factor de calibración usado en cálculo de ZK(l). Definida en 2,2 en el Bloque DATA.
- ZM:
  - ZM= Factor de calibración usado en cálculo de ZK(l). Definida en 0,6 en el Bloque DATA.
- ZUF:

- ZUF= Velocidad a densidad de flujo libre (millas/hora) usado en cálculo de ZK(I). Definida en 55,0 (88km/h) en el Bloque DATA.

### **12.1.5 Técnicas de optimización**

Dada la gran cantidad de variables y parámetros que contempla el programa de simulación TWOPAS, lograr la calibración es un proceso que busca que los resultados del programa de simulación tengan con respecto a los mismos indicadores medidos en el campo aproximaciones satisfactorias, lo cual se convierte en un problema de optimización según el objetivo que se persiga de aplicación del modelo calibrado. Por lo tanto, otro aspecto a investigar sería la idoneidad de diferentes técnicas de optimización susceptibles de ser aplicadas en este proceso de calibración.

## **12.2 Uso de la herramienta computacional PEMAT**

En el capítulo 8 Aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares se describió esta herramienta creada para ejecutar múltiples simulaciones y se ha aplicado orientada hacia el análisis de carriles de adelantamiento/ascenso.

PEMAT (**P**rograma de **E**jecuciones **M**últiples **A**utomáticas del **TAM**) es desarrollado con Microsoft Visual Studio 2008 (Visual Basic .Net), utilizando una base de datos MS SQL Server 2008 R2 y para la generación de informes y de gráficas se usó la versión OEM de Crystal Reports para Visual Studio .NET. PEMAT permite la ejecución automática del TWOPAS, la captura de los resultados de cada simulación y la generación de salidas en términos de indicadores operacionales. Con la exploración de los resultados obtenidos desde el TWOPAS en las múltiples simulaciones y con el fin de descubrir patrones de comportamiento en los grandes volúmenes de conjuntos de datos (28.000.000 de registros) se realizó, a través del PEMAT, el análisis de los carriles de ascenso para Colombia objeto de esta investigación.

PEMAT tiene la posibilidad de ser utilizado para otros objetivos que hacen parte de una línea de investigación en capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles y se destacan los siguientes:

### **12.2.1 Creación de un procedimiento para estimar la capacidad y niveles de servicio en carreteras de dos carriles**

Este objetivo requiere que se realicen análisis donde PEMAT sería muy útil como:

- Determinación de factores de equivalencia vehicular.



- Funciones fundamentales de relación Velocidad vs volumen, Percent Time Spent Following - PTSF vs Volumen, Velocidad direccional vs Volumen y PTSF direccional vs Volumen.
- Factores de corrección del volumen por pendiente, Factor de corrección del volumen por presencia de vehículos pesados, Factor de corrección a la Velocidad Promedio de Recorrido (ATS) y el PTSF por flujo direccional, opuesto y porcentaje de zonas de adelantamiento prohibido.
- Relación fundamental de velocidad en los dos sentidos vs volumen usando el TWOPAS calibrado
- Relación fundamental de velocidad (en la dirección de interés) vs Volumen (en la dirección de interés) para una carretera de dos carriles usando el TWOPAS calibrado.
- Relación fundamental de PTSF en los dos sentidos vs Volumen (en los dos sentidos).
- Relación fundamental de PTSF (en el sentido de interés) vs Volumen (en el sentido de interés).
- Parámetros para la expresión en la determinación de la Velocidad Promedio de Recorrido Direccional (ATSd) en función del Factor de corrección por el porcentaje de zonas con adelantamiento prohibido.
- Factor de corrección por pendiente.

### **12.2.2 Longitud de carril óptima**

Mediante un nuevo análisis de los resultados obtenidos según lo descrito en el Capítulo 8 Aplicación del TWOPAS a Carriles Auxiliares es posible determinar la longitud óptima de carriles de adelantamiento y ascenso según el número de adelantamiento/ kilómetro y la relación beneficio/costo que orienten mejor la decisión en la etapa de planificación vial.

Surge la pregunta sobre la longitud del carril conveniente para rampas pronunciadas y largas para diferenciales importantes de velocidades entre autos y camiones que se creen pueden ser más largas que en condiciones normales.

Se recomienda incluir en el alcance de este estudio el análisis económico de una serie de carriles a lo largo de un sentido o dos de una carretera que fue iniciado en este estudio como una manera de aproximación a la justificación operacional y económica de carreteras 2+1.

### **12.2.3 Calibración y/o Validación de carriles de ascenso**

De acuerdo a lo expresado en el TWOPAS (FHWA, 2013) el modelo subestima el número de adelantamientos en carriles de ascenso pero no se dispone de suficiente precisión de esta observación la cual debería definirse mejor para la aplicación de este modelo e interpretación de los resultados en estudios como el que aquí se ha adelantado. Este trabajo es posible adelantarlo en el corto plazo debido a la información recogida en la carretera CV-13 donde se adelantó la validación del TWOPAS en la cual existe un carril lento.

En esta investigación es importante incluir el efecto de la longitud de las transiciones de la anchura de carril a la entrada y salida del carril auxiliar para determinar la operación más eficiente y segura en las maniobras que en esos lugares se presentan.

### **12.2.4 Aproximación a la justificación operacional de carreteras 2+1**

El procedimiento presentado en esta investigación para facilitar el adelantamiento mediante el uso de varios carriles de adelantamiento o ascenso en carreteras convencionales para mejorar la calidad de la circulación es una aproximación a la justificación operacional de carreteras 2+1, que se recomienda sea complementado con la evaluación económica.





### 13. Referencias bibliográficas

AASHTO. (1994). A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. Washington, D. C.: AASHTO. Washington, D.C. EUA. xlv + 1006 pp.

AASHTO. (2004). A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, fifth edition. Washington, D. C.: AASHTO. Washington, D.C. EUA. xlv + 1006 pp

Ahmed, Al-Kaisy and Zachary, Freedman. (2010). Empirical Examination of Passing Lane Operational Benefits on Rural Two Lane Highways. En: Journal of the Transportation Research Forum, Vol. 49, No. 3 (Fall 2010), pp. 53-68.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. (2011). A Policy on Geometric Design of Highways and Streets. Washington, D. C.: AASHTO. Washington, D. C. xlii + 863 pp.

Archilla, A. R. (1996). Test and Evaluation of the TWOPAS Rural Traffic Simulation Model. Research Report prepared for The Pan-American Institute of Highways, Loan Staff Program in Federal Highway Administration, Turner-Fairbank Highway Research Center. McLean, Virginia.

Archilla, R. y Morrall, J. (1995). Traffic Characteristics on Two-lane Highway Downgrades. En *Transportation Research*, Vol 30, No. 2, Gran Bretaña, pp 119-133.

Brewer, M. A. y Venglar, S. P. (2010). Passing behavior of drivers on Super 2 highways in Texas. En: 4th International Symposium on Highway Geometric Design. Valencia, Spain.

DEVIMED S.A. (2007). CARRETERA Medellín – Bogotá, Propuesta para el mejoramiento del tramo Santuario – Caño Alegre. INAMBIENTE E.U. Medellín, Octubre.

FHWA. (2003). Manual on uniform traffic control devices for streets and highways. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

FHWA. (2009). Manual on uniform traffic control devices for streets and highways. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

FHWA. (2013). *Traffic Analysis Module Engineer's Manual*. Federal Highway Administration. Office of Safety Research and Development, Turner-Fairbank Highway Research Center, McLean, VA. September.

Federal Highway Administration (2010). Traffic Analysis Module Engineer's Manual. Interactive Highway Safety Design Model (IHSDM). Office of Safety Research and Development. Turner-Fairbank Highway Research Center. McLean, VA. USA.

Fernández de Cieza, A. O. y Archilla, A. R. (1994). *Velocidades Medias de los Vehículos del Parque Automotor Argentino – Modelo Matemático para Fuertes Pendientes Inclinationes en la Región del Cuyo*. Escuela de Ingeniería de Caminos de Montaña. Universidad de San Juan. Argentina.

Freedman, Z. and Al-Kaisy, A. (2013). Investigation of performance and lane utilization within a passing lane on a two lane rural highway. En: *International Journal for Traffic and Transport Engineering*, 2013, 3(3): 279 – 290.

Generalitat Valenciana. (2010). Puesta en servicio de la CV-13 entre la CV10 (Benlloch) y la AP7 (Torreblanca). Conselleria D'Infraestructures I Transport. Valencia (España). (Valencia A., V. G. (1998 a) Estudio de rampas en carreteras convencionales para la optimización del alineamiento y sus efectos operacionales, ambientales y económicos. Tesina de especialización. Universidad Politécnica de Valencia. Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. España.)

Glennon, J. C. (1988) "New and improved model of passing sight distance on two-lane highways". *Transportation Research Record* 1195, TRB National Research Council, Washington, DC, pp. 132-137.

Hassan, Yasser., Easa, S. M. y A. O. Abd El Halim. (1996). "Passing sight distance on two-lane highways: review and revision". *Transportation Research A*, Great Britain, Vol. 30. N°6, pp. 453-467.

Khan, A. M. et al. (1990). Heavy Vehicle Performance on Grade and Climbing Lane Criteria. *Research and Development Branch, Ministry of Transportation*. Ontario, Canadá. Noviembre, pp. x + 78.

Khan, A. M. et al. (1991). Cost-effectiveness of Passing Lanes: Safety, Level of Service, and Cost Factors. *Research and Development Branch, Ministry of Transportation*. Ontario, Canadá. Septiembre, pp. xi + 124.

Llorca, C., Moreno, A.T., Sayed, T., García, A., 2014. Sight Distance Standards Based on Observational Data Risk Evaluation of Passing. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 2404, 18–26. doi:10.3141/2404-03.

Llorca, C., García, A., Moreno, A.T., Pérez-Zuriaga, A.M., 2013. Influence of age, gender and delay on overtaking dynamics. *IET Intelligent Transport Systems* 7, 174–181. doi:10.1049/iet-its.2012.0147.

Llorca, C., García, A., 2011. Evaluation of Passing Process on Two-Lane Rural Highways in Spain with New Methodology Based on Video Data. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* 2262, 42–51. doi:10.3141/2262-05.

- May, A. D. (1991). Traffic Performance and Design of Passing Lanes. In *Transportation Research Record 1303*, TRB, National Research Council, Washington, D. C., pp. 63-73.
- McLean, John R. (1989) Two-lane highway traffic operations. Theory and practice. Australian Road Research Board. Worcester, Great Britain.
- Mendoza, A. y Mayoral, E. (1994). Economic Feasibility Procedure for Climbing Lanes on Two-Lane Roads in México. En: *Transportation Research Record 1457*, TRB, National Research Council, Washington, D. C., pp. 26-34.
- Mendoza, A. y Mayoral, E. (1996). Design Guidelines for Truck Lanes on Mexican Two-Lane Roads. En *Transportation Research Record 1523*, TRB, National Research Council, Washington, D. C., pp. 91-98.
- Ministerio de Fomento, 1987. Instrucción de Carreteras 8.2 IC: Señalización horizontal.
- Ministerio de Transporte y Universidad del Cauca. (1996). *Manual de Capacidad y Niveles de Servicio para Carreteras de dos Carriles. Segunda versión*. Universidad del Cauca e Instituto Nacional de Vías. Santafé de Bogotá, D. C. Colombia.
- Ministerio de Transporte (2013) El transporte en cifras. Santafé de Bogotá, D. C., Colombia.
- Morrall, J. y Thomson, W. (1990). *Planning and Design of Passing Lanes for the Trans-Canada Highways in Yoho National Park*. En *Canada Journal of Civil Engineering*, Vol. 17, N° 1. Canadá, Febrero pp. 79-86.
- Morrall, J. F y Werner, A. (1990). Measuring Level of Service of Two-Lane Highways by Overtakings. En *Transportation Research Record 1287*, TRB, National Research Council, Washington, D. C.
- NCHRP (1998). Capacity and quality of service of two-lane highways. NCHRP PROJECT 3-55(3). Tak 6, Enhance, calibrate, and validate the selected simulation model. TWOPAS model improvements.
- Pontificia Universidad Javeriana. (1997). Adaptación del modelo TWOPAS a las condiciones colombianas. Primera etapa. Pontificia Universidad Javeriana. Facultad de Ingeniería. Departamento de ingeniería civil. Santafé de Bogotá, D. C. Colombia.
- Radelat, G. (1995). Manual de ingeniería de tránsito. Obra en elaboración. Washington, DC. El autor.
- Radelat E, G. (2003). *Principios de Ingeniería de Tránsito*. Instituto de Ingenieros de Transporte-ITE. Washington, D.C.
- Rillet L. R., Hutchinson, B. G. Y Whitney, M. (1990). "Mechanics of the passing

maneuver and the impact of the large trucks". Transportation Research A., Great Britain, 24A (2), pp121-128.

Rocci B., A. (2000). *Un modelo para el análisis probabilista de las visibilidades y distancias relacionadas con la maniobra de adelantamiento entre los vehículos de una carretera convencional de dos carriles*. Actas IV Congreso de Ingeniería de Transporte – CIT 2000. Valencia, España. Junio. pp. 1273 –

St. John, A.D. and Kobett, D.R. (1978). *Grade Effects on Traffic Flow Stability and Capacity*, Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program 185.

St. John, A. D. y Harwood, D. W. (1991). Safety Considerations for Truck Climbing Lanes on Rural Highways. En: *Transportation Research Record 1303*, TRB, National Research Council, Washington, D. C., pp. 74-85.

Taylor, W. C. y Jain, M. K. (1991). Warrants for Passing Lanes. En *Transportation Research Record 1303*, TRB, National Research Council, Washington, D. C., pp. 83-91.

Texas Transportation Institute, The Texas A&M University (2001) Design Guidelines for passing lanes on two-lane roadways (Super 2). FHWA report 4061-1. Texas Department of Transportation Research and Technology Implementation Office, Austin, Texas pp 106.

Transportation Research Board (2010). *Highway Capacity Manual. HCM 2010*. Washington, D. C.: Transportation Research Board. E.U.

Transportation Research Board (2000). *Highway Capacity Manual. HCM 2010*. Washington, D. C.: Transportation Research Board. E.U.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (2008). Passing Sight Distance Criteria. NCHRP Report 605. Transportation Research Board, Washington, D.C.

Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia y Universidad del Cauca. (1993). Tiempos críticos de adelantamiento para carreteras de dos carriles. En: Memorias del Primer Seminario sobre Capacidad, Niveles de Servicio y Mejoras para Carreteras de Dos Carriles. Popayán. Noviembre. 23 pp.

Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia (1996). Efectos de la distancia de visibilidad en maniobras de adelantamiento. UPTC. Tunja, Colombia.

U.S Department of Transportation – FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. (1986) TWOPAS PROGRAMMER'S GUIDE. A programmer's Guide to TWOPAS – A microscopic computer Simulation Model of Traffic on Two-Lane, Two-Way Highways. Research Department and Technology. Turner-Fairbank Highway Research Center. McLean, Virginia (U.S.) July.



Wolhuter, K. M. y Polus, A. (1988). Uniform Delay Approach to Warrants for Climbing Lanes. In *Transportation Research Record 1195*, TRB, National Research Council, Washington, D. C., pp. 101-110.

K M, Wolhuter. (2001). A partial economical warrant for climbing lanes. En: 20th South African Transport Conference South Africa, 'Meeting the Transport Challenges in Southern Africa'. Document Transformation Technologies. 16 – 20 July.

YoungRok, Kima; SukKi, Leea; JaePil, Moona; JunHwa, Jeonga y JaiSung, Choib. (2012) A Study on Appropriate length of Passing Lane in Consideration of Traffic Characteristics of Two-Lane Roads in South Korea. En: *Procedia - Social and Behavioral Sciences* 43 (2012) 671 – 680. 8<sup>th</sup> International Conference on Traffic and Transportation Studies Changsha, China, August 1–3. Korea Institute of Construction Technology, Republic of Korea and University of Seoul, Seoul, Republic of Korea.

#### BIBLIOGRAFÍA RELACIONADA

AASHTO. (1977). *A Manual on User's Benefit Analysis of Highway and Bus-Transit Improvements.*, Washington, D. C.

BERG, T. (1998). A 2+1 Roads with Cable Barriers for Improved Traffic Safety. Proceedings of the Third International Symposium on Highway Capacity, Road Directorate, Ministry of Transport, Denmark, June.

Botswana Ministry of Works. 1982. *Botswana Road Design Manual*. Gaborone.

Glennon y C A. Joyner. (1969). Re-evaluation of Truck Climbing Characteristics for use in Geometric Design. *Journal of Texas Transportation Institute*.

GLENNON, J. C. (1970). *An Evaluation of Design Criteria for Overtaking Trucks Safely on Grades*. Highway Research Record 312, Highway Research Board. 93-112 pp.

Harwood, A. D. St. John, y D. L. Warren. (1985). Operational and Safety Effectiveness of Passing Lanes on Two-Lane Highways. En *Transportation Research Record 1026*, TRB, National Research Council, Washington, D. C., pp. 31-39.

Harwood, D. W. and St. John, A. D. (1985). *Passing Lanes and Other Operational Improvements on Two-Lane Highways*, Report N° FHWA/RD-85/028. Mc Lean, Virginia: Federal Highway Administration, December.

Harwood, D. W. & St. John, A. D. (1986). Operational effectiveness of passing lanes on two-lane highways. Report N° FHWA/RD-86/196. Federal Highway Administration. April.

- Harwood, D. W. and Hoban, C. J. (1987). *Low Cost Methods for Improving Traffic Operations on Two-Lane Roads*, Report N° FHWA-IP-87-2, Mc Lean, Virginia: U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- HOBAN, C. J., FAWCETT, G. J. y ROBINSON, G. K. (1985). A model for simulating traffic on rural roads: user guide and manual for TRARR version 3.0. Australian Road Research Board, Technical Manual, ATM N° 10A.
- Institute of Transportation Engineers. 1976. *Transportation and Traffic Engineering Handbook*. Prentice-Hall, N. J.
- LIEBERMAN, E. B. (1982). "Model for calculating safe passing sight distances on two-lane rural roads". *Transportation Research Record* 869, pp. 70-76.
- Messer C. J., (1983). Two-lane, two-way highway capacity. Final report of NCHRP Project 3-28A. Transportation Research Board.
- MORRALL J. F. (1986). *Design guidelines for passing lanes in the Mountain Parks. Planning and Design of Passing Lanes Short Course*, Department of Civil Engineering, The University of Calgary, Calgary, Alta. Citado en: J. MORRALL y W. THOMSON. 1990. Planning and Design of Passing Lanes for the Trans-Canada Highways in Yoho National Park. *En Canada Journal of Civil Engineering*, Vol. 17, N° 1. Canadá, Febrero pp. 79-86.
- National Association of Australian State Road Authorities. (1985). *Guide to the Geometric Design of Rural Roads*, Canberra.
- Normann, O.K. (1939). Preliminary results of highway capacity studies. Public roads 19, febrero. Pp.227, 228.Citado por: Radelat E, G. (2003). *Principios de Ingeniería de Tránsito*. Instituto de Ingenieros de Transporte-ITE. Washington, D.C.
- Polus, J. Craus, y Greenberg. (1981). Applying the Level-of-Service Concept to Climbing Lanes. En: *Transportation Research Record 806*, TRB, National Research Council, Washington, D. C.
- PRISK, C. W. (1941). Passing practices on rural highways. *Proceedings HRB*, vol 21, Highway Research Board. 366-378 pp.
- Roads and Transportation Association of Canada. 1976. *Geometric Design Standards for Canadian Roads and Streets*. Ottawa, Ontario.
- Solomon. (1964). *Accidents on Main Rural Highways Related to Speed, Driver and Vehicle*. FHWA, U. S. Department of Transportation, (reimpreso en 1974).
- VAN VALKENBERG, G. W. y MICHAEL, H. L. (1971). "Criteria for no passing zones". *Highway Research Record* 366, pp. 1-9.

WATANATADA, T., DHARESHWAR, A. M., y REZENDE LIMA, P. R. S. (1987). *Vehicle Speeds and Operating Costs: Models for Road Planning and Management*. Baltimore: Johns Hopkins.

WEABER, G. D. y GLENNON, J. C. (1971). *Passing performance measurements related to sight distance design*. Report 134-6, College Station, Texas: Texas Transport Institute, Texas A & M University, July.

WEABER, G. D. y WOODS, D. L. (1978). *Passing and no-passing signs, markings and warrants*. Report N° FHWA-RD-79-5, Washington, D. C.: U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, September.

Wolhuter. (1985). *Geometric Design of rural Roads*. Technical Recommendations for Highways 17. National Institute for Transport and Road Research, CSIR, Pretoria, South Africa.

## 14. Publicaciones de la tesis

A continuación, se detallan las diferentes publicaciones que se han llevado a cabo como resultado del desarrollo de la presente tesis doctoral. Se distingue entre aquellas que están directamente relacionadas con el trabajo de investigación, en las que se describen metodologías o resultados descritos en la tesis, y aquellas que, a pesar de no tener como objetivo la presentación de resultados conseguidos durante el desarrollo de la tesis, se basan en ellos. En este último caso se engloban publicaciones relacionadas con la consistencia del diseño geométrico, para las que se han estimado los perfiles de velocidad de operación necesarios mediante los modelos y reglas de construcción descritos en este trabajo de investigación.

### PUBLICACIONES DIRECTAMENTE RELACIONADAS

Valencia, V. (1998 b). *Justificaciones de carriles de ascenso en Colombia*. X Congreso Panamericano sobre Ingeniería de Tránsito y Transporte. 21 a 24 de septiembre. Santander (España).

Valencia, V. (2000). *Aspectos de la maniobra de adelantamiento en carreteras de dos carriles en Colombia y su relación con el TWOPAS*. Editores: Alfredo García y José Vicente Colomer. IV Congreso de Ingeniería del Transporte (CIT2000). Valencia (España).

Valencia, V. y García, A. (2002). *Estudio experimental de la maniobra de adelantamiento en carreteras de dos carriles en Colombia*. Editores: Ángel Ibeas y José María Díaz y Pérez de la Lastra. V Congreso de Ingeniería del Transporte (CIT2002). Santander (España). 11 al 13 de junio.

Valencia, V. y García, A. (2009). Aproximación a la justificación técnica de carriles de ascenso en Colombia mediante simulación. En: Memorias XIV Congreso Chileno de Transporte. Universidad de Concepción. Concepción (Chile). 5 a 9 de septiembre.

Valencia, V. y García, A. (2010). Procedures to Facilitate Passing on Conventional Highways by Means of Simulation. En: Proceedings of 4th International Symposium on Highway Geometric Design. Valencia (España). Junio 1 al 5.

#### OTRAS PUBLICACIONES RELACIONADAS

Valencia, V. G., Bedoya, V. E. y Osorno, M. E. (1996) Relación Peso/Potencia de Vehículos Pesados en Colombia. En: Memorias del IX Congreso Panamericano de Ingeniería de Tránsito y Transporte. Diciembre 6. La Habana (Cuba).





## A. ANEXOS

### A.I ANEXO I. MANUAL DEL MODELO TWOPAS (TAM-IHSDM´2014) CALIBRADO

#### A.I.1 Datos de entrada del IHSDM según niveles de especificación.

Tabla A.I.1 Datos de entrada del IHSDM según niveles de especificación.

Proyecto	Carretera		Evaluación
Título	Título		Título
Comentarios	Comentario		Comentario
Descripción	Descripción		Descripción
Sistema de unidades			
	Peralte máximo		
	Bombeo normal por defecto		
			Datos de entrada (Ver Cuadro N°2)
	Trazado horizontal	Abscisas de: Tangente, curva simple, espiral y ángulo de deflexión.	
	Trazado vertical	Abscisas de: Tangente y Punto de inflexión vertical relacionando pendientes longitudinales	
	Características generales	Tipo de terreno, clase funcional de la vía, velocidad de diseño, velocidad deseada, Percentil 85 de la velocidad de operación, velocidad límite, Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) y su crecimiento anual, Volumen horario de diseño y volumen de la hora pico o punta.	
	Sección transversal de la vía	Bombeo, características del carril para movimiento de frente, características físicas del carril de adelantamiento, características físicas del carril de ascenso, características físicas del carril exclusivo de giro, holgura del carril, características físicas del carril de giro a izquierda para los dos sentidos de circulación, sobreancho en curvas, tipo de pavimento, tipo de superficie, características de la berma, variación	

		de la berma y características de puentes.	
	Sección transversal del entorno	Talud interior, cuneta de la zona lateral, talud exterior, distancia a la obstrucción, categoría del riesgo de la zona lateral, densidad de accesos, Ciclorutas.	
	Norma específica de revisión	Ubicación de maniobras con Distancias de Visibilidad de Decisión específicas.	
	Consideraciones para el análisis de tránsito	Localización de estaciones, zonas a velocidad de régimen, zonas con distancia de visibilidad de adelantamiento disponible, zonas con velocidad reducida y Zonas de adelantamiento prohibido.	
	Datos sobre accidentalidad		

## A.I.2 Datos de entrada al TAM por pasos.

Tabla A.I.2. Datos de entrada al TAM por pasos.

Evaluación		
Revisión de normas		
Predicción de accidentes		
Consistencia del diseño		
Análisis de tránsito (Traffic Analysis Module-TAM)		
	Titulo	
	Comentario	
	Descripción de la eva-	



	luación	
	Datos de entrada	<p><b>Primer paso:</b></p> <p>Fronteras de la evaluación (abscisas) generada automáticamente con la información geométrica ingresada en el nivel Carretera.</p> <p>Nombre de la configuración.</p> <p>Trazado antes de la carretera.</p>
		<p><b>Segundo paso:</b></p> <p>Volumen, porcentaje de vehículo en grupos (puede ser generado automáticamente), porcentaje de camiones y de vehículos recreativos.</p>
		<p><b>Tercer paso:</b></p> <p>Velocidades deseadas.</p> <p>Valor medio.</p> <p>Desviación estándar.</p>
		<p><b>Cuarto paso:</b></p> <p>Periodo de prueba, periodo de preparación del modelo, opciones de usar la distancia de visibilidad mínima, especificar dicha distancia, opciones de utilizar el archivo por defecto que define el usuario para el TWOPAS (Use TWOPAS User Default File) y mostrar el archivo INP de TWOPAS antes de ejecutarlo (Show TWOPAS INP tile before run); generar y editar las semillas de números aleatorios.</p>
		<p><b>Quinto paso:</b></p> <p>Parámetros de gráficos.</p>
		<p><b>Sexto paso:</b></p> <p>IHSDM revisa los datos con aquellos que requiere la evaluación indicando los que necesitan corrección y resume información ya</p>

		especificada.
		<b>Séptimo paso:</b> Opción de ejecutar la evaluación o regresar a los pasos anteriores; resumen de las características de la evaluación.

### A.I.3 Opciones para modificar los datos de entrada y parámetros de simulación del TWOPAS

Tabla A.I.3. Opciones para modificar los datos de entrada y parámetros de simulación del TWOPAS, U.S DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (1986) y FHWA (2010)

Administration Tool		"Use TWOPAS User Default File" (Usar el archivo por defecto del usuario del TWOPAS) TWPSUSER.TDF			evaluation.1.TAM.INP		
		Datos necesarios para TWOPAS			Datos obligatorios	Comentario	Nº y Título de la ejecución.
						Controles de simulación:	Tempos de ejecución, intervalo de revisión, supresión de adelantamientos después de curva a derecha.
						Otros controles:	Uso de archivo con valores por defecto, longitud, estaciones con DVA, probabilidad de considerar adelantamiento por intervalo.
						Tránsito	Volumen, porcentaje de pelotones y trazado a la entrada por

							sentido.
						Tránsito	Composición vehicular por sentido.
						Velocidad deseada	Promedio, límites inferior y superior, factores de uso de potencia, desviación estándar por categoría de vehículo y por sentido, desviaciones de velocidad respecto al auto.
						Velocidad de entrada máxima por tipo de vehículo por sentido	Velocidad de entrada máxima por tipo de vehículo por sentido.
						Conductor	Factor de sensibilidad en el seguimiento de vehículos (ZKCOR), tipología según nivel de riesgo.
					Datos opcionales:	Semillas de números aleatorios.	
						Distancias de visibilidad de adelantamiento por sentido.	
						Regiones de pendiente.	

						Curvas horizontales	Abscisas de inicio, radio, peralte y ángulo de deflexión.
						Regiones con velocidad de régimen en pendientes descendentes	Abscisas de inicio y terminación, velocidad promedio y desviación estándar por sentido.
						Zonas de adelantamiento por sentido.	
						Características de camiones:	Peso/potencia, Peso/área frontal, longitud, factor corrector de potencia y de resistencia aerodinámica.
						Características operacionales de los vehículos recreativos y autos:	Operación en descensos, uso de la aceleración máxima,seudomáxima velocidad y longitud.
						Zonas con velocidad reducida por anchura de carril y/o berma y/u otra condición:	Abscisas de inicio y terminación, velocidad promedio y desviación estándar por sentido.
						Localización de estaciones y subsecciones de carretera para el	

					resumen de resultados.	
Características generales	Distancia de Visibilidad de Adelantamiento mínima.	Datos necesarios para TWOPAS	Distancia Visibilidad de Adelantamiento mínima (SMIN)		Datos necesarios para TWOPAS	
	Distancia de Visibilidad de Adelantamiento Nominal		Distancia de Visibilidad Nominal (SNOM)			Estaciones con DVA
	Probabilidad de reconsideración del adelantamiento.		Probabilidad de reconsiderar el adelantamiento por intervalo (PREC)			Probabilidad de considerar adelantamiento por intervalo.
			Trazado a la entrada de la carretera en dirección 1 (NPUG(1)).			Trazado a la entrada por cada sentido
			Trazado a la entrada de la carretera en la dirección 2 (NPUG(2)).			Trazado a la entrada por cada sentido
	Factor de seguimiento de vehículos		Factor de sensibilidad en el seguimiento de vehículos (ZKCOR).			Factor de sensibilidad en el seguimiento de vehículos (ZKCOR).
	Límite inferior de la velocidad deseada en desviaciones estándar					Velocidad deseada: límites inferior y superior
	Límite superior de la velocidad deseada en					Velocidad deseada: límites inferior

	desviaciones estándar						y superior
	Factor de restricción de uso de la potencia en desviaciones estándar						
	Factor de restricción de uso de la potencia en pendiente cero en desviaciones estándar						
	Altura del ojo del conductor						
	Altura del objeto.						
Conductor	Tipo de Factor Estocástico del Conductor.		Factor estocástico por tipo de conductor (BKMP(KDT)).				Tipología según nivel de riesgo.
Camión	Peso/Potencia Neta	Datos opcionales para TWOPAS:	Características de los camiones:	Peso/potencia neta por tipo de camión (WOHP).	Datos opcionales para TWOPAS:	Características de los camiones	Peso/potencia
	Peso/Área Frontal Proyectada			Peso/área frontal proyectada por tipo de camión (WOA).			Peso/área frontal
	Longitud			Longitud de cada tipo de camión (FLG).			Longitud
	Factor de Corrección de la Potencia			Factor de corrección de potencia por altitud por tipo de camión (CPE).			Factor corrector de potencia

	Factor de Corrección del Arrastre Aero-dinámico			Factor de corrección del arrastre aerodinámico por altitud por tipo de camión (CDE).			Factor de resistencia aerodinámica
	Velocidad Máxima de Entrada al lado derecho	Datos necesarios para TWOPAS			Datos necesarios para TWOPAS		Velocidad de entrada máxima por tipo de vehículo por sentido.
	Velocidad Máxima de Entrada al lado izquierdo						Velocidad de entrada máxima por tipo de vehículo por sentido.
	Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera		Proporción por tipo de vehículo en cada dirección (FRC(1,KVT); FRC(2,KVT)).				Composición vehicular por sentido.
	Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera		Proporción por tipo de vehículo en cada dirección (FRC(1,KVT); FRC(2,KVT)).				Composición vehicular por sentido.
Vehículos recreativos	Numero de Control	Datos opcionales para TWOPAS:	Características de los vehículos recreativos y autos:	Número de control del tipo de vehículo hasta el cual usará las regiones con velocidad de régimen en descenso. (KCWLF).	Datos opcionales para TWOPAS:	Características operacionales de los vehículos recreativos y autos:	Operación en pendientes descendentes
	Aceleración Máxima			Aceleración máxima usando la potencia disponible máxima por tipo de vehículo (PO).			Uso de la aceleración máxima
	Velocidad			Velocidad Seudomáxima con			Seudomáxima

	Seudomáxima			pendiente cero usando la potencia disponible máxima por tipo de vehículo (SP1).			velocidad
	Longitud			Longitud (FLG).			Longitud
	Velocidad Máxima de Entrada al lado derecho	Datos necesarios para TWOPAS			Datos necesarios para TWOPAS		Velocidad de entrada máxima por tipo de vehículo por sentido.
	Velocidad Máxima de Entrada al lado izquierdo						Velocidad de entrada máxima por tipo de vehículo por sentido.
	Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera		Proporción por tipo de vehículo en cada dirección (FRC(1,KVT); FRC(2,KVT)).				Composición vehicular por sentido.
	Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera		Proporción por tipo de vehículo en cada dirección (FRC(1,KVT); FRC(2,KVT)).				Composición vehicular por sentido.
Automóviles:	Numero de Control	Datos opcionales para TWOPAS:	Características de los vehículos recreativos y autos:	Número de control del tipo de vehículo hasta el cual usará las regiones con velocidad de régimen en descenso (KCWLF).	Datos opcionales para TWOPAS:	Características operacionales de los vehículos recreativos y autos:	Operación en pendientes descendentes
	Aceleración Máxima			Aceleración máxima usando la potencia disponible máxima por tipo de			Uso de la aceleración máxima



				vehículo (PO).			
	Velocidad Seudomáxima			Velocidad Seudomáxima con pendiente cero usando la potencia disponible máxima por tipo de vehículo (SP1).			Seudomáxima velocidad
	Longitud			Longitud (FLG).			Longitud
	Velocidad máxima de entrada al lado derecho	Datos necesarios para TWOPAS			Datos necesarios para TWOPAS		Velocidad de entrada máxima por tipo de vehículo por sentido.
	Velocidad máxima de entrada al lado izquierdo						Velocidad de entrada máxima por tipo de vehículo por sentido.
	Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera		Proporción por tipo de vehículo en cada dirección (FRC(1,KVT); FRC(2,KVT)).				Composición vehicular por sentido.
	Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera		Proporción por tipo de vehículo en cada dirección (FRC(1,KVT); FRC(2,KVT)).				Composición vehicular por sentido.
		Datos opcionales para TWOPAS:	Carriles de adelantamiento:	Código identificador del tipo de zona (JPS).	Datos opcionales para TWOPAS:		
				Carril usado por los conductores al adicionarlo en el extremo inicial de un carril de adelantamiento			

			Regiones con velocidad de régimen en descenso (CW):	Número total de regiones con velocidad de régimen en ambas direcciones (TOTCWL).		Regiones con velocidad de régimen en descensos	
				Dirección en la cual está localizada esta región de velocidad de régimen (JD).			
				Inicio de la región (XCWN(KCW)).			Abscisas de inicio y terminación
				Terminación de la región (CW2(KCW)).			Abscisas de inicio y terminación
				Velocidad de régimen promedio (CSO).			Velocidad promedio
				Desviación estándar de las velocidades de régimen en esta región (SCWL).			Desviación estándar por cada sentido de circulación
		Datos en el código del TWOPAS	CAR	KT=Código más grande de los vehículos que usan la ecuación de comportamiento de camión.			
			DRPL	DEOL (DEDL)=Distancia de prueba desde el carril que se reduce (pies). DSGN=Distancia de prueba asociada con la señalización de la reducción del			

				<p>carril (pies).</p> <p>TEOLHI=Tiempo de prueba (El más grande) comparado con el tiempo proyectado (s) para alcanzar el carril que se reduce.</p> <p>TEOLLO= Tiempo de prueba (El más pequeño) comparado con el tiempo proyectado (s) para alcanzar el carril que se reduce.</p>			
			DPT1	<p>ACRIT = decel - chng follower's excess spd GAPC.</p> <p>AED= typical pos acceleration CRFW2.</p> <p>REE= max pos. deceleration CRFW2 &amp; GENTB.</p> <p>RJERK= max pos rate of change of accel. CRFW2.</p> <p>THP= max time hdwy for platoon members DSTA.</p> <p>MXPT= max time hdwy for platoon members EPLAT.</p>			
			PLHDWY	<p>PLHDWY=Intervalo máximo entre miembros de un pelotón y su líder. Por defecto = 4,0.</p>			
			RE	<p>RE=Tasa de aceleración más extrema o de</p>			

			emergencia. Por defecto = $-15,0$ pies/ $s^2$ .			
		REUB3	RB=Coeficiente del término no lineal de velocidades en el modelo de seguimiento Pitt-KLD. Por defecto = 0,1.  RC= Demora en la respuesta del conductor en el modelo de seguimiento de vehículos Pitt-KLD. Por defecto = 0,3.			
		RVMAX	RVMAX= Velocidad máxima. Por defecto = 120 pies/s.			
		TRK	AD= Deceleración usada en el cálculo de velocidades de aproximación a curvas y zonas con velocidad de régimen. Por defecto = $3,5$ pies/ $s^2$ .			
		VC	KC= Índice más grande de los tipos de vehículos que usan velocidades de régimen en descensos.  C0= Constante en la aceleración del camión en el cambio de marcha (pies/s).  C1= Coeficiente de velocidad en			

				la ecuación de aceleración del camión en el cambio de marcha.			
			ZKF	ZKF= Densidad a flujo libre (veh/milla), parámetro en el cálculo de ZK(1). Por defecto = 20,0. ZK(l)=Factor de brecha del modelo de seguimiento de vehículos Pitt-KLD (s),			
			ZKJ	ZKJ= Densidad de congestión (veh/milla), parámetro en el cálculo de ZK(l). Por defecto = 210,0.			
			ZL	ZL= Factor de calibración usado en cálculo de ZK(l). Por defecto = 2,2.			
			ZM	ZM= Factor de calibración usado en cálculo de ZK(l). Por defecto = 0,6.			
			ZUF	ZUF= Velocidad a densidad de flujo libre (millas/hora) usado en cálculo de ZK(l). Por defecto = 55,0.			
			DFT2	P41 (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob.  SON (1 A 38) = coefs. to compute			

				pass acceptance prob.  SOP (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob.  SSN (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob.  SSP (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob.			
		Constantes en el código del TWOPAS	DFT3	FSPDP(1 A 2) = spd inc. fact. of pass.vehs. SPDN & ST14.			

#### A.I.4 Resumen de valores de variables y parámetros del TWOPAS modificados para la calibración.

Tabla A.I.4. Resumen de valores de variables y parámetros del TWOPAS modificados para la calibración.

NOMBRE DEL DATO	NOMBRE DE LA VARIABLE	VALOR POR DEFECTO	VALOR ESPECIFICADO PARA CALIBRAR	TIPO DE DATO	INGRESO AL IHSDM O TAM
Peralte máximo			10%		Carretera
Bombeo normal por defecto			-2.0%		
Trazado horizontal: Abscisas de: Tangente, curva simple, espiral y ángulo de deflexión.			VER: <a href="#">alignment Totoro a Margaritas v2.xls</a>		
Trazado vertical: Abscisas de: Tangente y Punto de			VER: <a href="#">alignment Totoro a Margaritas v2.xls</a>		

inflexión vertical relacionando pendientes longitudinales					
Características generales: Tipo de terreno, clase funcional de la vía, velocidad de diseño, velocidad deseada, Percentil 85 de la velocidad de operación, velocidad límite, Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) y su crecimiento anual, Volumen horario de diseño y volumen de la hora pico o punta.			<p>Terrain: De 3+387.630 a 12+173.970, Mountainous</p> <p>Functional Class: De 3+387.630 a 12+173.970, Arterial</p> <p>Design Speed: De 3+387.630 a 12+173.970, 60 km/h.</p> <p>Desired Speed: De 3+387.630 a 12+173.970, 75 km/h.</p> <p>85th Percentile Speed: De 3+387.630 a 12+173.970, both, 75 km/h.</p> <p>Posted Speed: De 3+387.630 a 12+173.970, both, 60 km/h.</p> <p>Annual Average Daily Traffic: No se especificó.</p> <p>Design Hour Volume: No se especificó.</p> <p>Peak Hour Volume: No se especificó.</p>		
Sección transversal de la vía: Bombeo, características del carril para movimiento de frente, características físicas del carril de adelantamiento, características físicas del carril de ascenso, características físicas del carril exclusivo de giro, holgura del carril, características físicas del carril de giro a izquierda para los dos sentidos de circulación,			<p>Cross Slope: VER: <a href="#">alignment Totoro a Margaritas v2.xls</a></p> <p>Thure Lane: VER: <a href="#">alignment Totoro a Margaritas v2.xls</a></p> <p>Passing Lane: No se especificó.</p> <p>Climb Lane: No se especificó.</p> <p>Turn Lane:</p> <p>Lane Offset:</p> <p>Two-way Left Turn Lane:</p> <p>Curve Widening:</p> <p>Pavement Type:</p> <p>Surface Type:</p> <p>Shoulder Section: VER: <a href="#">alignment Totoro a Margaritas v2.xls</a></p> <p>Shoulder Roundindg: No se especificó.</p> <p>Bridge: No se especificó</p>		

sobreancho en curvas, tipo de pavimento, tipo de superficie, características de la berma, variación de la berma y características de puentes.					Eva-lua-ción
Sección transversal del entorno: Talud interior, cunetas, talud exterior, distancia a la obstrucción, categoría del riesgo del entorno, densidad de entradas ubicación de infraestructura para bicicletas.			Roadside Foreslope: No se especificó Roadside Hazard Rating: No se especificó Roadside Ditch: No se especificó. Roadside Backslope: No se especificó. Obstruction Offset: VER:alignment Totoro a Margaritas v2.xls Driveway Density: No se especificó. Bike Facility: No se especificó		
Norma específica de revisión: Ubicación de maniobras con Distancias de Visibilidad de Decisión específicas.			Policy Review Specific:No se especificaron		
Consideraciones para el análisis de tránsito: Localización de estaciones, zonas a velocidad de régimen, zonas con distancia de visibilidad de adelantamiento disponible, zonas con velocidad reducida y Zonas de adelantamiento prohibido			Report Location: VER:alignment Totoro a Margaritas v2.xls Crawl Region:NO SE ESPECIFICARON Available Passing Sight Distance VER:alignment Totoro a Margaritas v2.xls Reduced Speed Zone:NO SE ESPECIFICARON No Passing Zone: VER:alignment Totoro a Margaritas v2.xls		
Fronteras de la evaluación			Evaluation bounds: Minimum sta-		



(abscisas) generada automáticamente con la información geométrica ingresada en el nivel Carretera. Nombre de la configuración. Trazado antes de la carretera			<p>tion(m)=3+387.630 Maximum station(m)=12+173.970 Configuration: Configuración4 Upstream Alignment: Increasing stations = Level Sharp Curves. Decreasing stations=Steep Grade.</p>		
Volumen, porcentaje de vehículo en grupos (puede ser generado automáticamente), porcentaje de camiones y de vehículos recreativos	Porcentaje de vehículo en grupos	Generado con una ecuación en función del volumen	<p>Estimado con mediciones de campo. Traffic Flow: Increasing stations: Vehicle Flow rate (vph)=177 Entering platoons(%)=27 Percent Trucks (%)=19 Percent RVs(%)=2 Decreasing stations: Vehicle Flow rate (vph)=179 Entering platoons(%)=38 Percent Trucks (%)=26. Percent RVs(%)=0</p>		
Velocidades deseadas. Valor medio. Desviación estándar			<p>Desired Speed: Increasing stations: Passenger Car-Mean (kmph)=79.2 Passenger Car-STd Dev (kmph)= 8.5 Truck-Mean (kmph)=59.4 Truck- STd Dev (kmph)= 10.0 RV-Mean (kmph)=61.6 RV-STd Dev (kmph)= 8.5 Decreasing stations: Passenger Car-Mean (kmph)=78.1 Passenger Car-STd Dev (kmph)= 7.7 Truck-Mean (kmph)=61.6 Truck- STd Dev (kmph)= 6.2 RV-Mean (kmph)=55.0 RV-STd Dev (kmph)= 6.2</p>		
Periodo de prueba. Periodo de preparación del modelo. Opciones de usar la distan-	Test Period (min) (TTES) Warm-up Period (min) (TWRM)	60.0 min 10 min	<p>Test Period: 60.0 min Warm-up Period: 20 min Use Min Sight Dist When Missing: NO SELECCIONADA Min Sight Dist: 120.00 m (394 pies)</p>		

<p>cia de visibilidad mínima. Especificar dicha distancia. Opciones de utilizar el archivo por defecto que define el usuario para el TWOPAS (Use TWOPAS User Default File). Mostrar el archivo INP de TWOPAS antes de ejecutarlo (Show TWOPAS INP file before run). Generar y editar las semillas de números aleatorios.</p>	<p>Use Min Sight Dist When Missing Min Sight Dist (m) (SMIN) Use TWOPAS User Default File Show TWOPAS INP file before run Simulations Seeds Entering Headway Increasing stations (NSRAND( 1)) Decreasing stations (NSRAND( 2)) Entering Speed Increasing stations (NSRAND( 3)) Decreasing stations (NSRAND( 5)) Priming and passing (NSRAND( 4))</p>		<p>Use TWOPAS User Default File: NO SELECCIONADA. Show TWOPAS INP file before run: NO SELECCIONADA. Simulations Seeds Entering Headway Increasing stations: 81250132 Decreasing stations: 33333334 Entering Speed Increasing stations: 70867724 Decreasing stations: 16532240 Priming and passing: 52338126</p>		
<p>Parámetros de gráficos</p>					
<p>IHSDM revisa los datos con aquellos que requiere la evaluación indicando los que necesitan corrección y resume información ya especificada.</p>					
<p>Opción de ejecutar la</p>					

evaluación o regresar a los pasos anteriores; resumen de las características de la evaluación					
Distancia de Visibilidad de Adelantamiento mínima.	SMIN	0	120 m (394 pies)	Características generales	Administration Tool
Distancia de Visibilidad de Adelantamiento Nominal	SNOM	3000 pies	¿ m (1972 pies)		
Probabilidad de reconsideración del adelantamiento	PREC	0.20	0.40		
Factor de seguimiento de vehículos	ZKCOR	0.80	0.80		
Límite inferior de la velocidad deseada en desviaciones estándar	SIGSM	0.6293 pie/s	0.6293 pie/s		
Límite superior de la velocidad deseada en desviaciones estándar	SIGBG	1.6293 pie/s	1.6293 pie/s		
Factor de restricción de uso de la potencia en desviaciones estándar	FPO	0.730 desviaciones estándar	0.73 desviaciones estándar		
Factor de restricción de uso de la potencia en pendiente cero en desviaciones estándar	FP1	0.900 desviaciones estándar	0.90 desviaciones estándar		
Altura del ojo del conductor	¿	42.1 pulgadas	42.1 pulgadas		
Altura del objeto.	¿	42.1 pulgadas	42.1 pulgadas		

Tipo de Factor Estocástico del Conductor.	BKPM(KDT), KDT=1,10	BKPM(1)=0.43 BKPM(2)=0.51 BKPM(3)=0.57 BKPM(4)=0.65 BKPM(5)=0.76 BKPM(6)=0.91 BKPM(7)=1.13 BKPM(8)=1.34 BKPM(9)=1.58 BKPM(10)=2.12	BKPM(1)=0.43 BKPM(2)=0.51 BKPM(3)=0.57 BKPM(4)=0.65 BKPM(5)=0.76 BKPM(6)=0.91 BKPM(7)=1.13 BKPM(8)=1.34 BKPM(9)=1.58 BKPM(10)=2.12	Conductor	
Peso/Potencia Neta	WOHP(KVT)	WOHP(1)=228.00 lbs/HP WOHP(2)=176.00 lbs/HP WOHP(3)=140.00 lbs/HP WOHP(4)=76.00 lbs/HP	WOHP(1)=196.70 lbs/HP WOHP(2)=157.54 lbs/HP WOHP(3)=144.37 lbs/HP WOHP(4)=108.26 lbs/HP	Camión	
Peso/Área Frontal Proyectada	WOA(KVT)	WOA(1)=682.00 pie² WOA(2)=462.00 pie² WOA(3)=340.00 pie² WOA(4)=174.00 pie²	WOA(1)=911.78 pie² WOA(2)=544.15 pie² WOA(3)=310.84 pie² WOA(4)=270.50 pie²		
Longitud	FLG(KVT),	FLG(1)=65.00 pies FLG(2)=65.00 pies FLG(3)=65.00 pies FLG(4)=30.00 pies	FLG(1)=46.27 pies FLG(2)=32.41 pies FLG(3)=30.60 pies FLG(4)=29.07 pies		
Factor de Corrección de la Potencia	CPE(KVT)	CPE(1)=1.0000 CPE(2)=1.0000	CPE(1)=1.0000 CPE(2)=1.0000 CPE(3)=1.0000 CPE(4)=1.0000		

		CPE(3) =1.0000 CPE(4) =1.0000			
Factor de Corrección del Arrastre Aero-dinámico	CDE(KVT)	CDE(1) =0.9570 CDE(2) =0.9570 CDE(3) =0.9570 CDE(4) =0.9570	CDE(1) =1.0000 CDE(2) =1.0000 CDE(3) =1.0000 CDE(4) =1.0000		
Velocidad Máxima de Entrada al lado derecho	VENTR(1,K VT)	VENTR(1,1) )=102.27 mi/h VENTR(1,2) )= =102.27mi/ h VENTR(1,3) )= =102.27mi/ h VENTR(1,4) )= =102.27mi/ h	VENTR(1,1)=29.83 mi/h VENTR(1,2) =30.62 mi/h VENTR(1,3) =29.18 mi/h VENTR(1,4) =44.51 mi/h		
Velocidad Máxima de Entrada al lado izquierdo	VENTR(2,K VT)	VENTR(2,1) )= 102.27 mi/h VENTR(2,2) )= 102.27 mi/h VENTR(2,3) )= 102.27 mi/h VENTR(2,4) )= 102.27 mil/h	VENTR(2,1)=29.35 mi/h VENTR(2,2) =28.7 mi/h VENTR(2,3) =33.36 mi/h VENTR(2,4) =48.59 mi/h		
Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera	FRC(1,KVT)	FRC(1,1)=1 2.00 FRC(1,2)=2 5.60 FRC(1,3)=3 4.00 FRC(1,4)=2 8.40	FRC(1,1)=9.00 FRC(1,2)=18.00 FRC(1,3)=39.00 FRC(1,4)=33.00		
Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera	FRC(2,KVT)	FRC(2,1)=1 2.00 FRC(2,2)=2 5.60 FRC(2,3)=3 4.00 FRC(2,4)=2 8.40	FRC(2,1)=13.00 FRC(2,2)=21.00 FRC(2,3)=34.00 FRC(2,4)=32.00		

Numero de Control	KCWLF	1	0	Vehículos recreativos	
Aceleración Máxima	PO(KVT)	PO(5)=9.00 pies/(s*s) PO(6) =11.00 pies/(s*s) PO(7) =12.50 pies/(s*s) PO(8) =14.00 pies/(s*s)	<b>PO(5)=6.74 pies/(s*s)</b> PO(6) =11.00 pies/(s*s) PO(7) =12.50 pies/(s*s) PO(8) =14.00 pies/(s*s)		
Velocidad Seudomáxima	SP1(KVT)	SP1(5)=75. 00 milla/h SP1(6) =78.41 milla/h SP1(7) =81.82 milla/h SP1(8) =85.23 milla/h	<b>SP1(5)=85.19 milla/h</b> SP1(6) =78.41 milla/h SP1(7) =81.82 milla/h SP1(8) =85.23 milla/h		
Longitud	FLG(KVT)	FLG(5)=36. 00 pies FLG(6) =28.00 pies FLG(7) =21.00 pies FLG(8) =32.00 pies	<b>FLG(5)=16.77 pies</b> FLG(6) =28.00 pies FLG(7) =21.00 pies FLG(8) =32.00 pies		
Velocidad Máxima de Entrada al lado derecho	VENTR(1,K VT)	VENTR(1,5) )= 102.27 mi/h VENTR(1,6) )=102.27 mi/h VENTR(1,7) )=102.27 mi/h VENTR(1,8) )=102.27 mi/h	<b>VENTR(1,5)=34.93 mi/h</b> VENTR(1,6)=102.27 mi/h VENTR(1,7) =102.27 mi/h VENTR(1,8) =102.27 mi/h		
Velocidad Máxima de Entrada al lado izquierdo	VENTR(2,K VT)	VENTR(2,5) )= 102.27 mi/h VENTR(2,6) )=102.27 mi/h VENTR(2,7) )=102.27 mi/h VENTR(2,8) )=102.27	<b>VENTR(2,5)=31.31 mi/h</b> VENTR(2,6) =102.27 mi/h VENTR(2,7) =102.27 mi/h VENTR(2,8) =102.27 mi/h		

Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera	FRC(1,KVT)	mi/h FRC(1,5)=1 0.00 FRC(1,6)=4 0.00 FRC(1,7)=1 0.00 FRC(1,8)=4 0.00	FRC(1,5)=100.00 FRC(1,6)=0.00 FRC(1,7)=0.00 FRC(1,8)=0.00		Automóviles:
Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera	FRC(2,KVT)	FRC(2,5)=1 0.00 FRC(2,6)=4 0.00 FRC(2,7)=1 0.00 FRC(2,8)=4 0.00	FRC(2,5)=0.00 FRC(2,6)=0.00 FRC(2,7)=0.00 FRC(2,8)=0.00		
Numero de Control	KCWL	0	0		
Aceleración Máxima	PO(KVT)	PO(9)=11.1 7 pies/(s*s) PO(10) =11.99 pies/(s*s) PO(11) =12.77 pies/(s*s) PO(12) =13.22 pies/(s*s) PO(13) =14.10 pies/(s*s)	PO(9)=10.05 pies/(s*s) PO(10) =10.79 pies/(s*s) PO(11) =11.49 pies/(s*s) PO(12) =11.90 pies/(s*s) PO(13) =12.69 pies/(s*s)		
Velocidad Seudomáxima	SP1(KVT)	SP1(9)=76.91 milla/h SP1(10) =80.32 milla/h SP1(11) =82.57 milla/h SP1(12) =86.59 milla/h SP1(13) =97.30 milla/h	SP1(9)=69.22 milla/h SP1(10) =72.29 milla/h SP1(11) =74.31 milla/h SP1(12) =77.93 milla/h SP1(13) =87.57 milla/h		
Longitud	FLG(KVT)	FLG(9)=13.00 pies FLG(10) =14.00 pies FLG(11) =16.00 pies FLG(12) =17.00 pies	FLG(9)=10.10 pies FLG(10) =11.96 pies FLG(11) =13.81 pies FLG(12) =15.66 pies FLG(13) =17.51 pies		

		FLG(13) =18.00 pies			
Velocidad máxima de entrada al lado derecho	VENTR(1,K VT)	VENTR(1,9) )=102.27 mi/h VENTR(1,1 0)=102.27 mi/h VENTR(1,1 1)=102.27 mi/h VENTR(1,1 2)=102.27 mi/h VENTR(1,1 3)=102.27 mi/h	VENTR(1,9)=42.79 mi/h VENTR(1,10)=42.79 mi/h VENTR(1,11)=42.79 mi/h VENTR(1,12)=42.79 mi/h VENTR(1,13)=42.79 mi/h		
Velocidad máxima de entrada al lado izquierdo	VENTR(2,K VT)	VENTR(2,9) )= 102.27 mi/h VENTR(2,1 0)=102.27 mi/h VENTR(2,1 1)=102.27 mi/h VENTR(2,1 2)=102.27 mi/h VENTR(2,1 3)=102.27 mi/h	VENTR(2,9)=44.21 mi/h VENTR(2,10)=44.21 mi/h VENTR(2,11)=44.21 mi/h VENTR(2,12)=44.21 mi/h VENTR(2,13)=44.21 mi/h		
Porcentaje de vehículos al lado derecho de la carretera	FRC(1,KVT )	FRC(1,9)=1 0.00 FRC(1,10)= 15.00 FRC(1,11)= 20.00 FRC(1,12)= 25.00 FRC(1,13)= 30.00	FRC(1,9)= 39.82 FRC(1,10)= 44.80 FRC(1,11)=12.67 FRC(1,12)= 1.81 FRC(1,13)= 0.9		
Porcentaje de vehículos al lado izquierdo de la carretera	FRC(2,KVT )	FRC(2,9)=1 0.00 FRC(2,10)= 15.00 FRC(2,11)= 20.00 FRC(2,12)= 25.00 FRC(2,13)= 30.00	FRC(2,9)= 39.82 FRC(2,10)= 44.80 FRC(2,11)=12.67 FRC(2,12)= 1.81 FRC(2,13)= 0.90		
Carriles de adelantamiento		NO SE CONSIDERE	NO SE UTILIZÓ.	Datos opcio-	"Use TWOPAS



to: Código identi- ficador del tipo de zona (JPS). Carril usado por los conduc- tores al adicio- narlo en el extremo inicial de un carril de adelantamiento		RAN.		nales para TWOP AS:	<b>User De- fault File” TWPSUS- ER.TDF</b>
Regiones con velocidad de régimen en descenso (CW): Número total de regiones con velocidad de régimen en ambas direc- ciones (TOTCWL). Dirección en la cual está localizada esta región de velocidad de régimen (JD). Inicio de la región (XCWN(KCW)) . Terminación de la región (CW2(KCW)). Velocidad de régimen pro- medio (CSO). Desviación estándar de las velocidades de régimen en esta región (SCWL).		NO SE CONSIDE- RAN.	NO SE UTILIZÓ.		
CAR KT=Código más grande de los vehículos que usan la ecuación de comportamien- to de camión.	KT	4	NO SE MODIFICO	Datos en el código del TWOP AS	
DRPL DEOL	DEOL DSGN	150.0 750.0	NO SE MODIFICO		

<p>(DEDL)=Distancia de prueba desde el carril que se reduce (pies).</p> <p>DSGN=Distancia de prueba asociada con la señalización de la reducción del carril (pies).</p> <p>TEOLHI=Tiempo de prueba (El más grande) comparado con el tiempo proyectado (s) para alcanzar el carril que se reduce.</p> <p>TEOLLO=Tiempo de prueba (El más pequeño) comparado con el tiempo proyectado (s) para alcanzar el carril que se reduce.</p>	<p>TEOLHI</p> <p>TEOLLO</p>	<p>15.0</p> <p>10.0</p>			
<p>DPT1</p> <p>ACRIT = decel - chng follower's excess spd GAPC.</p> <p>AED= typical pos acceleration CRFW2.</p> <p>REE= max pos. deceleration CRFW2 &amp; GENTB.</p> <p>RJERK= max pos rate of change of accel. CRFW2.</p> <p>THP= max time hdwy for platoon members DSTA.</p> <p>MXPT= max time hdwy for platoon members EPLAT.</p>	<p>ACRIT</p> <p>AED</p> <p>REE</p> <p>RJERK</p> <p>THP</p> <p>MXPT</p>	<p>10.0</p> <p>5.0</p> <p>15.0</p> <p>5.0</p> <p>4.0</p> <p>4</p>	NO SE MODIFICO		

PLHDWY PLHDWY=Intervalo máximo entre miembros de un pelotón y su líder. Por defecto = 4,0.	PLHDWY	4.0	NO SE MODIFICO		
RE RE=Tasa de aceleración más extrema o de emergencia. Por defecto = -15,0 pies/ s <sup>2</sup> .	RE	-15.0	NO SE MODIFICO		
REUB3 RB=Coefficient e del término no lineal de velocidades en el modelo de seguimiento Pitt-KLD. Por defecto = 0,1. RC= Demora en la respuesta del conductor en el modelo de seguimiento de vehículos Pitt-KLD. Por defecto = 0,3.	RB RC	0.1 0.3	NO SE MODIFICO		
RVMAX RVMAX= Velocidad máxima. Por defecto = 120 pies/s.	RVMAX	120.0	NO SE MODIFICO		
TRK AD= Deceleración usada en el cálculo de velocidades de aproximación a curvas y zonas con velocidad de régimen. Por defecto = 3,5 pies/s <sup>2</sup> .	AD	3.5	NO SE MODIFICO		
VC KC= Índice más grande de los tipos de vehículos que usan velocidad-	KC C0 C1	4 -0.2445 -0.0004	NO SE MODIFICO		

des de régimen en descensos. C0= Constante en la aceleración del camión en el cambio de marcha (pies/s). C1= Coeficiente de velocidad en la ecuación de aceleración del camión en el cambio de marcha.					
ZKF ZKF= Densidad a flujo libre (veh/milla), parámetro en el cálculo de ZK(1). Por defecto = 20,0. ZK(l)=Factor de brecha del modelo de seguimiento de vehículos Pitt-KLD (s),	ZKF	20.0	NO SE MODIFICO		
ZKJ ZKJ= Densidad de congestión (veh/milla), parámetro en el cálculo de ZK(l). Por defecto = 210,0.	ZKJ	210.0	NO SE MODIFICO		
ZL ZL= Factor de calibración usado en cálculo de ZK(l). Por defecto = 2,2.	ZL	2.2	NO SE MODIFICO		
ZM ZM= Factor de calibración usado en cálculo de ZK(l). Por defecto = 0,6.	ZM	0.6	NO SE MODIFICO		
ZUF ZUF= Veloci-	ZUF	55.0	NO SE MODIFICO		

dad a densidad de flujo libre (millas/hora) usado en cálculo de ZK(l). Por defecto = 55,0.					
DFT2 P41 (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob. SON (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob. SOP (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob. SSN (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob. SSP (1 A 38) = coefs. to compute pass acceptance prob.	P41 (1 A 38) SON (1 A 38) SOP (1 A 38) SSN (1 A 38) SSP (1 A 38)		NO SE MODIFICO		
DFT3 FSPDP(1 A 2) = spd inc. fact. of pass.vehs. SPDN & ST14.	FSPDP(1 A 2)		NO SE MODIFICO	Constantes en el código del TWOPAS	
CONVENCIONES:					
CARACTERÍSTICA DE LA VÍA O EL TRÁNSITO PARA REPRESENTARLO					
DATOS DE ENTRADA Y PARÁMETROS CONFIGURADOS CON ADMINISTRATION TOOL					
DATOS OPCIONALES					

### A.1.5 Estimación de los indicadores operacionales en el tramo experimental para calibración

Los indicadores estimados fueron:

**Flow Rate from Simulation (v/hr)**

**Percent Time Spent Following (%)**

**Average Travel Speed (km/h)**

**Trip Time (min/veh)**

**Traffic Delay (min/veh)**

**Geometric Delay (min/veh)**

**Total Delay (minutes/vehicle)**

**Number of Passes**

**Vehicle km Traveled**

**Total Travel Time (veh-hrs)**

**Traffic Volume (v/hr)**

**Simulation Speed Characteristic Mean (km/h)**

[Instantes de paso1 REVISADO VICTOR](#)

[MEMORIA DE CÁLCULO DE LOS INDICADORES DE LAS SALIDAS DEL  
TAM EN EL TRAMO EXPERIMENTAL](#)

[Porcentaje Seguimiento y otras 070109](#)

[AJUSTES PARAMETROS 7 MAY](#)

[FLUJOGRAMA PRUEBAS CALIBRACION](#)







## A.II ANEXO II. DATOS DE CAMPO

### A.II.1 Validación del TWOPAS en la carretera CV13

#### a. *Dimensiones de los elementos geométricos del trazado en planta y alzado de la carretera CV13.*

Planta

Horizontal (Horizontal Alignment)					
Element Type	Start Station	End Station	Curve Radius	Direction of curve	Radius Position
Tangent	3880,5	3950			
Spiral	3950	4182	1273,605745	left	end
Curve	4182	5323	1273,605745	left	
Spiral	5323	5580	1273,605745	left	start
Tangent	5580	6123			
Spiral	6123	6204	749,8712886	left	end
Curve	6204	6415	749,8712886	left	
Spiral	6415	6486	749,8712886	left	start
Tangent	6486	7131			
Spiral	7131	7240	668,7936339	right	end
Curve	7240	7650	668,7936339	right	
Spiral	7650	7735	668,7936339	right	start
Tangent	7735	7903			
Spiral	7903	7988	699,583335	left	end
Curve	7988	8174	699,583335	left	
Spiral	8174	8303	699,583335	left	start
Tangent	8303	9006			
Spiral	9006	9170	986,0634167	right	end
Curve	9170	9651	986,0634167	right	
Spiral	9651	9845	986,0634167	right	start
Tangent	9845	11404			
Spiral	11404	11468	4971,050217	left	end
Curve	11468	12256	4971,050217	left	
Spiral	12256	12367	4971,050217	left	start
Tangent	12367	12550			
Spiral	12550	12637	677,8318012	right	end
Curve	12637	12774	677,8318012	right	
Spiral	12774	12948	677,8318012	right	start
Tangent	12948	13101			
Spiral	13101	13192	467,4196848	left	end
Curve	13192	13293	467,4196848	left	
Spiral	13293	13400	467,4196848	left	start
Tangent	13400	13657			
Spiral	13657	13731	491,6911416	right	end
Curve	13731	13793	491,6911416	right	
Spiral	13793	13889	491,6911416	right	start
Tangent	13889	13966			
Spiral	13966	14186	1196,396881	left	end
Curve	14186	14567	1196,396881	left	
Spiral	14567	14705	1196,396881	left	start
Tangent	14705	15520			
Spiral	15520	15589	505,8054334	left	end
Curve	15589	15835	505,8054334	left	
Spiral	15835	15889	505,8054334	left	start
Tangent	15889	16022			
Spiral	16022	16059	569,8744043	left	end
Curve	16059	16196	569,8744043	left	
Tangent	16196	16343,7			

Alzado

Vertical (Vertical Alignment)						
Type	VPI / Start Station	End Station	Back Grade	Back Length	Forward Grade	Forward Length
VPI	3919		3,09	236,0142	-1,02	236,0142
VPI	5509		-1,02	77,9076	-2,06	77,9076
VPI	6367		-2,06	157,3428	-4,34	157,3428
VPI	9741		-4,34	145,0645	1,27	145,0645
VPI	11345		1,27	42,44975	2,77	42,44975
VPI	12260		2,77	211,5726	-4,65	211,5726
VPI	14139		-4,65	155,42625	-2,69	155,42625
VPI	14956		-2,69	205,4622	-4,25	205,4622
VPI	15870		-4,25	142,05625	-0,83	142,05625

b. **Cuadros de reducción de datos para el sentido directo**



VELOCIDADES DE RECORRIDO PROMEDIO ENTRE CÁMARAS PARA EL SENTIDO DIRECTO (km/h) EN SENTIDO DIRECTO

[illegible]

[illegible]

TIEMPO DE RECORRIDO EN CADA SUBTRAMO, ENTRE CÁMARAS, DE LA CV-13 DE TODOS LOS VEHÍCULOS EN SENTIDO DIRECTO.

[illegible]

SUBTRAMOS ENTRE CÁMARAS EN LOS CUALES LOS VEHÍCULOS VIAJAN SIN IMPEDIMENTOS (INTERVALO MAYOR O IGUAL A 5 SEGUNDOS)

[illegible]

SUBTRAMOS RECORRIDOS POR CADA VEHÍCULO, LA DISTANCIA CORRESPONDIENTE Y CANTIDAD DE VEHÍCULOS- KILÓMETROS TOTAL







AUTOMÓVILES A FLUJO LIBRE EN EL SENTIDO DIRECTO (CAMARA 9, h>9 s)						
4	monovolumen, blanco	directo	T mono	14:49:05	129.0	15
10	turismo grande, negro	directo	T grande	14:50:20	131.1	15
11	turismo grande, blanco	directo	T grande	14:50:43	111.1	23
14	monovolumen, gris o negro ( baca)	directo	T mono	14:52:20	142.8	92
23	monovolumen , rojo	directo	T mono	14:53:20	119.4	32
50	turismo medio, oscuro	directo	T medio	14:55:23	95.2	21
41	4x4 grande, blanco	directo	T 4x4	14:55:35	125.0	12
42	monovolumen medio, blanco / plata	directo	T mono	14:55:54	126.9	19
47	4x4/monovolumen, rojo	directo	T 4x4	14:58:04	115.9	26
51	4x4 medio, gris	directo	T 4x4	14:59:07	103.9	44
52	turismo medio, gris	directo	T medio	15:00:45	90.9	98
62	furgoneta pequeña, blanca	directo	T mono	15:01:45	129.0	18
64	turismo medio, plata	directo	T medio	15:02:19	101.2	22
68	4x4 (caja trasera), oscuro	directo	T 4x4	15:04:55	97.5	50
79	turismo grande, negro	directo	T grande	15:06:02	121.2	56
77	turismo grande/ranchera, blanco/gris	directo	T grande	15:06:14	101.2	12
83	turismo ranchera grande, blanco	directo	T grande	15:07:43	114.3	46
88	turismo medio/grande, blanco	directo	T medio	15:08:30	119.4	9
157	furgoneta pequeña, blanca	directo	T mono	15:09:02	105.2	12
159	4x4 medio, blanco	directo	T 4x4	15:09:34	123.0	32
167	turismo pequeño, azul claro	directo	T peque	15:12:02	123.0	51
168	4x4 grande, negro	directo	T 4x4	15:12:36	114.3	12
333	turismo medio, azul	directo	T medio	15:15:05	125.0	24
214	motocicleta	directo	moto	15:16:37	131.1	31
334	turismo pequeño, oscuro	directo	T peque	15:16:47	100.0	10
216	4x4 blanco (ventana cielo)	directo	T 4x4	15:17:13	114.3	14
217	turismo medio, blanco	directo	T medio	15:17:22	105.2	9
224	turismo medio, azul	directo	T medio	15:18:15	108.1	27
226	turismo ranchera grande, blanco	directo	T grande	15:19:07	112.6	42
231	turismo pequeño, rojo	directo	T peque	15:21:53	112.6	124
232	turismo/monovolumen blanco	directo	T mono	15:22:23	97.5	25
233	turismo pequeño, rojo	directo	T peque	15:23:31	101.2	68
235	turismo/monovolumen blanco	directo	T mono	15:24:14	114.3	43
243	turismo medio, oscuro	directo	T medio	15:26:15	108.1	32
245	turismo pequeño, oscuro (Cuadrícula)	directo	T peque	15:27:03	111.1	48
246	turismo medio, oscuro	directo	T medio	15:27:24	125.0	19
247	turismo/monovolumen blanco- remolque	directo	R1	15:28:12	115.9	48
252	turismo/monovolumen blanco	directo	T mono	15:30:09	103.9	11
337	turismo pequeño, claro	directo	T peque	15:30:21	106.6	10
257	turismo medio, oscuro	directo	T medio	15:31:16	126.9	19
339	turismo medio, oscuro	directo	T medio	15:32:19	105.2	57
260	turismo pequeño, plata	directo	T peque	15:33:20	98.7	9
262	turismo medio, blanco	directo	T medio	15:34:18	109.6	58
263	turismo pequeño, azul	directo	T peque	15:34:41	102.5	12
274	turismo medio, morado	directo	T medio	15:38:12	111.1	32
491	furgoneta pequeña, blanca	directo	T mono	15:40:27		37
279	furgoneta pequeña, blanca	directo	T mono	15:40:55	101.2	28
278	furgoneta mediana, blanca	directo	T mono	15:41:08	86.0	13
281	turismo medio, plata	directo	T medio	15:41:57	97.5	49
284	turismo medio, café	directo	T medio	15:42:32	125.0	31
286	turismo pequeño, azul	directo	T peque	15:42:45	131.1	13
303	4x4/monovolumen, blanco (Ventana cielo)	directo	T 4x4	15:46:58	101.2	14
309	turismo medio, oscuro	directo	T medio	15:48:07	103.9	12
312	turismo pequeño, rojo	directo	T peque	15:49:16	108.1	40

CAMIONES A FLUJO LIBRE EN EL SENTIDO DIRECTO (CAMARA 9, h>9 s)						
5	camión bañera, blanco-gris	directo	C rígido	14:50:05	94.1	57
13	camión, amarillo-(blanco-amarillo) 7G	directo	C art	14:52:48	94.1	28
38	camión, blanco-gris claro 35G	directo	C art	14:54:52	94.1	91
43	camión, rojo-blanco 2PM	directo	C rígido	14:57:30	90.9	96
46	camión bañera, blanco-lona azul	directo	C art	14:58:21	91.9	17
54	camión/furgoneta, blanco-blanco	directo	C rígidopeque	15:01:02	93.0	15
61	camión, blanco ( cajón vacío)	directo	C rígido vacío	15:01:57	106.6	12
63	camión cisterna , blanco-blanco	directo	C art	15:04:02	86.0	103
80	camión bañera, blanco-(azul-rojo)	directo	C art	15:06:55	97.5	36
86	camión cisterna , blanco-blanco	directo	C art	15:08:21	95.2	26
87	camión, azul-(azul oscuro-blanco) 10G	directo	C art	15:08:50	89.9	20
158	camión cisterna, blanco-blanco	directo	C art	15:10:00	86.9	26
161	camión, blanco-blanco(LAGUNA ARROTU) 32G	directo	C art	15:11:09	93.0	61
164	camión bañera, blanco con lona azul	directo	C art	15:12:13	86.9	11
170	camión, azul claro-blanco 9G	directo	C art	15:14:35	90.9	119
174	camión ACCIONA, blanco 5G	directo	C art	15:15:50	95.2	38
175	camión, blanco-blanco ( botella agua) 14G	directo	C art	15:15:59	89.9	9
177	camión, blanco-blanco ( EXPAFRUIT) 29G	directo	C art	15:16:59	95.2	12
218	camión blanco, verde, remolque verde (TS)	directo	C art1	15:17:46	90.9	18
225	camión bañera, blanco (Lona-rojo)	directo	C art	15:19:18	96.4	11
227	camión bañera, blanco(Descubierto)	directo	C art	15:19:49	89.9	28
234	camión blanco, blanco	directo	C art	15:24:31	89.9	17
236	camión blanco, blanco	directo	C art	15:25:11	95.2	40
237	camión blanco, blanco (CANARIAS)	directo	C art	15:25:31	96.4	20
249	camión blanco, blanco	directo	C art	15:29:07	93.0	54
251	camión blanco, blanco	directo	C art	15:29:58	98.7	46
255	camión cisterna , blanco-azul claro	directo	C art	15:30:57	91.9	36
259	camión bañera, blanco (vacío)	directo	C rígido vacío	15:33:11	91.9	52
261	camión azul, blanco-azul	directo	C art	15:34:29	94.1	11
265	camión bañera, blanco (vacío)	directo	C rígido vacío	15:36:53	91.9	125
266	camión blanco, blanco (Toro)	directo	C art	15:37:09	90.9	16
268	camión blanco, blanco	directo	C art	15:37:29	93.0	14
277	camión blanco, café	directo	C art	15:39:50	89.9	96
290	camión blanco, verde	directo	C art	15:44:48	90.9	106
291	camión blanco, blanco	directo	C art	15:45:02	86.0	14
299	camión blanco, blanco-azul	directo	C art	15:46:02	93.0	51
300	camión blanco, blanco	directo	C art	15:46:37	90.9	35
304	camión blanco, café claro	directo	C art	15:47:32	90.9	27
305	camión cisterna , blanco	directo	C art	15:47:53	86.9	19
311	camión blanco, café	directo	C art	15:48:35	89.9	20

c. **Cuadros de reducción de datos para el sentido inverso**

TIEMPOS DE PASO DE CADA VEHÍCULO POR LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE REFERENCIA EN LA CÁMARA.

Project Information		Project Schedule (Gantt Chart)											
Task ID	Task Name	Start Date	End Date	Duration	Start Date	End Date	Duration	Start Date	End Date	Duration	Start Date	End Date	Duration
1	Project Kick-off	2023-01-01	2023-01-05	5 days	2023-01-01	2023-01-05	5 days	2023-01-01	2023-01-05	5 days	2023-01-01	2023-01-05	5 days
2	Requirement Gathering	2023-01-06	2023-01-15	10 days	2023-01-06	2023-01-15	10 days	2023-01-06	2023-01-15	10 days	2023-01-06	2023-01-15	10 days
3	System Design	2023-01-16	2023-01-25	10 days	2023-01-16	2023-01-25	10 days	2023-01-16	2023-01-25	10 days	2023-01-16	2023-01-25	10 days
4	Development	2023-01-26	2023-02-10	15 days	2023-01-26	2023-02-10	15 days	2023-01-26	2023-02-10	15 days	2023-01-26	2023-02-10	15 days
5	Testing	2023-02-11	2023-02-20	10 days	2023-02-11	2023-02-20	10 days	2023-02-11	2023-02-20	10 days	2023-02-11	2023-02-20	10 days
6	Deployment	2023-02-21	2023-02-25	5 days	2023-02-21	2023-02-25	5 days	2023-02-21	2023-02-25	5 days	2023-02-21	2023-02-25	5 days
7	Project Review	2023-02-26	2023-02-28	3 days	2023-02-26	2023-02-28	3 days	2023-02-26	2023-02-28	3 days	2023-02-26	2023-02-28	3 days
8	Project Closure	2023-03-01	2023-03-05	5 days	2023-03-01	2023-03-05	5 days	2023-03-01	2023-03-05	5 days	2023-03-01	2023-03-05	5 days
9	Project Handover	2023-03-06	2023-03-10	5 days	2023-03-06	2023-03-10	5 days	2023-03-06	2023-03-10	5 days	2023-03-06	2023-03-10	5 days
10	Project Archiving	2023-03-11	2023-03-15	5 days	2023-03-11	2023-03-15	5 days	2023-03-11	2023-03-15	5 days	2023-03-11	2023-03-15	5 days
11	Project Reporting	2023-03-16	2023-03-20	5 days	2023-03-16	2023-03-20	5 days	2023-03-16	2023-03-20	5 days	2023-03-16	2023-03-20	5 days
12	Project Evaluation	2023-03-21	2023-03-25	5 days	2023-03-21	2023-03-25	5 days	2023-03-21	2023-03-25	5 days	2023-03-21	2023-03-25	5 days
13	Project Feedback	2023-03-26	2023-03-30	5 days	2023-03-26	2023-03-30	5 days	2023-03-26	2023-03-30	5 days	2023-03-26	2023-03-30	5 days
14	Project Summary	2023-03-31	2023-04-05	6 days	2023-03-31	2023-04-05	6 days	2023-03-31	2023-04-05	6 days	2023-03-31	2023-04-05	6 days
15	Project Final Report	2023-04-06	2023-04-10	5 days	2023-04-06	2023-04-10	5 days	2023-04-06	2023-04-10	5 days	2023-04-06	2023-04-10	5 days
16	Project Presentation	2023-04-11	2023-04-15	5 days	2023-04-11	2023-04-15	5 days	2023-04-11	2023-04-15	5 days	2023-04-11	2023-04-15	5 days
17	Project Conclusion	2023-04-16	2023-04-20	5 days	2023-04-16	2023-04-20	5 days	2023-04-16	2023-04-20	5 days	2023-04-16	2023-04-20	5 days
18	Project Acknowledgment	2023-04-21	2023-04-25	5 days	2023-04-21	2023-04-25	5 days	2023-04-21	2023-04-25	5 days	2023-04-21	2023-04-25	5 days
19	Project Thank You	2023-04-26	2023-04-30	5 days	2023-04-26	2023-04-30	5 days	2023-04-26	2023-04-30	5 days	2023-04-26	2023-04-30	5 days
20	Project Farewell	2023-05-01	2023-05-05	5 days	2023-05-01	2023-05-05	5 days	2023-05-01	2023-05-05	5 days	2023-05-01	2023-05-05	5 days
21	Project Goodbye	2023-05-06	2023-05-10	5 days	2023-05-06	2023-05-10	5 days	2023-05-06	2023-05-10	5 days	2023-05-06	2023-05-10	5 days
22	Project Goodnight	2023-05-11	2023-05-15	5 days	2023-05-11	2023-05-15	5 days	2023-05-11	2023-05-15	5 days	2023-05-11	2023-05-15	5 days

VELOCIDADES DE RECORRIDO PROMEDIO ENTRE CÁMARAS PARA EL SENTIDO DIRECTO (km/h) EN SENTIDO INVERSO.

[illegible]

TIEMPO EN SEGUIMIENTO EN CADA SUBTRAMO, ENTRE CÁMARAS, DE LA CV-13 DE TODOS LOS VEHÍCULOS EN SENTIDO INVERSO.

																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																					</
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----

TIEMPO DE RECORRIDO EN CADA SUBTRAMO, ENTRE CÁMARAS, DE LA CV-13 DE TODOS LOS VEHÍCULOS EN SENTIDO INVERSO.

</									



[illegible]

SUBTRAMOS RECORRIDOS POR CADA VEHÍCULO, LA DISTANCIA CORRESPONDIENTE Y CANTIDAD DE VEHÍCULOS- KILÓMETROS TOTAL Y TIEMPO DE RECORRIDO DE CADA VEHÍCULO Y CANTIDAD DE VEHÍCULOS – HORA TOTAL.

Subtramos		Vehículos	
Subtramo	Distancia	Vehículos	Horas
1	1	1	1
2	2	2	2
3	3	3	3
4	4	4	4
5	5	5	5
6	6	6	6
7	7	7	7
8	8	8	8
9	9	9	9
10	10	10	10
11	11	11	11
12	12	12	12
13	13	13	13
14	14	14	14
15	15	15	15
16	16	16	16
17	17	17	17
18	18	18	18
19	19	19	19
20	20	20	20
21	21	21	21
22	22	22	22
23	23	23	23
24	24	24	24
25	25	25	25
26	26	26	26
27	27	27	27
28	28	28	28
29	29	29	29
30	30	30	30
31	31	31	31
32	32	32	32
33	33	33	33
34	34	34	34
35	35	35	35
36	36	36	36
37	37	37	37
38	38	38	38
39	39	39	39
40	40	40	40
41	41	41	41
42	42	42	42
43	43	43	43
44	44	44	44
45	45	45	45
46	46	46	46
47	47	47	47
48	48	48	48
49	49	49	49
50	50	50	50
51	51	51	51
52	52	52	52
53	53	53	53
54	54	54	54
55	55	55	55
56	56	56	56
57	57	57	57
58	58	58	58
59	59	59	59
60	60	60	60
61	61	61	61
62	62	62	62
63	63	63	63
64	64	64	64
65	65	65	65
66	66	66	66
67	67	67	67
68	68	68	68
69	69	69	69
70	70	70	70
71	71	71	71
72	72	72	72
73	73	73	73
74	74	74	74
75	75	75	75
76	76	76	76
77	77	77	77
78	78	78	78
79	79	79	79
80	80	80	80
81	81	81	81
82	82	82	82
83	83	83	83
84	84	84	84
85	85	85	85
86	86	86	86
87	87	87	87
88	88	88	88
89	89	89	89
90	90	90	90
91	91	91	91
92	92	92	92
93	93	93	93
94	94	94	94
95	95	95	95
96	96	96	96
97	97	97	97
98	98	98	98
99	99	99	99
100	100	100	100

Detailed Financial Statement: Fiscal Year 2023									
Department		Project		Activity		Budget		Actual	
Code	Name	ID	Title	Type	Sub-Type	Allocated	Spent	Allocated	Spent
General Administration	Office Supplies	GA001	Stationery, Printing	Material	Stationery	1000	950	1000	950
	Travel Expenses	GA002	Transportation, Accommodation	Material	Transportation	2000	1800	2000	1800
	Utilities	GA003	Electricity, Water, Gas	Material	Electricity	500	480	500	480
	Security Services	GA004	Guard, Alarm, Surveillance	Material	Security	3000	2900	3000	2900
	Insurance Premiums	GA005	Life, Health, Property	Material	Insurance	1500	1450	1500	1450
	Legal Fees	GA006	Contract Review, Litigation	Material	Legal	800	780	800	780
	Consulting Fees	GA007	Management, IT, Marketing	Material	Consulting	1200	1150	1200	1150
	Publicity Costs	GA008	Advertising, Promotions	Material	Publicity	600	580	600	580
	Postage and Freight	GA009	Shipping, Mailing	Material	Postage	400	380	400	380
	Telephone Expenses	GA010	Landline, Mobile, VoIP	Material	Telephone	300	290	300	290
	Internet Services	GA011	Broadband, Cloud Storage	Material	Internet	200	190	200	190
	Software Licenses	GA012	Office Suite, CRM, ERP	Material	Software	1000	980	1000	980
	Hardware Equipment	GA013	Computers, Peripherals	Material	Hardware	2500	2400	2500	2400
	Medical Expenses	GA014	First Aid, Health Checkups	Material	Medical	100	95	100	95
	Food and Beverage	GA015	Catering, Refreshments	Material	Food	500	480	500	480
	Accommodation	GA016	Hotel, Guest House	Material	Accommodation	1500	1450	1500	1450
	Transportation	GA017	Rental Car, Fuel	Material	Transportation	800	780	800	780
	Communication	GA018	Postage, Courier	Material	Communication	300	290	300	290
	Information Technology	GA019	IT Support, Network	Material	Information Technology	200	190	200	190
	Other Expenses	GA020	Miscellaneous	Material	Other	1000	980	1000	980
Human Resources	Salaries and Wages	HR001	Base Pay, Overtime	Personnel	Salaries	50000	48000	50000	48000
	Social Security Contributions	HR002	Employee, Employer	Personnel	Social Security	10000	9500	10000	9500
	Health Insurance Premiums	HR003	Medical, Dental	Personnel	Health Insurance	5000	4800	5000	4800
	Training Expenses	HR004	Workshop, Course	Personnel	Training	3000	2800	3000	2800
	Recruitment Costs	HR005	Job Post, Interview	Personnel	Recruitment	2000	1900	2000	1900
	Employee Benefits	HR006	Life Insurance, Pension	Personnel	Benefits	15000	14500	15000	14500
	Retirement Allowances	HR007	Pension Fund	Personnel	Retirement	8000	7800	8000	7800
	Unemployment Insurance	HR008	Employee	Personnel	Unemployment Insurance	4000	3800	4000	3800
	Professional Development	HR009	Conference, Seminar	Personnel	Professional Development	2500	2400	2500	2400
	Other Personnel Expenses	HR010	Miscellaneous	Personnel	Other	10000	9800	10000	9800
Finance	Interest on Loans	FIN001	Bank, Bond	Financial	Interest	12000	11500	12000	11500
	Bank Charges	FIN002	Transaction, Service	Financial	Bank Charges	5000	4800	5000	4800
	Exchange Rate Losses	FIN003	Foreign Currency	Financial	Exchange Rate	3000	2800	3000	2800
	Investment Income	FIN004	Stock, Bond	Financial	Investment Income	8000	7800	8000	7800
	Dividend Income	FIN005	Equity	Financial	Dividend Income	4000	3800	4000	3800
	Capital Gains	FIN006	Real Estate, Investment	Financial	Capital Gains	6000	5800	6000	5800
	Other Financial Income	FIN007	Miscellaneous	Financial	Other	2000	1900	2000	1900
	Interest on Deposits	FIN008	Savings, Current	Financial	Interest on Deposits	10000	9800	10000	9800
	Other Financial Expenses	FIN009	Miscellaneous	Financial	Other	1000	950	1000	950
	Financial Losses	FIN010	Bad Debt, Write-off	Financial	Financial Losses	5000	4800	5000	4800
Marketing	Advertising Campaigns	MKT001	TV, Radio, Print	Marketing	Advertising	15000	14500	15000	14500
	Public Relations	MKT002	Press Release, Event	Marketing	Public Relations	8000	7800	8000	7800
	Sponsorships	MKT003	Event, Program	Marketing	Sponsorships	5000	4800	5000	4800
	Market Research	MKT004	Survey, Focus Group	Marketing	Market Research	3000	2800	3000	2800
	Product Development	MKT005	Prototype, Testing	Marketing	Product Development	2000	1900	2000	1900
	Other Marketing Expenses	MKT006	Miscellaneous	Marketing	Other	10000	9800	10000	9800
	Website Maintenance	MKT007	Design, Hosting	Marketing	Website	4000	3800	4000	3800
	Social Media Advertising	MKT008	Facebook, Instagram	Marketing	Social Media	6000	5800	6000	5800
	Direct Mail	MKT009	Postcard, Brochure	Marketing	Direct Mail	3000	2800	3000	2800
	Other Marketing Expenses	MKT010	Miscellaneous	Marketing	Other	2000	1900	2000	1900
Sales	Commission on Sales	SAL001	Salesperson	Sales	Commission	10000	9800	10000	9800
	Travel Expenses	SAL002	Client Meeting	Sales	Travel	5000	4800	5000	4800
	Gifts and Entertainment	SAL003	Client Dinner	Sales	Gifts	3000	2800	3000	2800
	Other Sales Expenses	SAL004	Miscellaneous	Sales	Other	2000	1900	2000	1900
	Product Samples	SAL005	Client Presentation	Sales	Product Samples	4000	3800	4000	3800
	Marketing Materials	SAL006	Brochure, Catalog	Sales	Marketing Materials	3000	2800	3000	2800
	Transportation	SAL007	Delivery, Shipping	Sales	Transportation	2000	1900	2000	1900
	Other Sales Expenses	SAL008	Miscellaneous	Sales	Other	1000	950	1000	950
	Product Development	SAL009	Prototype, Testing	Sales	Product Development	2000	1900	2000	1900
	Other Sales Expenses	SAL010	Miscellaneous	Sales	Other	1000	950	1000	950
R&D	Salaries and Wages	RND001	Researcher, Engineer	R&D	Salaries	30000	28000	30000	28000
	Material Costs	RND002	Prototype, Testing	R&D	Material	15000	14500	15000	14500
	Equipment	RND003	Lab, Office	R&D	Equipment	10000	9800	10000	9800
	Travel Expenses	RND004	Conference, Seminar	R&D	Travel	5000	4800	5000	4800
	Other R&D Expenses	RND005	Miscellaneous	R&D	Other	10000	9800	10000	9800
	Product Development	RND006	Prototype, Testing	R&D	Product Development	2000	1900	2000	1900
	Marketing Materials	RND007	Brochure, Catalog	R&D	Marketing Materials	3000	2800	3000	2800
	Transportation	RND008	Delivery, Shipping	R&D	Transportation	2000	1900	2000	1900
	Other R&D Expenses	RND009	Miscellaneous	R&D	Other	1000	950	1000	950
	Product Development	RND010	Prototype, Testing	R&D	Product Development	2000	1900	2000	1900
Total	Grand Total	TOT001	All Departments	Total	Total	200000	190000	200000	190000
	General Administration	TOT002	GA	Total	Total	20000	18000	20000	18000
	Human Resources	TOT003	HR	Total	Total	70000	68000	70000	68000
	Finance	TOT004	FIN	Total	Total	50000	48000	50000	48000
	Marketing	TOT005	MKT	Total	Total	30000	28000	30000	28000
	Sales	TOT006	SAL	Total	Total	20000	19000	20000	19000
	R&D	TOT007	RND	Total	Total	50000	48000	50000	48000
	Other	TOT008	OTH	Total	Total	10000	9800	10000	9800
	Unallocated	TOT009	UNA	Total	Total	10000	9800	10000	9800
	Reserve	TOT010	RES	Total	Total	10000	9800	10000	9800

## AUTOMÓVILES A FLUJO LIBRE EN EL SENTIDO INVERSO (CAMARA 9, h>9 s)

AUTOMÓVILES A FLUJO LIBRE EN EL SENTIDO INVERSO (CAMARA 9, h>9 s)						
94	monovolumen grande, blanco	inverso	T mono	14:49:50	95.2	19
95	4x4 pequeño-medio, blanco	inverso	T 4x4	14:51:38	123.0	28
100	monovolumen grande, azul	inverso	T grande	14:52:21	93.0	40
99	monovolumen grande, rojo	inverso	T mono	14:52:32	105.2	11
106	turismo medio, azul oscuro/negro	inverso	T medio	14:54:26	96.4	10
111	turismo grande, verde oscuro/azul oscuro	inverso	T grande	14:56:23	119.4	117
116	turismo medio, blanco	inverso	T medio	14:56:59	89.9	23
120	turismo pequeño, azul claro	inverso	T peque	14:59:20	109.6	48
132	furgoneta grande, blanca	inverso	T mono	15:01:19	95.2	16
136	turismo pequeño, blanco	inverso	T peque	15:02:48	123.0	78
138	turismo medio, gris oscuro	inverso	T medio	15:03:12	103.9	18
141	monovolumen, azul/gris	inverso	T mono	15:03:51	101.2	39
142	furgoneta pequeña, blanco/plata	inverso	T mono	15:05:05	108.1	74
346	monovolumen, blanco	inverso	T mono	15:10:13	119.4	74
349	motocicleta	inverso	moto	15:10:26	131.1	13
352	motocicleta	inverso	moto	15:10:48	137.9	21
348	turismo mediano, claro	inverso	T medio	15:12:04	98.7	76
485	turismo mediano, negro	inverso	T medio	15:14:44	95.2	57
360	turismo mediano, verde claro	inverso	T medio	15:16:27	97.5	40
370	turismo pequeño, plateado	inverso	T peque	15:21:19	111.1	105
374	turismo mediano, rojo	inverso	T medio	15:23:07	101.2	63
378	furgoneta pequeña, blanca	inverso	T mono	15:23:31	86.0	18
380	turismo grande, rojo	inverso	T grande	15:25:12	108.1	92
386	turismo pequeño, plateado	inverso	T peque	15:26:12	101.2	32
390	turismo mediano, verde	inverso	T medio	15:27:33	111.1	81
396	monovolumen medio/grande, negro	inverso	T mono	15:28:55	140.3	9
401	turismo mediano, negro	inverso	T medio	15:29:40	96.4	20
410	turismo mediano, azul claro	inverso	T medio	15:31:07	86.9	15
409	turismo pequeño, blanco	inverso	T peque	15:31:57	88.9	50
413	monovolumen medio, blanco	inverso	T mono	15:34:03	102.5	126
420	turismo mediano, blanco	inverso	T medio	15:35:41	93.0	67
427	turismo mediano, negro	inverso	T medio	15:36:25	137.9	44
430	monovolumen medio, blanco	inverso	T mono	15:37:11	125.0	22
435	furgoneta pequeña, blanca	inverso	T mono	15:38:37	105.2	28
442	turismo mediano, negro	inverso	T medio	15:42:47	129.0	177
460	turismo pequeño, plata	inverso	T peque	15:45:08	105.2	63
468	turismo mediano, blanco	inverso	T medio	15:46:37	103.9	31
470	furgoneta mediana, blanca	inverso	T mono	15:47:18	86.9	32
472	turismo mediano, verde	inverso	T medio	15:48:14	98.7	56
489	turismo mediano, negro	inverso	T medio	15:48:32	97.5	11
473	turismo mediano, blanco	inverso	T medio	15:49:54	111.1	82

## CAMIONES A FLUJO LIBRE EN EL SENTIDO INVERSO (CAMARA 9, h&gt;9 s)

CAMIONES A FLUJO LIBRE EN EL SENTIDO INVERSO (CAMARA 9, h>9 s)							
93	camión, blanco-blanco ( 5 anclajes bionda) 28G	inverso	C art	14:49:31	89.9		29
96	camión, azul-(azul-blanco) 11G	inverso	C art	14:51:10	89.9		80
107	camión, blanco-(beige-azul) 15G	inverso	C art	14:53:45	84.2		62
109	camión, blanco-(azul claro-blanco) 13G	inverso	C art	14:54:16	86.9		27
123	camión, blanco-blanco/beige 33G	inverso	C art	14:58:23	80.0		84
128	camión, rojo-(blanco-azul claro) 40G	inverso	C art	15:00:09	86.9		49
131	camión, naranja-rojo 36G	inverso	C art	15:01:03	88.9		45
144	camión, blanco-(amarillo-blanco) 12G	inverso	C art	15:05:25	85.1		11
147	camión, blanco-blanco (varios cajones) 30G	inverso	C art1	15:06:58	86.9		93
179	camión, blanco-gris 44G	inverso	C art	15:08:55	70.8		112
355	camión cisterna, blanco-blanco	inverso	C art	15:12:48	89.9		30
357	camión, blanco-verde	inverso	C art	15:13:47	80.8		56
359	camión, blanco-gris (TRANS JEREZ SA)	inverso	C art	15:15:47	88.9		63
361	camión, blanco-blanco	inverso	C art	15:17:34	85.1		62
364	camión, blanco-blanco (J.G.GARCIA SA)	inverso	C art	15:18:33	84.2		54
365	camión, blanco-rojo	inverso	C art	15:18:43	88.9		10
367	camión, blanco-gris (línea vertical trasera)	inverso	C rigidopeque	15:19:12	102.5		29
366	camión, blanco-blanco	inverso	C rigidopeque	15:19:32	97.5		16
371	camión, blanco-(rojo-blanco)	inverso	C art	15:22:04	86.0		45
382	camión, rojo-verde (Cargado cajas)	inverso	C rigido	15:25:33	78.4		13
392	camión, blanco-verde?	inverso	C art	15:28:46	80.0		54
393	camión, blanco-blanco	inverso	C art	15:29:10	77.6		15
400	camión, blanco-blanco	inverso	C art	15:30:44	74.7		50
412	camión, blanco-gris (PERCAM)	inverso	C art	15:34:26	77.6		10
424	camión, blanco-blanco	inverso	C art	15:37:27	72.7		16
429	camión, blanco-café	inverso	C art	15:38:02	73.4		30
434	camión, blanco-blanco	inverso	C rigido	15:39:32	68.9		50
456	camión, blanco-rojo	inverso	C art	15:44:01	86.0		44
466	camión bañera, blanco-blanco	inverso	C rigidopeque	15:46:02	88.9		34

d. **Volumen horario y composición vehicular observados en la CV13 en los dos sentidos de circulación**

CATEGORIA	TIPO DE VEHÍCULO (TAM)	SENTIDO DIRECTO				SENTIDO INVERSO			
		CANTIDAD	COMPOSICION VEHICULAR		CATEGORIA	CANTIDAD	COMPOSICION VEHICULAR		CATEGORIA
			% RESPECTO DEL TOTAL	% RESPECTO DE LA CATEGORIA			% RESPECTO DEL TOTAL	% RESPECTO DE LA CATEGORIA	
CAMIONES	1 (C art)	51	28%	82%	34%	63	33%	77%	43%
	2 (C rigido2+C art1)	3	2%	5%		5	3%	6%	
	3 (C rigido+C rigido vacio)	7	4%	11%		8	4%	10%	
	4 (C rigidopeque)	1	1%	2%		6	3%	7%	
RECREATIVOS	5	0	0%	0%	0%	0	0%	0%	0%
	6	0	0%	0%		0	0%	0%	
	7	0	0%	0%		0	0%	0%	
	8	0	0%	0%		0	0%	0%	
AUTOS	9 (T monovolumen y furgonetas)	27	15%	22%	66%	29	15%	27%	57%
	10 (T 4x4+R 1)	10	5%	8%		6	3%	6%	
	11 (T grande)	15	8%	12%		10	5%	9%	
	12 (T medio)	40	22%	33%		43	23%	39%	
	13 (T pequeño+moto)	30	16%	25%		21	11%	19%	

NOTA: VOLUMEN CONTABILIZADO A LA ENTRADA DE LA CARRETERA POR CADA EXTREMO (CAMARAS 4 Y 14)

e. **Resumen de velocidades deseadas**

RESUMEN DE VELOCIDADES DESEADAS			
		Velocidad deseada (km/h)	Desviación estándar (km/h)
SENTIDO 1 (DIRECTO)	Automóviles	113.0	11.6
	Camiones	92.3	3.8
SENTIDO 2 (INVERSO)	Automóviles	106.6	14.7
	Camiones	83.8	7.7

f. **Resumen de velocidades máximas de entrada a la CV13**

VELOCIDAD MÁXIMA A LA ENTRADA DE LA CV13								
TIPO DE VEHÍCULO  (TAM), KVT	VELOCIDAD MEDIA DE ENTRADA				VELOCIDAD MÁXIMA DE ENTRADA			
	km/h		mi/h		km/h		mi/h	
	SENTIDO 1	SENTIDO 2	SENTIDO 1	SENTIDO 2	SENTIDO 1	SENTIDO 2	SENTIDO 1	SENTIDO 2
	(DIRECTO)	(INVERSO)	(DIRECTO)	(INVERSO)	(DIRECTO)	(INVERSO)	(DIRECTO)	(INVERSO)
1 (C art)	84.3	62.1	52.7	38.8	88.6	76.4	55.4	47.7
2 (C rígido2+C art1)	87.0	64.8	54.4	40.5	88.6	71.6	55.4	44.8
3 (C rígido+C rígido vacío)	85.2	63.8	53.3	39.9	88.6	71.6	55.4	44.8
4 (C rígidopeque)	88.6	71.4	55.4	44.6	88.6	79.0	55.4	49.4
5	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
6	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
7	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
8	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
9 (T monovolumen y furgonetas)	100.7	75.2	62.9	47.0	129.2	109.1	80.8	68.2
10 (T 4x4+R 1)	96.5	72.6	60.3	45.4	119.3	71.6	74.6	44.8
11 (T grande)	107.7	74.7	67.3	46.7	129.2	91.7	80.8	57.3
12 (T medio)	96.3	74.5	60.2	46.6	134.8	95.5	84.3	59.7
13 (T pequeño+moto)	103.8	74.8	64.9	46.7	141.0	104.2	88.1	65.1

NOTA: Sentido directo, cámaras 4 a 5 y sentido inverso, cámaras 13 a 14.

**A.II.2 Valores de parámetros especificados para la configuración del TAM (TWOPAS).**

a. **Características generales**

En primera instancia pueden indicarse valores para las características generales de abajo y se modificaron aquellas de las que se conocían valores producto de mediciones adecuadas o consideración de la norma pertinente. Algunos de ellos requieren estudios más detallados para justificar su cambio y este sea útil para la simulación por lo que no se modificaron. En el pantallazo que se incluye se muestran los avalores tomados.

Distancia de visibilidad mínima

Distancia de visibilidad nominal

Probabilidad de reconsiderar el adelantamiento

Factor del seguimiento de vehículos

Desviación estándar límite inferior para la velocidad deseada.

Desviación estándar límite superior para la velocidad deseada.

Desviación estándar para el Factor de restricción de la potencia.

Desviación estándar para el Factor de restricción de la potencia en pendiente cero.

Altura de la visual del conductor.

Altura del objetivo en el cálculo de la distancia de visibilidad.

**Edit Traffic Analysis Module Configuration Data**

Title: CONFIGURACV13

Comment: A PARTIR DE CONFIGURACIONES CON VOLUMEN Y COMPOSICION VEHICULAR DE LA CV-13.

Created: 10/27/2011

Last Update: 10/24/2011

History:

- 9/10/2011 - VICTORVALLENCIA - created from data set Default
- 10/24/2011 - VICTORVALLENCIA - edited file to config item truck 1 and
- 10/24/2011 - VICTORVALLENCIA - edit (CONFIGURACION CORREGIDA (% autos en las dos direcciones y velocidad maxima de entrada de camiones))

General | **Truck** | RV | Passenger Car

Min Passing SD (ft): 0.00

Normal Passing SD (ft): 3.989 (ft)

Passing Reconsider Probability: 0.20

Car following factor: 0.80

Desired Speed Lower Limit - Std Dev (feet/sec): 0.6203

Desired Speed Upper Limit - Std Dev (feet/sec): 1.6203

Homopower Restraint Factor - Std Dev: 0.730

Zero Grade Homopower Restraint Factor - Std Dev: 0.900

Driver's Eye Height (in): 42.1

Object Height (in): 42.1

OK Cancel

## b. ***Características de los Camiones para el Tramo Experimental en Colombia con tránsito de la CV-13.***

Todos los factores fueron ingresados de resultados de observaciones en un Tramo Experimental en una carretera de Colombia que se describe completamente en el capítulo 6 Calibración del TWOPAS. Los únicos valores que corresponden a la carretera CV13 son los porcentajes de participación de cada tipo de camión en el tránsito ya que estos valores no son resultados directos de la calibración sino de las condiciones de la vía que se analiza y así se le asocia a ella la validación. En el pantallazo que se incluye se muestran los avalores tomados. Los parámetros que pueden ser indicados son:

Tipo de vehículo

Relación peso/potencia.

Relación Área frontal proyectada/peso.

Longitud.

Factor de corrección de la potencia.

Factor de corrección del arrastre aerodinámico.

Velocidad máxima de entrada para el sentido 1 de circulación en la carretera.

Velocidad máxima de entrada para el sentido 2 de circulación en la carretera.

Porcentaje de participación de este tipo de vehículo en el sentido 1 de circulación en la carretera de acuerdo a la categoría que le corresponde.

Porcentaje de participación de este tipo de vehículo en el sentido 2 de circulación en la carretera de acuerdo a la categoría que le corresponde.

**Edit Traffic Analysis Module Configuration Data**

Title: CONFIGURACV13

Comment: A PARTIR DE CONFIGURACIONES CON VOLUMEN Y COMPOSICION VEHICULAR DE LA CV-13.

Created: 10/07/2007

Last Update: 10/07/2007

History:

- 9:00 AM - VICTORVALLEJO - created from data set Default
- 10:04 AM - VICTORVALLEJO - edited file to config file local 1 and
- 10:04 AM - VICTORVALLEJO - edit (CONFIGURACION CORREGIDA (% autos en las dos direcciones y velocidad maxima de entrada de camiones))

General | Details | Truck | RV | Passenger Car

Vehicle Type	Weight/Net Weight Ratio (Ratio)	Overall Length (ft)	Homogeneous Correction Factor	Aerodynamic Drag Correction Factor	Max Entry Speed (Right Side of Road) (mph)	Max Entry Speed (Left Side of Road) (mph)	Percent of Vehicle (Right Side of Road) (%)	Percent of Vehicle (Left Side of Road) (%)
1	100.00	911.78	48.27	1.0000	27.27	25.54	33.00	82.00
2	107.04	544.10	32.41	1.0000	42.76	32.00	8.00	8.00
3	144.27	270.84	38.80	1.0000	27.69	38.80	8.00	8.00
4	100.00	270.80	29.07	1.0000	48.61	54.00	8.00	8.00

OK Cancel

### c. **Características de los Recreativos para el Tramo Experimental en Colombia con tránsito de la CV-13.**

Este tipo de vehículos no existen en Colombia pero aun así, en el proceso de calibración, se consideró un tipo de vehículo similar a su operación y por ello fue tenido en cuenta en la calibración del TWOPAS pero en el tránsito de la carretera CV13 no existen, por lo tanto, no se incluyeron en la simulación indicando en los porcentajes de participación en el tránsito igual a cero. En el pantallazo que se incluye se muestran los avalores tomados. Los parámetros que se consideran para los vehículos recreativos son los siguientes:

Tipo de vehículo.

Número de control.



Aceleración máxima.

Velocidad pseudomáxima.

Longitud del vehículo.

Velocidad máxima de entrada para el sentido 1 de circulación en la carretera.

Velocidad máxima de entrada para el sentido 2 de circulación en la carretera.

Porcentaje de participación de este tipo de vehículo en el sentido 1 de circulación en la carretera de acuerdo a la categoría que le corresponde.

Porcentaje de participación de este tipo de vehículo en el sentido 2 de circulación en la carretera de acuerdo a la categoría que le corresponde.

Vehicle Type	Control Number	Max Acceleration (m/s <sup>2</sup> /sec)	Pseudo max Speed (mph)	Overall Length (ft)	Max Entry Speed (Right Side of Road) (mph)	Max Entry Speed (Left Side of Road) (mph)	Percent of Vehicle Right Side of Road (%)	Percent of Vehicle Left Side of Road (%)
1	0	0.74	85.76	16.77	34.83	31.31	0.00	0.00
2	0	11.40	79.41	28.00	102.27	102.27	0.00	0.00
3	0	12.70	81.62	21.00	102.27	102.27	0.00	0.00
3	0	14.00	85.23	32.00	102.27	102.27	0.00	0.00

#### d. **Características de los Autos para el Tramo Experimental en Colombia con tránsito de la CV-13.**

Los parámetros para los autos son iguales que para los vehículos recreativos por lo que no se repiten aquí. En el pantallazo que se incluye se muestran los avalores tomados.

800 Traffic Analysis Model Configuration Data

Title: CONFIGURACV13

Comment: A PARTIR DE CONFIGURACIONES CON VOLUMEN Y COMPOSICION VEHICULAR DE LA CV13

Created: 10:57 AM

Last Update: 10:54 AM

History

9:55 AM - VICTORVALENCIA - created from data set 'Default'

10:54 AM - VICTORVALENCIA - output file is config.tam.local\_1.tam

10:54 AM - VICTORVALENCIA - edit (CONFIGURACION CORREGIDA (% auto en las dos direcciones y velocidad máxima de entrada de carriles))

General | Data | Tools | **SW** | Passenger Car

Passenger Car Characteristic Data

Vehicle Type	Control Number	Max Acceleration (feet/sec^sec)	Pseudo max Speed (mph)	Overall Length (ft)	Max Entry Speed (Right Side of Road) (mph)	Max Entry Speed (Left Side of Road) (mph)	Percent of Vehicle Right Side of Road (%)	Percent of Vehicle Left Side of Road (%)	Exit
9	8	10.05	69.22	15.10	42.79	44.21	30.00	33.00	Help
10	8	10.76	72.26	15.06	42.79	44.21	17.00	7.00	
11	8	11.48	74.31	13.81	42.79	44.21	23.00	15.00	
12	8	11.90	77.83	16.08	42.79	44.21	20.00	20.00	
13	8	12.69	87.57	17.51	42.79	44.21	10.00	19.00	

OK

Cancel

A.II.3 Informe de resultados resumido de la validación del TWOPAS en la CV13.

Interactive Highway Safety Design Model

Traffic Analysis Evaluation Report

October 16, 2015

Disclaimer

The Interactive Highway Design Model (IHSDM) software is disseminated under the sponsorship of the Department of Transportation in the interest of information exchange. The United States

Government assumes no liability for its content or use thereof. This document does not constitute a standard, specification, or regulation.

The United States Government does not endorse products or manufacturers. Trade and manufacturers' names may appear in this software and documentation only because they are considered essential to the objective of the software.

### Limited Warranty and Limitations of Remedies

This software product is provided "as-is," without warranty of any kind-either expressed or implied (but not limited to the implied warranties of merchantability and fitness for a particular purpose). The FHWA do not warrant that the functions contained in the software will meet the end-user's requirements or that the operation of the software will be uninterrupted and error-free.

Under no circumstances will the FHWA be liable to the end-user for any damages or claimed lost profits, lost savings, or other incidental or consequential damages rising out of the use or inability to use the software (even if these organizations have been advised of the possibility of such damages), or for any claim by any other party.

### Notice

The use of the IHSDM software is being done strictly on a voluntary basis. In exchange for provision of IHSDM, the user agrees that the Federal Highway Administration (FHWA), U.S. Department of Transportation and any other agency of the Federal Government shall not be responsible for any errors, damage or other liability that may result from any and all use of the software, including installation and testing of the software. The user further agrees to hold the FHWA and

the Federal Government harmless from any resulting liability. The user agrees that this hold harmless provision shall flow to any person to whom or any entity to which the user provides the IHSDM software. It is the user's full responsibility to inform any person to whom or any entity to which it provides the IHSDM software of this hold harmless provision.

Table of Contents

Report Overview .....	1
.....	
Traffic Analysis Graphical Results .....	1
.....	
Simulation Input Data .....	3
.....	
Simulation Output Summary .....	5
.....	
Simulation Station Summaries .....	8
.....	

List of Tables

Table Simulation Parameters . . . . .	4
. . . . .	
Table Random Number Generator Seeds . . . . .	4
. . . . .	
Table Traffic Input Data . . . . .	5
. . . . .	
Table Section Summary . . . . .	6
. . . . .	
Table Subsection 5+271.100 to 7+709.800 Summary . . . . .	7
. . . . .	
Table Subsection 8+264.000 to 16+333.400 Summary . . . . .	8
. . . . .	
Table Station Summary (Increasing) . . . . .	9
. . . . .	
Table Station Summary (Decreasing) . . . . .	12
. . . . .	

List of Figures

Figure Graphical Results (Increasing) . . . . .	2
. . . . .	
Figure Graphical Results (Decreasing) . . . . .	3
. . . . .	

## Report Overview

Report Generated: Oct 16, 2015 10:58 AM

Report Template: System: Single Page [System] (tam3, Jul 17, 2014 2:54 PM)

Evaluation Date: Sat Sep 12 07:35:31 COT 2015

IHSDM Version: v9.1.0 (Feb 09, 2014)

Traffic Analysis Module: v1.4.0 (Apr 26, 2010)

User Name: victorvalencia

Organization Name:

Phone:

E-Mail:

Project Title: VALIDACIÓN TWOPAS 2

Project Comment: Created Mon Jul 01 17:34:45 CEST 2013

Project Unit System: Metric

Highway Title: cv-13 prueba

Highway Comment: Created Thu Jul 04 12:46:45 CEST 2013

Highway Version: 8

Evaluation Title: VALIDACIÓN DEL TWOPAS EN CV13 otra



Evaluation Comment: Created Sat Sep 12 07:07:54 COT 2015

Minimum Station: 3+880.500

Maximum Station: 16+343.400

Configuration Name: CONFIGURA5CV13

## Traffic Analysis Graphical Results

[[Graphical Results in the Engineer's Manual](#)]

Figure 1 below displays the graphical results of the Traffic Analysis Module evaluation for the increasing direction of travel.

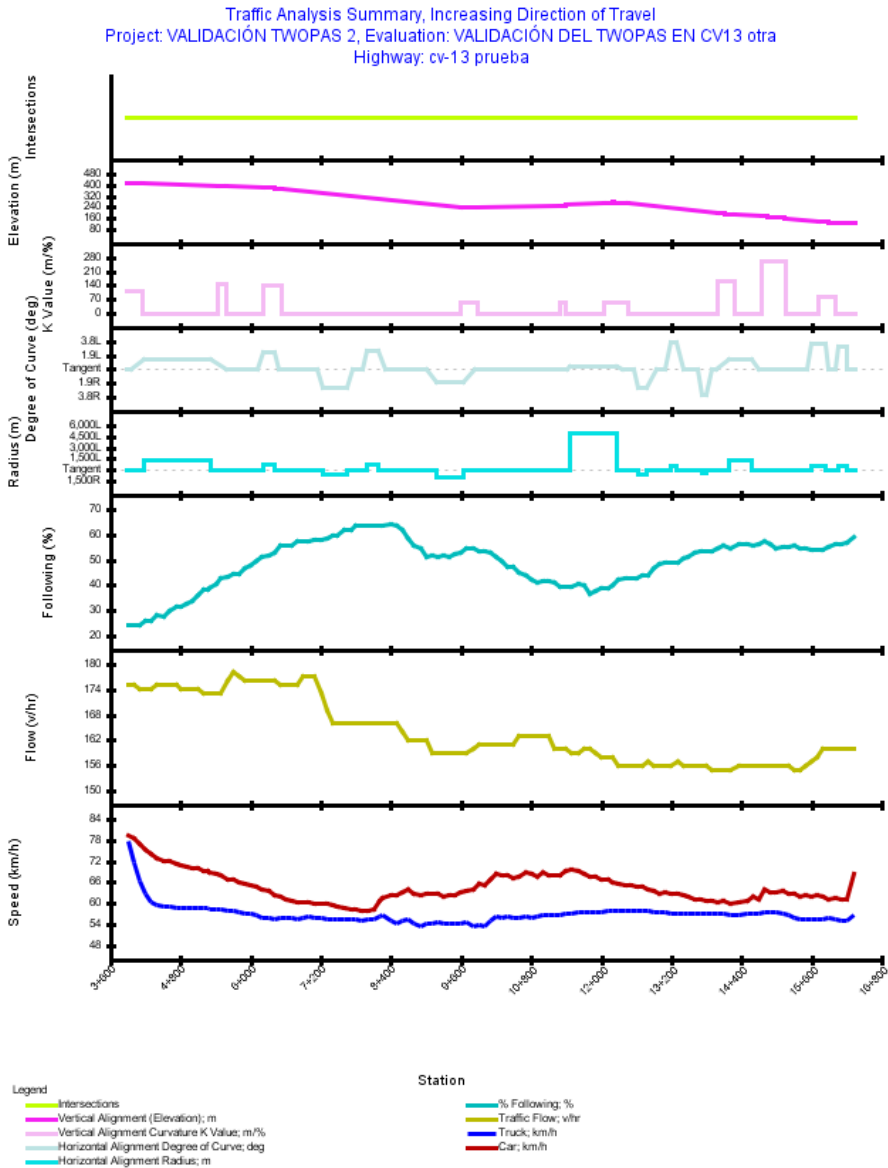


Figure 1. Graphical Results (Increasing)

Figure 2 below displays the graphical results of the Traffic Analysis Module evaluation for the decreasing direction of travel.

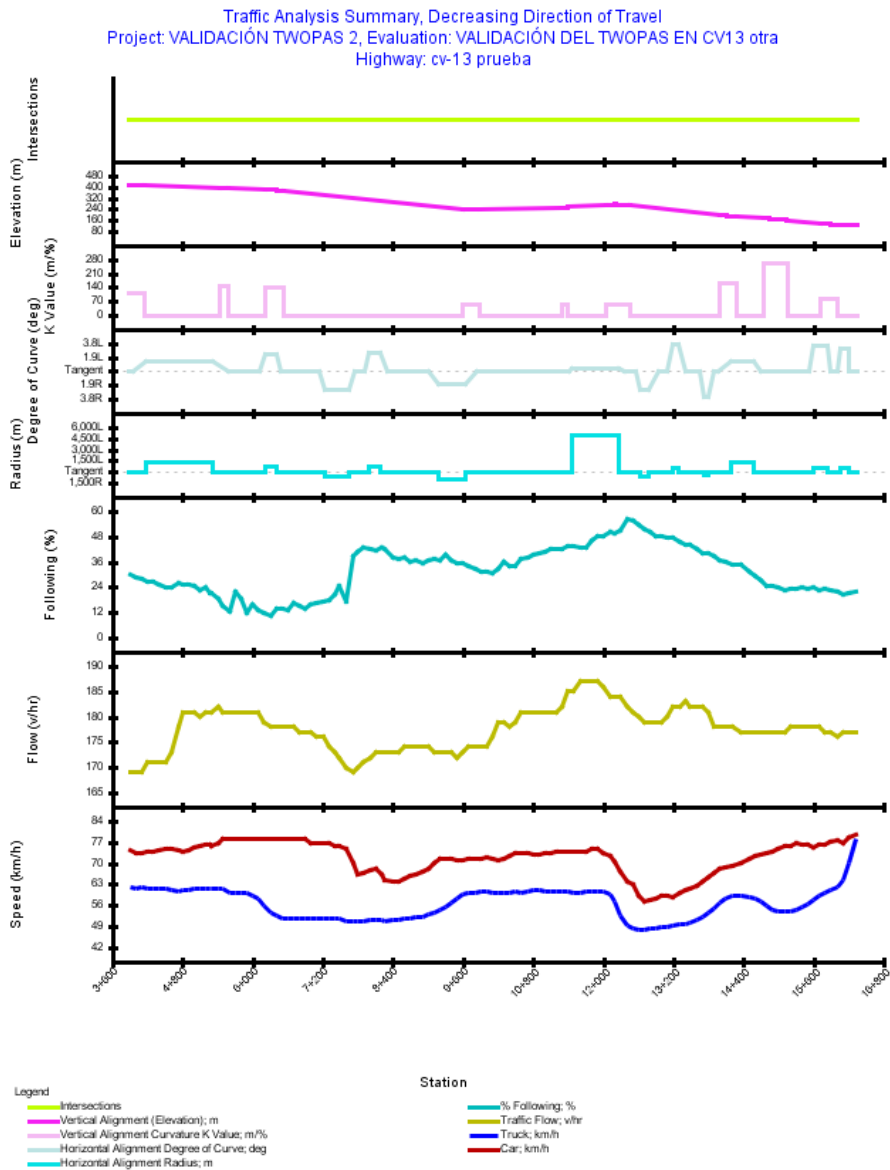


Figure 2. Graphical Results (Decreasing)  
Simulation Input Data

[Traffic Input Data in the Engineer's Manual]

Table 1. Simulation Parameters

Simulation Time (min)	60
Warm-up Time (min)	12
Total Time (min)	72
Computer Time (sec)	1
Test Road Length (km)	12.4629

Table 2. Random Number Generator Seeds

Description	Value
Entering Traffic in Platoons / Direction of Increasing Stations	81250132
Desired Speed / Direction of Increasing Stations	70867724
Entering Traffic in Platoons / Direction of Decreasing Stations	33333334
Desired Speed / Direction of Decreasing Stations	16532240
Passing Decisions	52338126

Table 3. Traffic Input Data

Direction of Travel	Flow Rate (vph)	Distribution Cars (%)	Distribution Trucks (%)	Distribution RVs (%)	Mean Desired Speed Cars (km/h)	Mean Desired Speed Trucks (km/h)	Mean Desired Speed RVs (km/h)	Desired Speed Standard Deviation Cars (km/h)	Desired Speed Standard Deviation Trucks (km/h)	Desired Speed Standard Deviation RVs (km/h)	Entering Traffic in Platoons (%)	No Passing Zone (%)
Increasing	163	64	36	0	79.2	59.4	61.6	8.5	10.0	8.5	25	35
Decreasing	179	62	38	0	78.1	61.6	55.0	7.7	6.2	6.2	27	46

## Simulation Output Summary

[\[Section Summary in the Engineer's Manual\]](#)

Table 4 below includes the traffic output data table for the main road section. The table reports the actual simulated flow rate, percent time spent following, average speed, trip time, traffic delay, geometric delay, total delay, number of passes, vehicle-distance traveled, and vehicle-hours of travel. These simulation outputs are reported for each direction and both directions combined.

Table 4. Section Summary

Direction of Travel	Flow Rate from Simulation (vph)	Percent Time Spent Following (%)	Average Travel Speed (km/h)	Trip Time (min/veh)	Traffic Delay (min/veh)	Geometric Delay (min/veh)	Total Delay (min/veh)	Number of Passes	Distance Traveled (km)	Total Travel Time (veh-hrs)
Increasing	164	55	59.1	12.6	1.8	0.1	1.9	121	2,035.4	34.5
Decreasing	181	34	63.4	11.6	0.3	0.4	0.8	387	2,211.2	34.9
Combined	345	44	61.3	12.1	1.1	0.3	1.3	508	4,246.6	69.3

Table 5. Subsection 5+271.100 to 7+709.800 Summary

Direction of Travel	Flow Rate from Simulation (vph)	Percent Time Spent Following (%)	Average Travel Speed (km/h)	Trip Time (min/veh)	Traffic Delay (min/veh)	Geometric Delay (min/veh)	Total Delay (min/veh)	Number of Passes	Distance Traveled (km)	Total Travel Time (veh-hrs)
Increasing	175	58	58.1	2.5	0.4	0.0	0.4	0	424.2	7.3
Decreasing	178	15	66.6	2.2	-0.0	0.1	0.1	171	433.3	6.5
Combined	353	36	62.4	2.3	0.2	0.1	0.2	171	857.5	13.8

Table 6. Subsection 8+264.000 to 16+333.400 Summary

Direction of Travel	Flow Rate from Simulation (vph)	Percent Time Spent Following (%)	Average Travel Speed (km/h)	Trip Time (min/veh)	Traffic Delay (min/veh)	Geometric Delay (min/veh)	Total Delay (min/veh)	Number of Passes	Distance Traveled (km)	Total Travel Time (veh-hrs)
Increasing	159	56	58.4	8.3	1.3	0.0	1.3	117	1,280.8	21.9
Decreasing	180	40	62.1	7.7	0.4	0.3	0.7	187	1,442.6	23.2
Combined	339	47	60.4	8.0	0.9	0.2	1.0	304	2,723.5	45.1

## Simulation Station Summaries

[[Station Summary in the Engineer's Manual](#)]

Table 7 below reports spot traffic operational data collected by the simulation at each data collection station for travel in direction of increasing stations. These data are analogous to data that would be collected by a traffic data recorder placed at the specified location on the highway during the simulation time. The data include hourly traffic volume; measured mean speed of cars, trucks, and recreational vehicles; mean and standard deviation speed for all vehicles combined; percent of vehicles following at a headway of less than 4 seconds; the average platoon size; and number of passes. A separate table is produced for each direction of travel. The data in this station summary data tables are used to create graphs.

Table 7. Station Summary (Increasing) Station Number	Station	Number of Lanes	Traffic Volume (vpd)	Speed Mean Cars (km/h)	Speed Mean Trucks (km/h)	Speed Mean RVs (km/h)	Speed Mean All (km/h)	Percent Following (%)	Platoon Size	Number of Passes
1	3+900.000	1	175	79.3	77.9	0.0	78.9	24	2.6	0.0
2	4+000.000	1	175	78.4	71.6	0.0	76.4	24	2.6	0.0
3	4+100.000	1	174	76.9	66.5	0.0	74.0	24	2.6	0.0
4	4+200.000	1	174	75.5	62.6	0.0	71.8	26	2.7	0.0
5	4+300.000	1	174	74.0	60.2	0.0	70.0	26	2.7	0.0
6	4+400.000	1	175	72.7	59.4	0.0	68.9	28	2.8	0.0
7	4+500.000	1	175	72.3	59.2	0.0	68.4	27	2.7	0.0
8	4+600.000	1	175	71.9	59.2	0.0	68.1	30	2.7	0.0
9	4+742.000	1	175	71.5	58.7	0.0	67.6	31	2.8	0.0
10	4+800.000	1	174	71.0	58.6	0.0	67.3	32	2.8	0.0
11	4+900.000	1	174	70.5	58.7	0.0	66.9	33	2.8	0.0
12	5+000.000	1	174	70.2	58.7	0.0	66.8	34	2.8	0.0
13	5+100.000	1	174	69.8	58.7	0.0	66.5	36	2.9	0.0
14	5+200.000	1	173	69.2	58.6	0.0	66.0	38	2.9	0.0
15	5+271.100	1	173	69.0	58.6	0.0	66.0	38	2.9	0.0
16	5+300.000	1	173	68.9	58.4	0.0	65.7	39	2.9	0.0
17	5+400.000	1	173	68.2	58.3	0.0	65.3	40	3.0	0.0



18	5+473.500	1	173	68.1	58.3	0.0	65.0	43	3.1	0.0
19	5+600.000	1	176	66.8	58.1	0.0	64.2	43	3.0	0.0
20	5+700.000	1	178	66.6	57.8	0.0	63.9	44	3.1	0.0
21	5+800.000	1	177	65.8	57.6	0.0	63.2	45	3.1	0.0
22	5+900.000	1	176	65.7	57.3	0.0	63.2	47	3.2	0.0
23	6+000.000	1	176	65.3	57.1	0.0	62.9	48	3.2	0.0
24	6+100.000	1	176	64.9	56.6	0.0	62.4	49	3.4	0.0
25	6+200.000	1	176	64.1	56.0	0.0	61.6	51	3.4	0.0
26	6+300.000	1	176	63.4	56.0	0.0	61.2	52	3.5	0.0
27	6+400.000	1	176	62.3	55.7	0.0	60.4	53	3.6	0.0
28	6+500.000	1	175	61.8	55.8	0.0	60.0	55	3.8	0.0
29	6+600.000	1	175	61.0	55.8	0.0	59.5	55	3.8	0.0
30	6+700.000	1	175	60.8	55.8	0.0	59.4	55	3.8	0.0
31	6+800.000	1	175	60.2	55.7	0.0	58.9	57	3.8	0.0
32	6+900.000	1	177	60.4	56.0	0.0	59.1	58	3.8	0.0
33	7+000.000	1	177	60.2	56.2	0.0	59.1	58	3.8	0.0
34	7+100.000	1	177	59.9	56.0	0.0	58.7	58	3.8	0.0
35	7+200.000	1	173	60.0	55.8	0.0	58.7	58	3.6	0.0
36	7+300.000	1	169	60.0	55.7	0.0	58.7	59	3.7	0.0
37	7+400.000	1	166	59.4	55.7	0.0	58.3	60	3.8	0.0
38	7+485.500	1	166	59.2	55.4	0.0	57.9	60	3.8	0.0
39	7+600.000	1	166	58.7	55.7	0.0	57.8	62	3.9	0.0

## Anexo II Datos de campo

40	7+709.800	1	166	58.4	55.4	0.0	57.5	62	3.9	0.0
41	7+800.000	1	166	58.3	55.4	0.0	57.5	63	4.0	0.0
42	7+900.000	1	166	58.1	55.2	0.0	57.3	63	4.0	0.0
43	8+000.000	1	166	58.1	55.4	0.0	57.3	63	4.0	0.0
44	8+100.000	1	166	58.4	55.7	0.0	57.8	63	4.0	0.0
45	8+200.000	1	166	60.8	56.3	0.0	59.5	63	4.0	0.0
46	8+264.000	1	166	61.6	56.6	0.0	60.0	63	4.0	4.0
47	8+400.000	1	166	62.4	55.0	0.0	60.2	64	4.0	7.0
48	8+500.000	1	166	62.3	54.4	0.0	59.9	63	4.0	9.0
49	8+600.000	1	164	63.1	55.0	0.0	60.7	62	3.8	3.0
50	8+700.000	1	162	64.1	55.4	0.0	61.3	59	4.0	2.0
51	8+800.000	1	162	62.6	54.4	0.0	60.2	56	4.2	3.0
52	8+900.000	1	162	62.3	53.6	0.0	59.7	54	4.1	2.0
53	9+000.000	1	162	62.6	54.4	0.0	60.2	51	4.1	0.0
54	9+100.000	1	159	62.6	54.2	0.0	60.2	52	3.9	0.0
55	9+200.000	1	159	62.6	54.6	0.0	60.2	51	4.0	0.0
56	9+300.000	1	159	62.1	54.1	0.0	59.9	52	4.2	0.0
57	9+400.000	1	159	62.3	54.4	0.0	60.0	51	4.0	0.0
58	9+500.000	1	159	62.3	54.1	0.0	59.9	52	4.1	0.0
59	9+600.000	1	159	63.1	54.4	0.0	60.5	53	4.2	0.0
60	9+700.000	1	159	63.6	54.6	0.0	60.8	55	4.5	1.0
61	9+800.000	1	160	63.9	53.3	0.0	60.8	54	4.6	2.0

62	9+900.000	1	161	65.7	53.8	0.0	62.1	53	4.6	6.0
63	10+000.000	1	161	65.0	53.6	0.0	61.6	53	4.4	5.0
64	10+100.000	1	161	66.6	55.2	0.0	63.2	53	4.4	2.0
65	10+200.000	1	161	68.2	56.2	0.0	64.7	51	4.3	4.0
66	10+300.000	1	161	68.1	56.0	0.0	64.5	50	4.3	5.0
67	10+400.000	1	161	68.1	56.3	0.0	64.5	47	4.3	3.0
68	10+485.600	1	161	67.3	55.8	0.0	64.1	47	4.2	5.0
69	10+600.000	1	163	67.8	56.0	0.0	64.4	45	3.9	2.0
70	10+700.000	1	163	68.7	56.2	0.0	65.0	44	4.1	6.0
71	10+800.000	1	163	68.4	56.0	0.0	64.7	42	4.1	3.0
72	10+900.000	1	163	67.8	56.3	0.0	64.4	41	3.7	1.0
73	11+000.000	1	163	68.9	56.8	0.0	65.3	42	3.5	6.0
74	11+100.000	1	163	68.1	56.6	0.0	64.7	42	3.4	3.0
75	11+200.000	1	160	68.1	56.8	0.0	64.9	41	3.4	5.0
76	11+300.000	1	160	68.1	56.8	0.0	64.9	39	3.5	0.0
77	11+400.000	1	160	69.2	57.0	0.0	65.7	39	3.5	3.0
78	11+500.000	1	159	69.5	57.3	0.0	66.0	40	3.7	4.0
79	11+600.000	1	159	69.4	57.6	0.0	66.0	40	3.7	6.0
80	11+700.000	1	160	68.4	57.6	0.0	65.2	40	3.7	0.0
81	11+800.000	1	160	67.8	57.6	0.0	64.9	36	3.6	1.0
82	11+900.000	1	159	67.4	57.5	0.0	64.7	38	3.5	1.0
83	12+000.000	1	158	66.9	57.5	0.0	64.4	39	3.4	0.0

## Anexo II Datos de campo

84	12+118.800	1	158	66.6	57.8	0.0	64.1	39	3.4	0.0
85	12+200.000	1	158	66.1	57.9	0.0	63.9	40	3.5	0.0
86	12+300.000	1	156	65.7	57.9	0.0	63.4	42	3.9	0.0
87	12+400.000	1	156	65.3	58.1	0.0	63.2	43	3.8	0.0
88	12+500.000	1	156	65.0	58.1	0.0	63.1	43	3.8	0.0
89	12+600.000	1	156	64.7	58.1	0.0	62.8	43	3.8	0.0
90	12+700.000	1	156	64.7	58.1	0.0	62.8	44	4.0	0.0
91	12+800.000	1	157	64.1	57.8	0.0	62.3	44	4.0	0.0
92	12+900.000	1	156	63.7	57.6	0.0	62.0	47	4.0	0.0
93	13+000.000	1	156	62.9	57.5	0.0	61.5	48	4.0	0.0
94	13+100.000	1	156	63.2	57.5	0.0	61.5	49	4.0	0.0
95	13+200.000	1	156	62.8	57.1	0.0	61.2	49	4.0	0.0
96	13+300.000	1	157	62.6	57.0	0.0	60.8	49	4.1	0.0
97	13+400.000	1	156	62.3	57.1	0.0	60.7	51	3.9	0.0
98	13+470.900	1	156	62.1	57.3	0.0	60.8	51	4.0	0.0
99	13+600.000	1	156	61.3	57.1	0.0	60.0	53	3.9	0.0
100	13+700.000	1	156	61.2	57.1	0.0	60.0	53	4.2	0.0
101	13+800.000	1	156	60.8	57.1	0.0	59.9	53	4.2	0.0
102	13+900.000	1	155	60.8	57.3	0.0	59.9	54	4.2	0.0
103	14+000.000	1	155	60.5	57.3	0.0	59.5	55	4.2	0.0
104	14+100.000	1	155	60.7	57.1	0.0	59.7	56	4.2	0.0
105	14+200.000	1	155	59.9	56.8	0.0	59.1	55	4.3	0.0

106	14+350.000	1	156	60.2	56.6	0.0	59.1	56	4.3	0.0
107	14+500.000	1	156	60.7	57.0	0.0	59.5	56	4.3	0.0
108	14+600.000	1	156	62.0	57.0	0.0	60.5	56	4.3	0.0
109	14+700.000	1	156	61.2	57.1	0.0	60.2	56	4.3	3.0
110	14+800.000	1	156	64.1	57.5	0.0	62.0	57	4.3	2.0
111	14+900.000	1	156	63.2	57.5	0.0	61.6	56	4.3	2.0
112	15+000.000	1	156	63.2	57.6	0.0	61.6	54	4.2	4.0
113	15+100.000	1	156	63.6	57.3	0.0	61.8	55	4.0	4.0
114	15+200.000	1	156	62.9	56.8	0.0	61.2	55	4.0	1.0
115	15+300.000	1	155	62.6	56.0	0.0	60.8	56	4.1	1.0
116	15+400.000	1	155	62.0	55.7	0.0	60.2	55	3.9	0.0
117	15+500.000	1	156	62.3	55.7	0.0	60.5	54	3.8	0.0
118	15+600.000	1	157	62.0	55.7	0.0	60.2	54	3.7	0.0
119	15+706.000	1	158	62.3	55.7	0.0	60.4	54	3.7	0.0
120	15+800.000	1	160	62.0	55.7	0.0	60.2	54	3.7	0.0
121	15+900.000	1	160	61.2	55.8	0.0	59.7	55	3.7	0.0
122	16+000.000	1	160	61.5	55.5	0.0	59.7	56	3.6	0.0
123	16+100.000	1	160	61.2	55.0	0.0	59.5	56	3.6	0.0
124	16+200.000	1	160	61.0	55.2	0.0	59.4	57	3.7	0.0
125	16+333.400	1	160	68.4	56.8	0.0	65.0	59	3.7	0.0

Table 8 below reports spot traffic operational data collected by the simulation at each data collection station for travel in direction of decreasing stations. These data are analogous to data that would be collected by a traffic data recorder placed at the specified location on the highway during the simulation time. The data include hourly traffic volume; measured mean speed of cars, trucks, and recreational vehicles; mean and standard deviation speed for all vehicles combined; percent of vehicles following at a headway of less than 4 seconds; the average platoon size; and number of passes. A separate table is produced for each direction of travel. The data in this station summary data tables are used to create graphs.

Table 8. Station Summary (Decreasing)

Station Number	Station	Number of Lanes	Traffic Volume (vpd)	Speed Mean Cars (km/h)	Speed Mean Trucks (km/h)	Speed Mean RVs (km/h)	Speed Mean All (km/h)	Percent Following (%)	Platoon Size	Number of Passes
1	16+333.400	1	177	79.5	77.9	0.0	78.9	22	2.6	0.0
2	16+200.000	1	177	78.5	70.2	0.0	75.0	22	2.5	0.0
3	16+100.000	1	177	76.6	64.4	0.0	71.6	20	2.6	0.0
4	16+000.000	1	176	77.7	62.1	0.0	71.3	22	2.5	2.0
5	15+900.000	1	177	77.1	61.2	0.0	70.8	23	2.5	5.0
6	15+800.000	1	177	76.4	60.2	0.0	70.0	23	2.5	5.0
7	15+706.000	1	178	76.4	59.1	0.0	69.4	22	2.4	3.0
8	15+600.000	1	178	75.3	57.6	0.0	68.1	24	2.4	3.0
9	15+500.000	1	178	76.3	56.5	0.0	68.2	23	2.4	3.0
10	15+400.000	1	178	76.4	55.7	0.0	68.1	24	2.4	3.0
11	15+300.000	1	178	76.8	54.7	0.0	67.8	23	2.4	6.0
12	15+200.000	1	178	75.8	53.9	0.0	67.1	23	2.3	4.0
13	15+100.000	1	177	75.6	53.9	0.0	66.9	23	2.4	2.0
14	15+000.000	1	177	75.0	54.1	0.0	66.6	24	2.4	2.0
15	14+900.000	1	177	73.9	54.7	0.0	66.3	24	2.3	0.0
16	14+800.000	1	177	73.4	55.8	0.0	66.5	25	2.4	0.0
17	14+700.000	1	177	72.9	57.1	0.0	66.6	27	2.5	0.0
18	14+600.000	1	177	72.3	58.1	0.0	66.5	29	2.5	0.0
19	14+500.000	1	177	71.3	58.7	0.0	66.1	32	2.6	0.0
20	14+350.000	1	177	69.8	59.2	0.0	65.7	34	2.6	0.0
21	14+200.000	1	178	69.2	59.2	0.0	65.2	35	2.6	0.0

## Anexo II Datos de campo

22	14+100.000	1	178	68.9	58.4	0.0	64.7	36	2.6	0.0
23	14+000.000	1	178	68.1	57.0	0.0	63.6	36	2.6	0.0
24	13+900.000	1	178	66.8	55.2	0.0	62.1	39	2.7	0.0
25	13+800.000	1	181	65.2	53.6	0.0	60.5	40	2.7	0.0
26	13+700.000	1	182	63.7	52.3	0.0	59.2	40	2.7	0.0
27	13+600.000	1	182	62.8	51.2	0.0	58.1	42	2.8	0.0
28	13+470.900	1	182	61.6	50.4	0.0	57.1	44	2.7	0.0
29	13+400.000	1	183	61.0	49.9	0.0	56.5	44	2.8	0.0
30	13+300.000	1	182	60.2	49.7	0.0	56.0	46	2.8	0.0
31	13+200.000	1	182	58.7	49.1	0.0	54.9	47	2.8	0.0
32	13+100.000	1	180	59.4	48.8	0.0	55.0	47	2.8	0.0
33	13+000.000	1	179	59.2	48.8	0.0	54.9	48	2.8	0.0
34	12+900.000	1	179	58.4	48.4	0.0	54.4	48	2.9	0.0
35	12+800.000	1	179	57.8	48.4	0.0	53.9	50	2.9	0.0
36	12+700.000	1	179	57.1	48.1	0.0	53.6	51	2.9	0.0
37	12+600.000	1	180	59.2	48.1	0.0	54.7	54	3.0	0.0
38	12+500.000	1	181	62.9	48.3	0.0	56.8	56	3.1	7.0
39	12+400.000	1	182	64.1	49.1	0.0	58.1	57	3.1	14.0
40	12+300.000	1	184	67.4	52.6	0.0	61.3	51	3.0	11.0
41	12+200.000	1	184	70.6	57.1	0.0	65.0	50	3.0	4.0
42	12+118.800	1	184	72.6	59.7	0.0	67.3	50	2.9	9.0
43	12+000.000	1	186	73.5	60.5	0.0	68.2	48	2.8	7.0



44	11+900.000	1	187	74.7	60.8	0.0	69.0	48	2.9	11.0
45	11+800.000	1	187	74.7	60.8	0.0	69.2	46	2.8	6.0
46	11+700.000	1	187	74.0	60.5	0.0	68.6	43	2.8	8.0
47	11+600.000	1	187	74.0	60.4	0.0	68.4	43	2.9	5.0
48	11+500.000	1	185	74.0	60.2	0.0	68.4	44	2.9	1.0
49	11+400.000	1	185	73.7	60.7	0.0	68.4	43	3.0	4.0
50	11+300.000	1	182	73.9	60.7	0.0	68.4	42	2.8	5.0
51	11+200.000	1	181	73.7	60.5	0.0	68.4	42	2.9	3.0
52	11+100.000	1	181	73.5	60.7	0.0	68.4	42	2.9	5.0
53	11+000.000	1	181	73.5	60.8	0.0	68.4	41	3.0	3.0
54	10+900.000	1	181	72.9	61.2	0.0	68.1	40	2.9	5.0
55	10+800.000	1	181	72.9	61.0	0.0	68.1	39	2.9	4.0
56	10+700.000	1	181	73.5	60.5	0.0	68.2	38	3.0	4.0
57	10+600.000	1	181	73.5	60.2	0.0	68.2	38	2.9	2.0
58	10+485.600	1	179	73.2	60.5	0.0	68.2	34	3.0	4.0
59	10+400.000	1	178	72.4	60.4	0.0	67.6	34	3.1	1.0
60	10+300.000	1	179	71.3	60.4	0.0	66.9	36	3.1	0.0
61	10+200.000	1	179	71.0	60.4	0.0	66.8	33	2.9	0.0
62	10+100.000	1	176	71.6	60.4	0.0	67.1	31	2.8	0.0
63	10+000.000	1	174	71.8	60.5	0.0	67.1	32	2.8	0.0
64	9+900.000	1	174	71.6	60.5	0.0	67.1	32	2.8	0.0
65	9+800.000	1	174	71.3	60.4	0.0	66.8	33	2.9	0.0

## Anexo II Datos de campo

66	9+700.000	1	174	71.3	60.4	0.0	66.8	34	3.0	0.0
67	9+600.000	1	173	71.0	59.9	0.0	66.5	35	3.1	0.0
68	9+500.000	1	172	71.1	58.1	0.0	66.0	36	3.1	0.0
69	9+400.000	1	173	71.6	56.8	0.0	65.7	37	3.1	2.0
70	9+300.000	1	173	71.6	55.7	0.0	65.2	39	3.2	8.0
71	9+200.000	1	173	71.5	54.7	0.0	64.7	37	3.1	3.0
72	9+100.000	1	173	70.2	53.8	0.0	63.4	38	3.4	8.0
73	9+000.000	1	174	68.4	52.9	0.0	62.3	37	3.4	2.0
74	8+900.000	1	174	67.3	52.3	0.0	61.2	36	3.3	3.0
75	8+800.000	1	174	66.5	52.0	0.0	60.7	37	3.4	0.0
76	8+700.000	1	174	66.0	51.7	0.0	60.2	36	3.3	0.0
77	8+600.000	1	174	64.9	51.5	0.0	59.5	38	3.3	0.0
78	8+500.000	1	173	64.1	51.2	0.0	58.9	38	3.3	0.0
79	8+400.000	1	173	63.7	51.0	0.0	58.7	38	3.4	0.0
80	8+264.000	1	173	64.4	50.9	0.0	59.1	42	3.1	0.0
81	8+200.000	1	173	66.1	51.0	0.0	60.2	43	3.1	0.0
82	8+100.000	1	173	68.1	51.2	0.0	61.3	42	3.0	11.0
83	8+000.000	1	172	67.9	51.2	0.0	61.2	42	3.2	9.0
84	7+900.000	1	171	66.6	50.5	0.0	60.2	43	3.1	5.0
85	7+800.000	1	170	66.1	50.9	0.0	60.2	41	3.2	4.0
86	7+709.800	2	169	70.2	50.5	0.0	62.6	39	3.1	0.0
87	7+600.000	2	170	74.7	50.5	0.0	64.7	17	2.4	12.0

88	7+485.500	2	172	75.6	51.5	0.0	65.8	24	2.4	28.0
89	7+400.000	2	173	75.6	51.5	0.0	65.8	21	2.4	14.0
90	7+300.000	2	174	76.8	51.5	0.0	66.9	18	2.3	13.0
91	7+200.000	2	176	76.8	51.5	0.0	66.9	17	2.3	9.0
92	7+100.000	2	176	76.8	51.5	0.0	66.9	16	2.2	7.0
93	7+000.000	2	177	76.8	51.5	0.0	66.9	16	2.3	12.0
94	6+900.000	2	177	77.9	51.5	0.0	68.1	14	2.4	3.0
95	6+800.000	2	177	77.9	51.5	0.0	68.1	15	2.4	6.0
96	6+700.000	2	178	77.9	51.5	0.0	68.1	16	2.5	5.0
97	6+600.000	2	178	77.9	51.5	0.0	68.1	13	2.4	3.0
98	6+500.000	2	178	77.9	51.5	0.0	68.1	14	2.3	10.0
99	6+400.000	2	178	77.9	52.6	0.0	68.1	14	2.1	3.0
100	6+300.000	2	178	77.9	53.8	0.0	69.2	11	2.2	8.0
101	6+200.000	2	179	77.9	56.0	0.0	70.2	12	2.2	5.0
102	6+100.000	2	181	77.9	58.1	0.0	70.2	13	2.3	10.0
103	6+000.000	2	181	77.9	59.2	0.0	71.3	16	2.3	6.0
104	5+900.000	2	181	77.9	60.4	0.0	71.3	12	2.3	4.0
105	5+800.000	2	181	77.9	60.4	0.0	71.3	19	2.4	1.0
106	5+700.000	2	181	77.9	60.4	0.0	71.3	22	2.5	4.0
107	5+600.000	2	181	77.9	60.4	0.0	71.3	12	2.2	0.0
108	5+473.500	2	181	77.9	61.5	0.0	71.3	15	2.4	3.0
109	5+400.000	2	182	76.8	61.5	0.0	71.3	19	2.5	2.0

## Anexo II Datos de campo

110	5+300.000	2	181	75.6	61.5	0.0	70.2	22	2.7	3.0
111	5+271.100	1	181	76.3	61.5	0.0	70.8	22	2.7	0.0
112	5+200.000	1	181	76.1	61.6	0.0	70.6	24	2.8	0.0
113	5+100.000	1	180	75.8	61.5	0.0	70.5	23	2.5	0.0
114	5+000.000	1	181	75.2	61.5	0.0	70.0	25	2.5	0.0
115	4+900.000	1	181	74.5	61.2	0.0	69.5	25	2.6	0.0
116	4+800.000	1	181	73.9	61.0	0.0	69.0	25	2.6	0.0
117	4+742.000	1	178	74.5	60.8	0.0	69.2	26	2.5	0.0
118	4+600.000	1	173	75.0	61.3	0.0	69.8	24	2.4	0.0
119	4+500.000	1	171	74.7	61.6	0.0	69.8	24	2.4	0.0
120	4+400.000	1	171	74.5	61.6	0.0	69.7	25	2.4	0.0
121	4+300.000	1	171	73.9	61.6	0.0	69.2	26	2.5	0.0
122	4+200.000	1	171	73.9	61.6	0.0	69.2	27	2.5	0.0
123	4+100.000	1	169	73.4	62.0	0.0	69.2	28	2.6	0.0
124	4+000.000	1	169	73.4	61.8	0.0	69.2	28	2.7	0.0
125	3+900.000	1	169	74.4	62.0	0.0	69.8	30	2.7	0.0





### A.III ANEXO III. Resultados de la aplicación del TWOPAS a Carriles Auxiliares.

La aplicación del TWOPAS a carriles auxiliares se explicó en el capítulo 9 de lo cual se resalta la gran cantidad de información que resultó ya que se realizaron alrededor de 98000 simulaciones de las cuales se obtuvo el promedio para resultar en 9800 pero en este anexo se presenta parcialmente para simplificar de acuerdo a los indicadores que se muestran a continuación:

#### A.III.1 Velocidad Media de Recorrido cuando no hay carril adicional (ATS)

##### a. Carril de adelantamiento

Avg_SpeedMeanAll_KICA_WithoutClimbLane													
				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	2	47.29	45.93	44.61	43.68	42.57	41.80	40.71	40.12	39.34	38.49
1300	800	600	4	47.08	44.93	43.18	41.29	39.40	38.52	36.73	35.90	34.68	33.30
1300	800	800	2	46.64	45.12	43.85	42.97	41.55	40.36	39.63	38.48	37.79	36.59
1300	800	800	4	46.43	44.31	41.65	39.83	37.99	36.84	35.21	34.02	32.94	31.26
1300	800	1000	2	46.26	44.73	43.05	41.89	40.39	39.48	38.62	37.43	36.36	35.43
1300	800	1000	4	46.26	42.97	40.44	38.41	36.67	35.23	33.74	32.20	31.26	29.92
1300	800	1200	2	45.89	43.78	42.40	41.19	39.37	38.32	37.17	36.00	35.12	33.90
1300	800	1200	4	45.96	42.10	39.48	37.16	35.16	33.60	32.06	30.66	29.60	28.37
1300	800	1400	2	45.41	43.33	41.24	39.65	38.03	36.89	35.63	34.49	33.77	32.71
1300	800	1400	4	45.37	40.86	37.99	35.81	33.87	31.81	30.56	29.08	28.25	26.83

**b. Carril de ascenso**

Avg_SpeedMeanAll_KICA_WithoutClimLane													
				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	6	46.11	42.78	39.62	37.30	34.79	32.72	31.11	29.53	28.05	26.25
1300	800	600	8	44.06	39.70	35.74	32.33	30.55	27.81	25.70	23.24	21.74	20.33
1300	800	600	10	40.68	35.69	31.05	28.03	24.85	22.81	21.03	19.05	17.58	16.10
1300	800	800	6	45.92	41.57	37.75	35.28	32.77	30.69	28.69	27.05	25.49	24.00
1300	800	800	8	43.99	38.39	33.76	30.14	27.23	24.82	23.10	21.60	20.10	17.77
1300	800	800	10	40.67	33.26	28.00	24.69	21.31	19.43	17.54	15.95	14.93	13.92
1300	800	1000	6	45.70	40.43	35.79	33.16	30.15	28.21	26.18	24.50	23.21	21.60
1300	800	1000	8	43.80	35.95	30.15	27.07	24.23	21.87	19.98	18.24	16.95	15.90
1300	800	1000	10	40.50	30.96	24.92	21.57	18.53	16.53	14.67	13.57	12.95	12.14
1300	800	1200	6	45.35	38.47	33.84	30.91	28.03	25.86	24.01	22.18	21.08	19.80
1300	800	1200	8	43.72	33.95	27.23	24.42	21.58	19.10	17.72	16.22	15.67	13.93
1300	800	1200	10	40.44	28.02	21.68	18.42	15.72	14.01	12.54	11.83	11.14	10.12
1300	800	1400	6	45.04	37.22	32.46	29.01	25.87	23.69	22.27	20.31	19.58	18.37
1300	800	1400	8	43.47	31.52	25.18	21.95	17.95	16.50	14.25	14.20	13.65	12.90
1300	800	1400	10	40.28	24.95	18.83	15.52	13.19	11.51	10.05	9.46	9.01	8.71

**A.III.2 Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento cuando no hay carril adicional (PTSF).**

**a. Carril de adelantamiento**

Avg_PercentFollowing_KICA_WithoutClimLane													
				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	2	44.04	44.44	44.35	44.07	45.10	44.52	45.22	45.14	45.16	45.97
1300	800	600	4	44.39	43.79	42.97	43.44	45.58	44.51	45.51	44.46	45.53	45.45
1300	800	800	2	49.82	49.91	50.54	50.13	50.80	51.61	52.30	52.95	52.52	53.92
1300	800	800	4	49.62	48.90	50.39	50.83	51.03	51.11	52.06	51.78	52.37	52.71
1300	800	1000	2	53.06	53.49	55.07	55.35	56.64	57.05	57.71	58.54	59.41	59.43
1300	800	1000	4	52.53	55.20	55.50	56.15	56.67	56.99	57.44	58.02	58.22	58.49
1300	800	1200	2	58.38	59.03	59.32	60.71	61.97	62.91	63.76	65.12	65.06	66.33
1300	800	1200	4	57.56	60.04	60.43	61.04	61.85	63.32	63.13	63.55	63.79	63.77
1300	800	1400	2	62.10	63.41	64.55	65.93	67.44	68.27	69.35	70.20	70.06	70.84
1300	800	1400	4	61.80	64.99	65.14	66.01	66.50	67.70	67.84	68.60	68.46	69.04

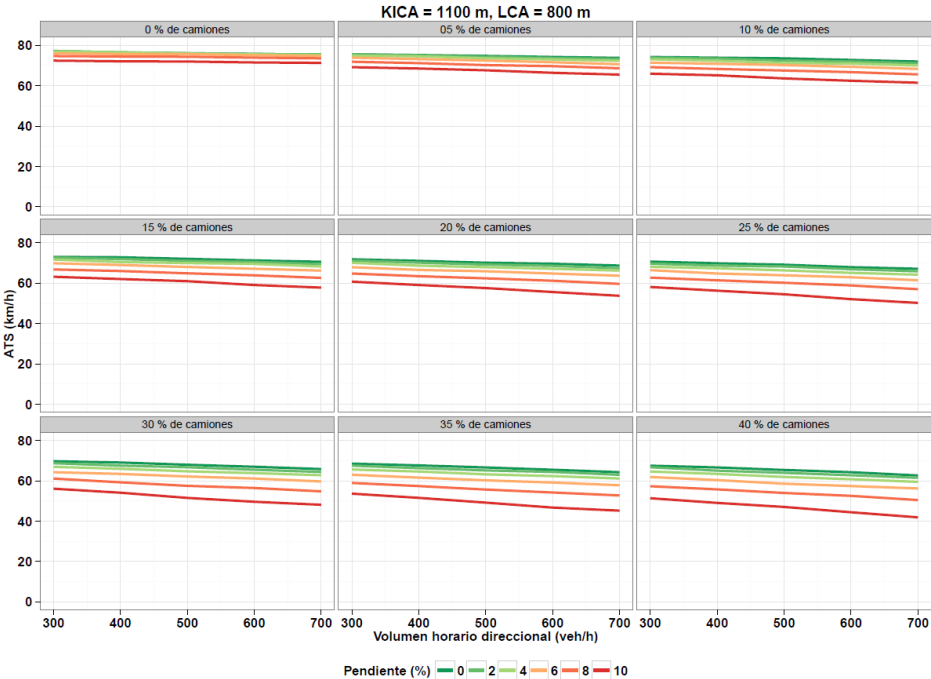


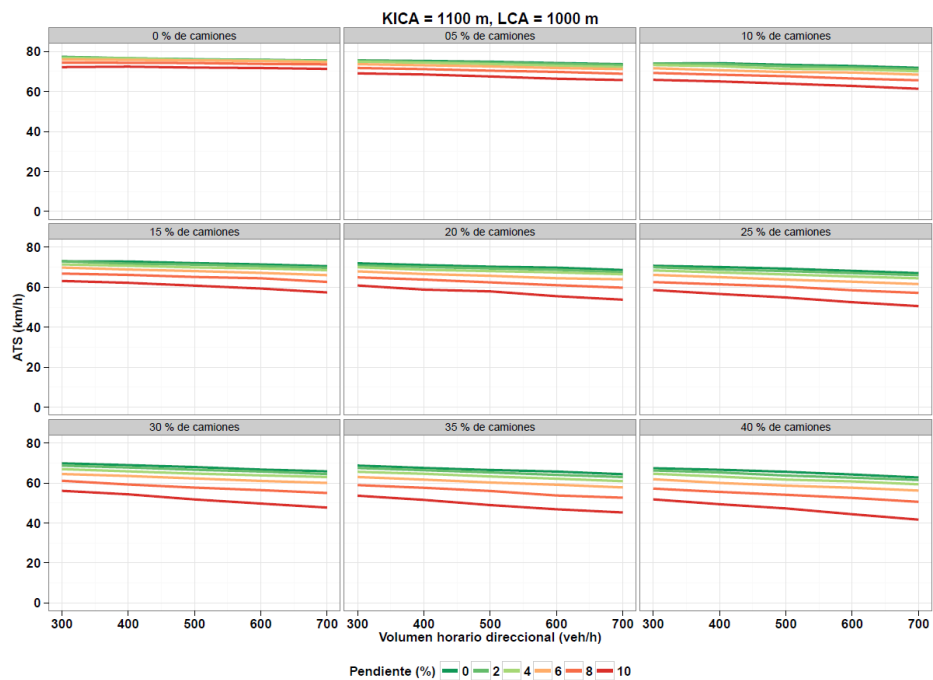
b. **Carril de ascenso**

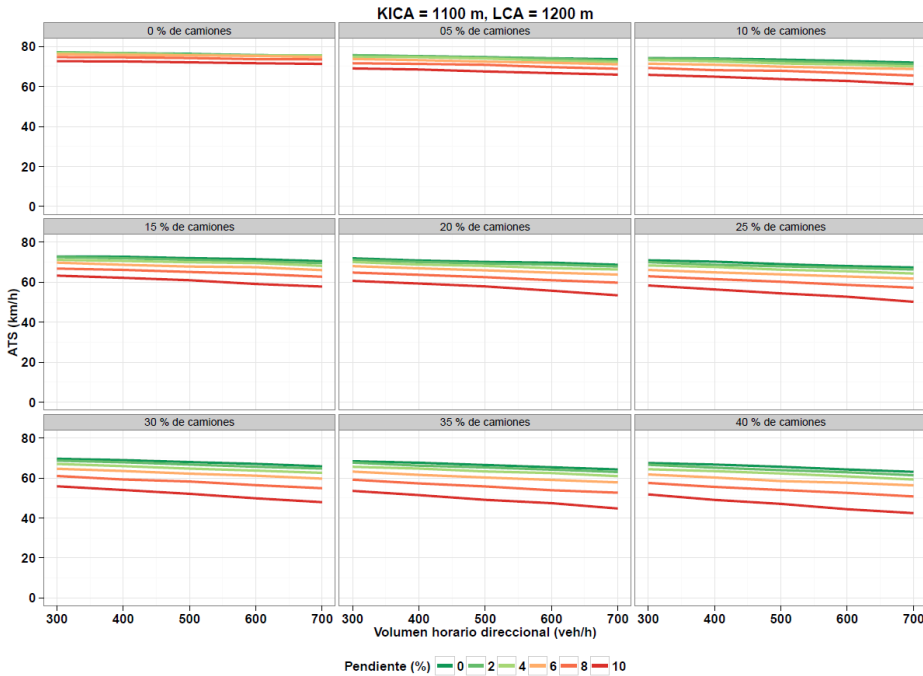
Avg_PercentFollowing_KICA_WithoutClimbLane				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	6	43.39	43.45	42.20	42.61	43.60	43.44	42.93	42.95	41.88	42.99
1300	800	600	8	42.99	43.17	43.09	42.69	41.40	39.41	38.48	39.30	37.06	36.30
1300	800	600	10	43.07	42.22	41.65	40.42	39.54	37.59	36.49	34.16	32.90	29.79
1300	800	800	6	48.48	49.84	49.63	50.07	50.00	49.82	50.41	50.05	50.03	49.12
1300	800	800	8	47.71	49.67	47.96	48.47	48.73	47.72	46.55	45.55	43.60	43.53
1300	800	800	10	47.78	49.29	49.07	47.42	48.10	45.33	43.58	41.98	39.38	37.38
1300	800	1000	6	52.18	54.28	55.79	55.51	56.72	56.09	56.39	55.89	55.23	54.72
1300	800	1000	8	50.89	55.09	55.33	53.87	54.53	54.59	53.15	50.52	49.00	48.55
1300	800	1000	10	49.93	55.00	54.55	54.46	52.74	50.83	48.87	45.34	43.44	40.27
1300	800	1200	6	56.68	59.84	61.84	61.15	62.17	62.41	61.68	61.25	60.35	59.72
1300	800	1200	8	54.99	60.95	62.65	61.88	61.43	60.44	58.82	56.60	52.53	53.53
1300	800	1200	10	54.96	62.04	61.60	60.45	58.56	55.88	53.17	49.76	46.81	42.83
1300	800	1400	6	60.39	65.05	65.76	66.27	66.99	66.72	65.88	65.69	64.71	63.76
1300	800	1400	8	58.89	65.33	66.33	66.60	66.35	64.36	61.60	61.47	55.40	53.87
1300	800	1400	10	59.06	67.01	66.50	65.23	62.61	59.02	53.97	50.72	46.48	41.00

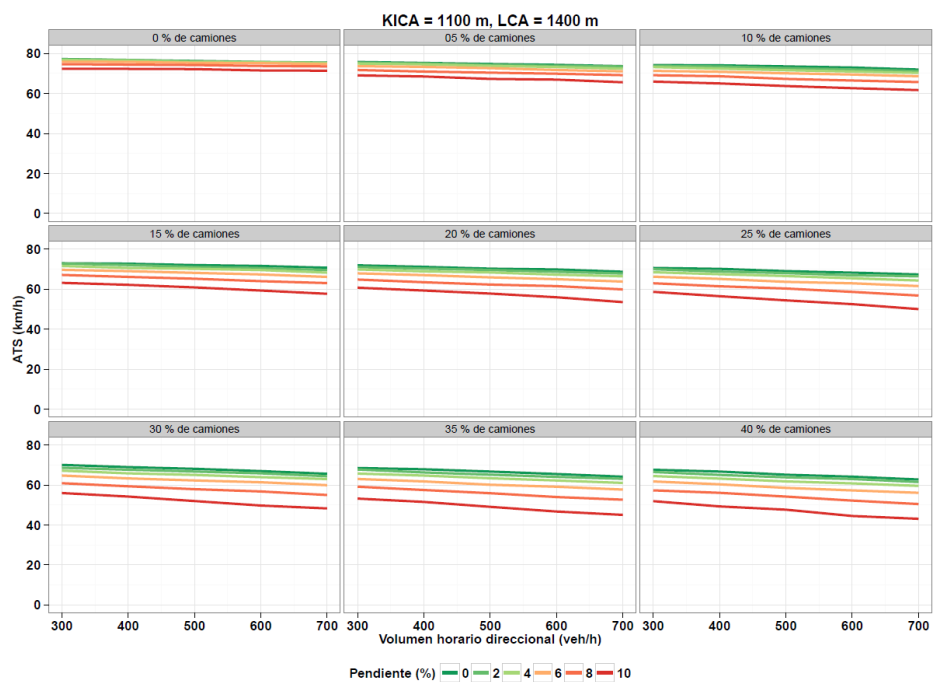
**A.III.3 Velocidad Media de Recorrido cuando hay carril adicional (ATS)**

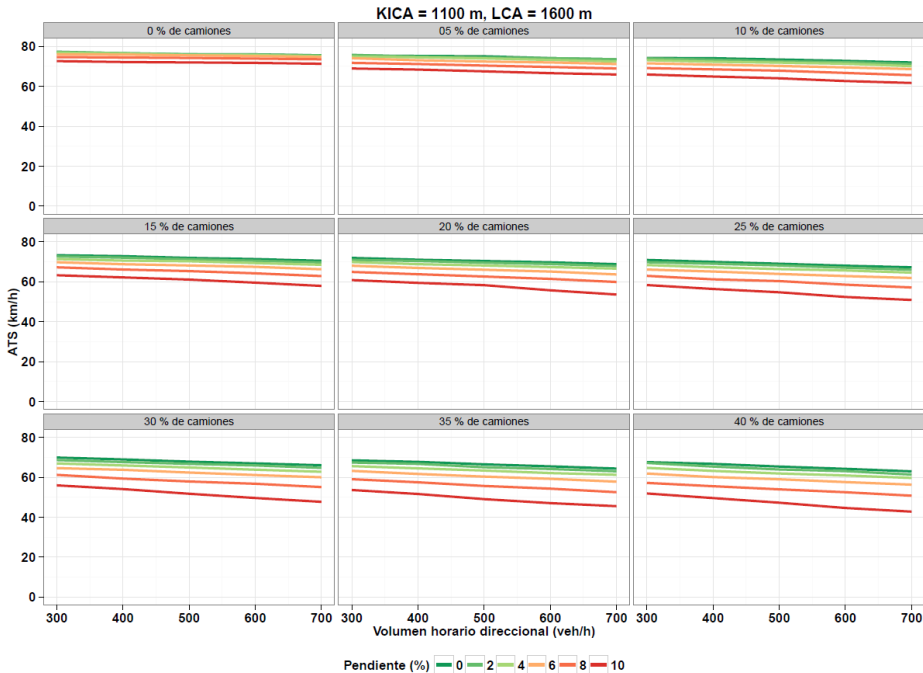
Se han preparado ábacos que ilustra la relación de la ATS cuando hay carril auxiliar con las demás variables consideradas: KICA, LCA, porcentaje de camiones, pendiente y volumen direccional resultando 28 ábacos que se presentan a continuación:

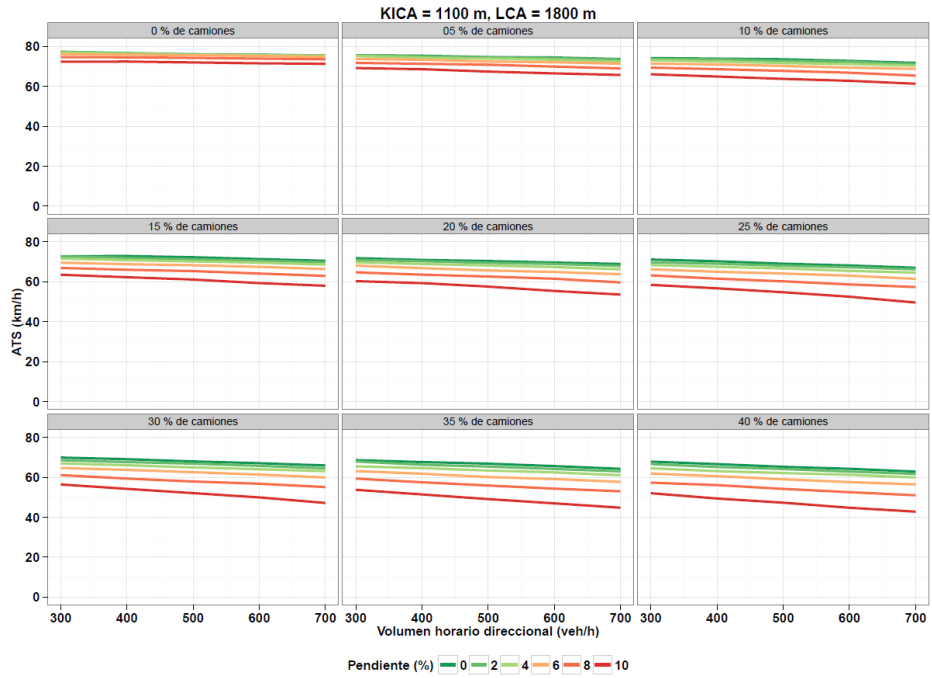


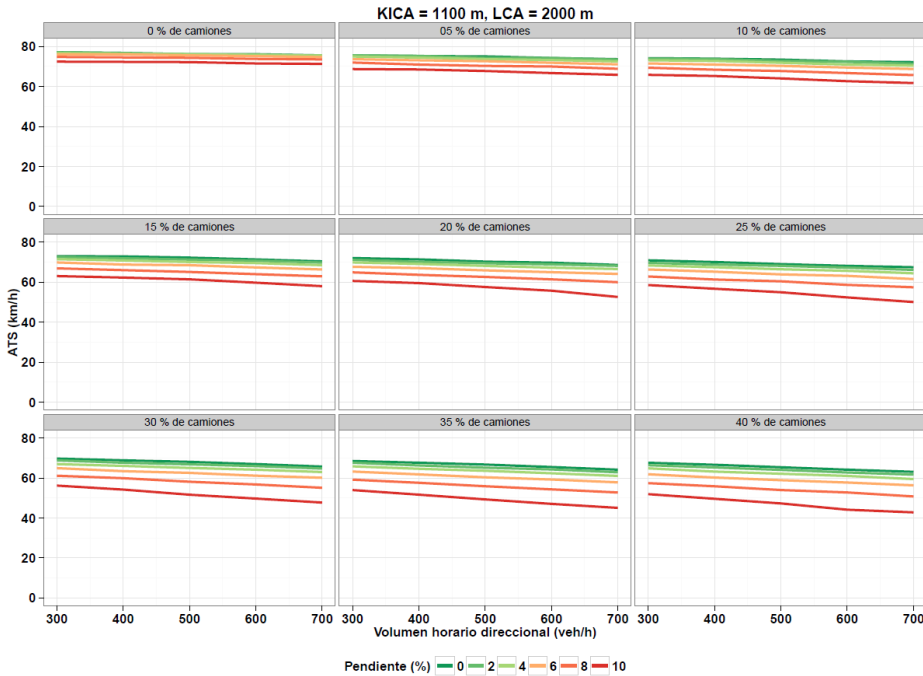




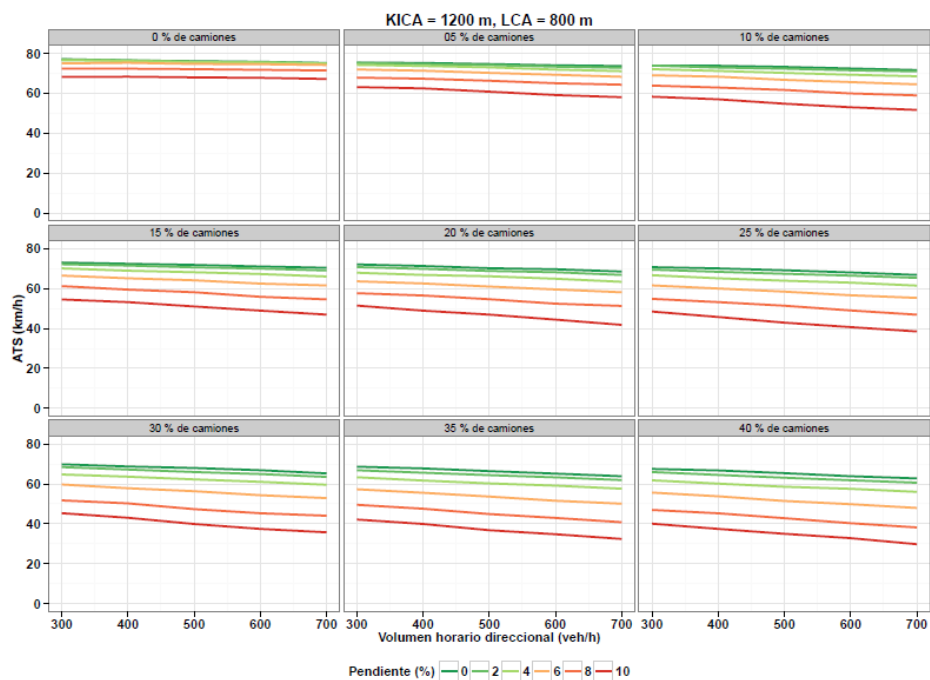


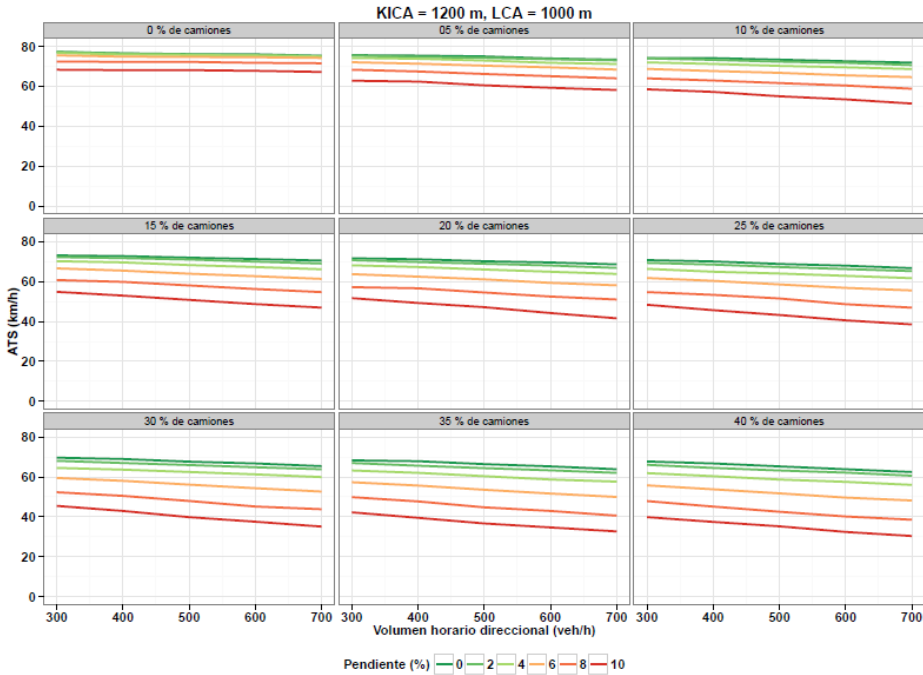


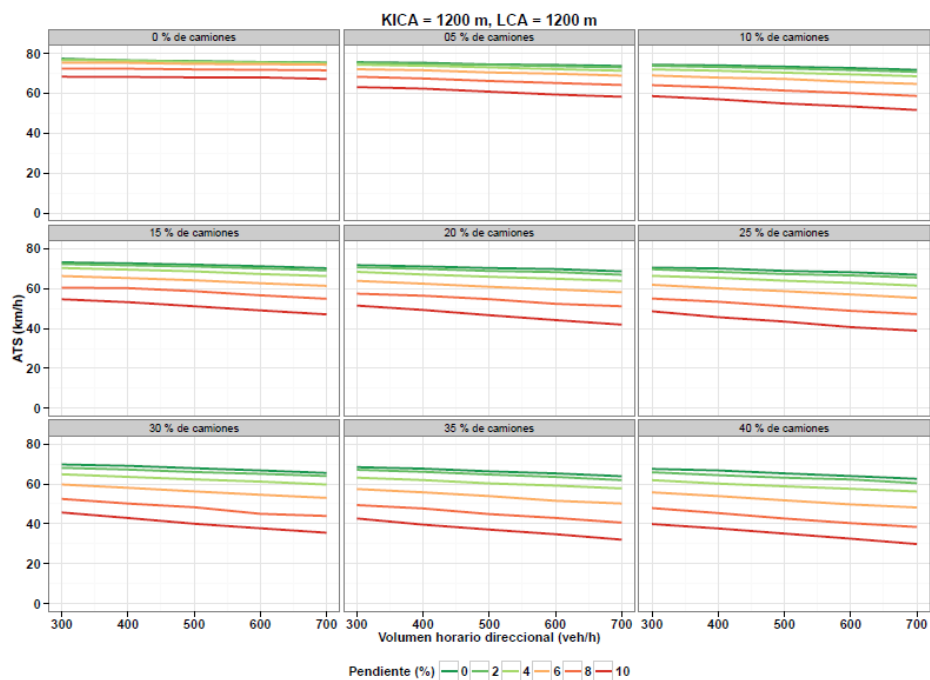


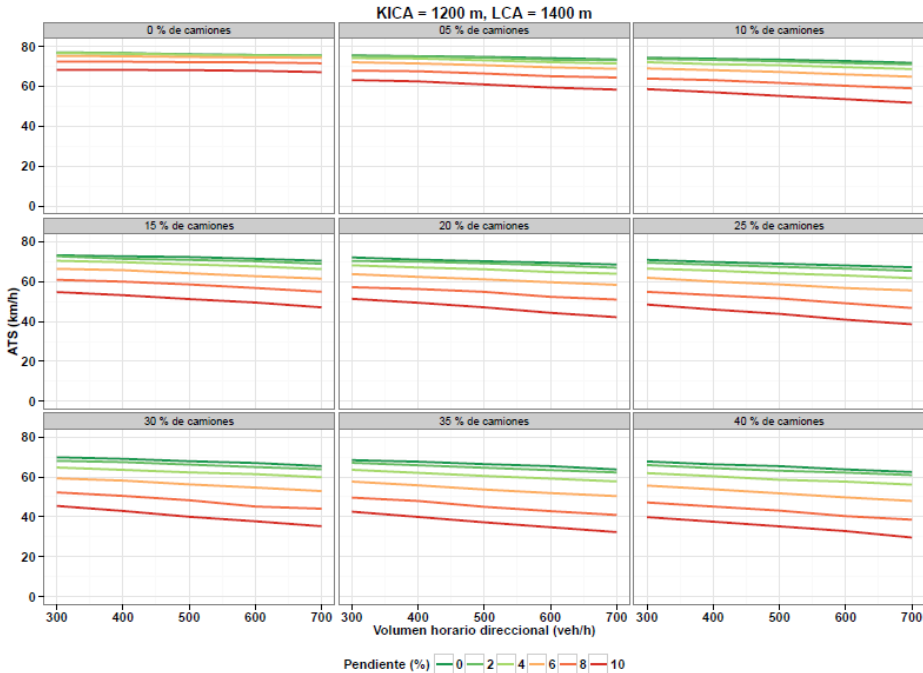


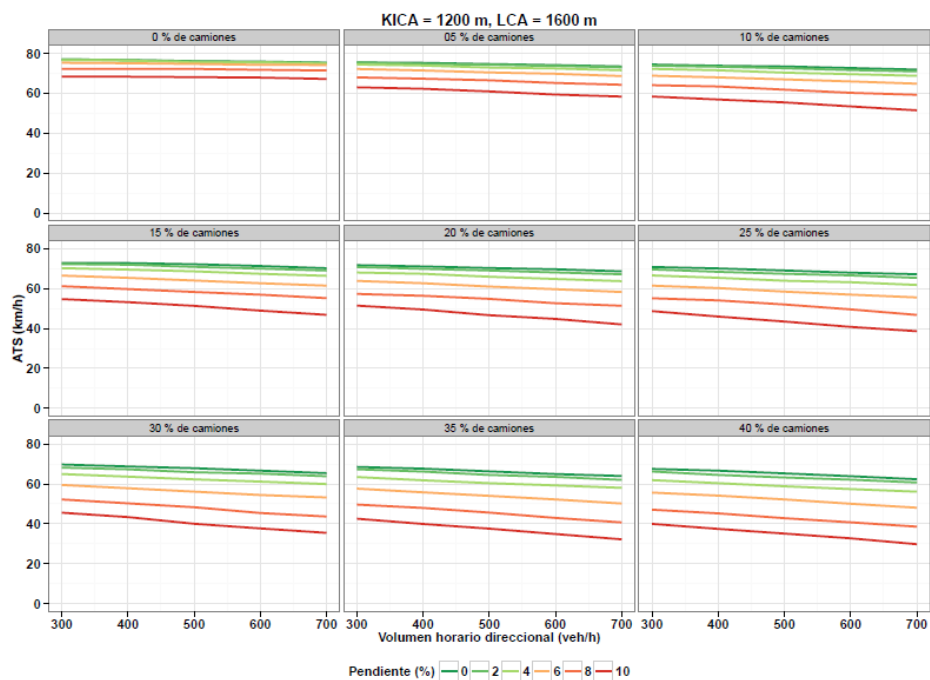


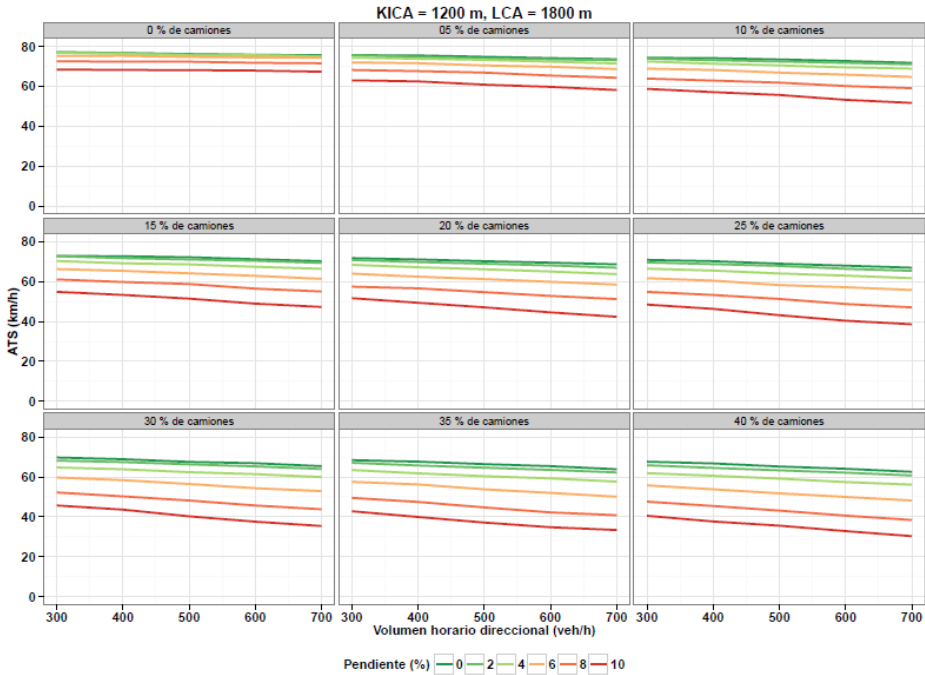


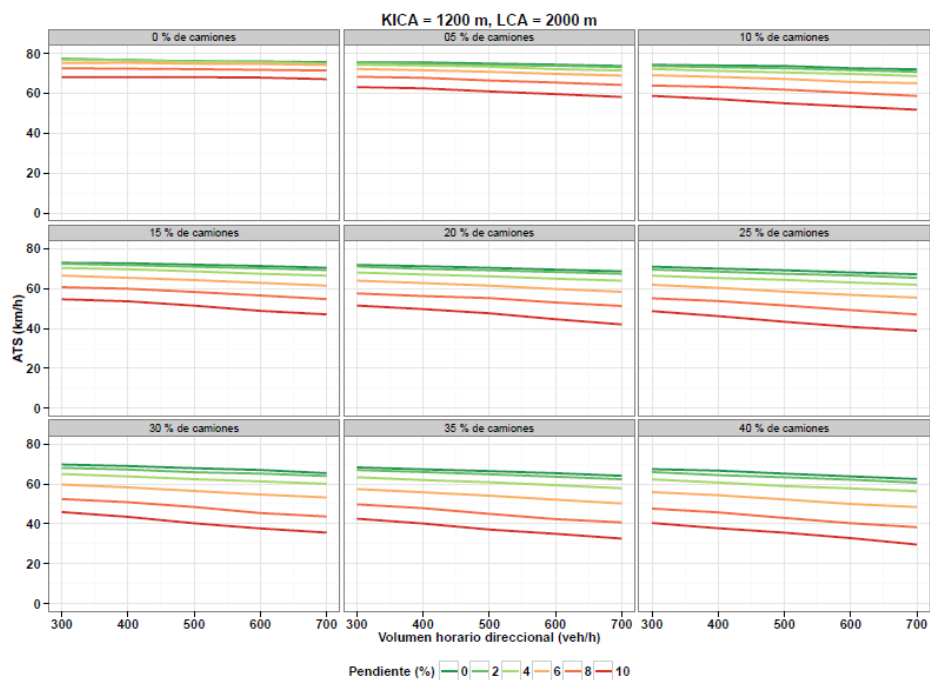


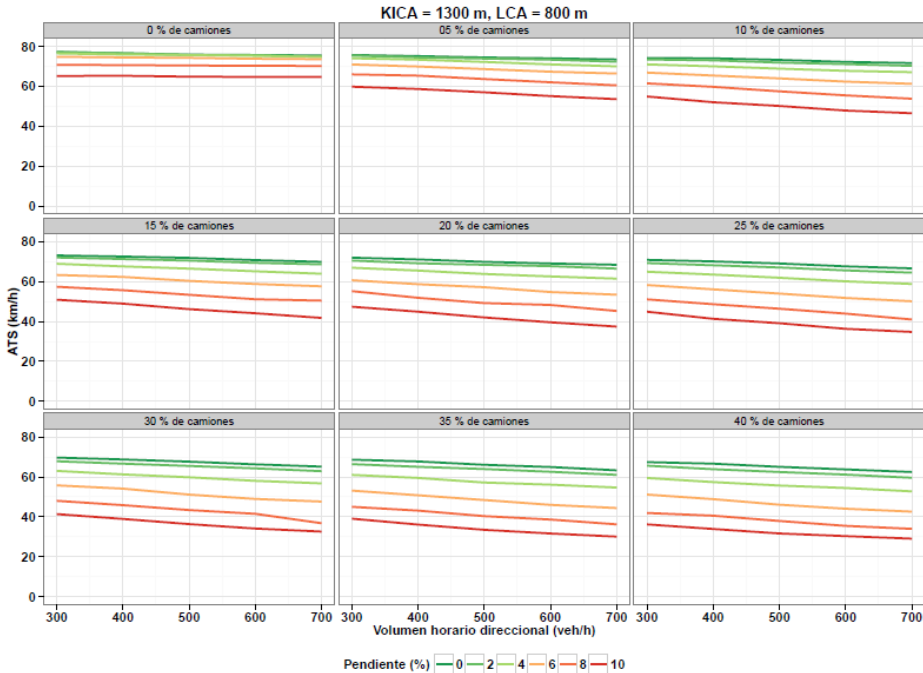




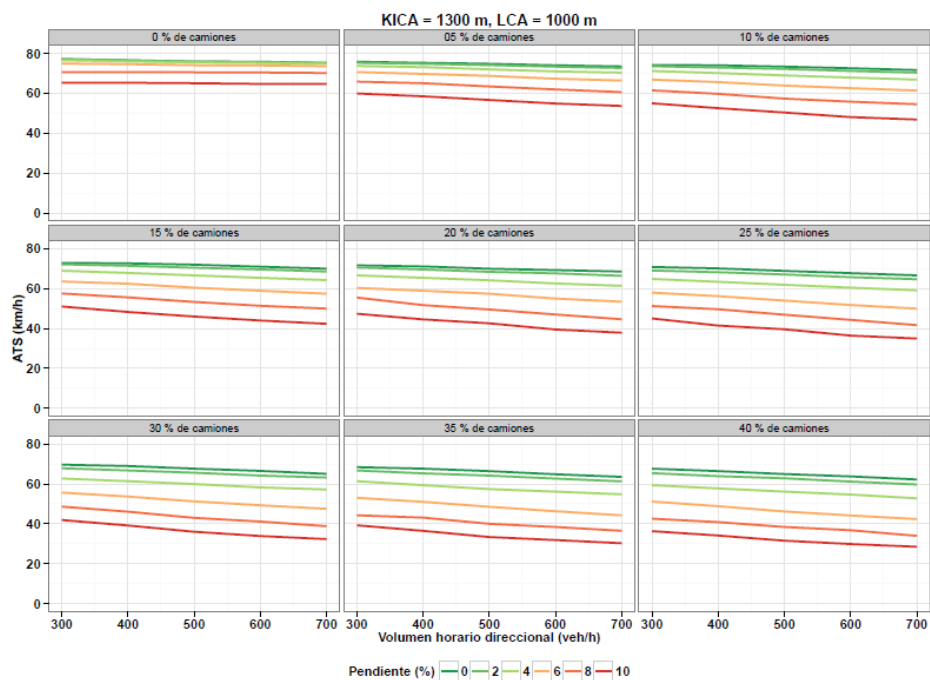


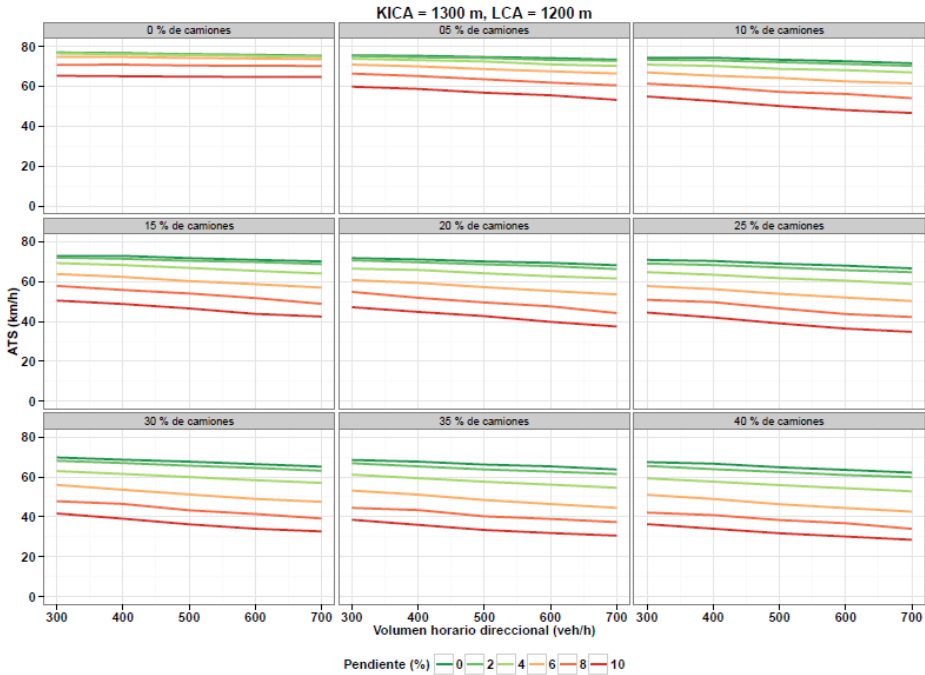


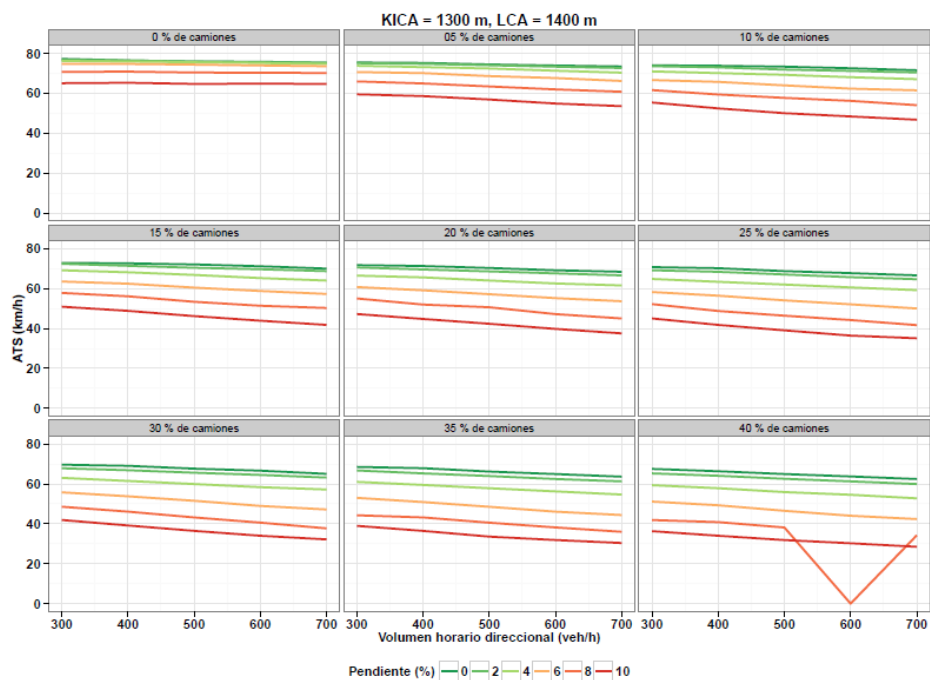


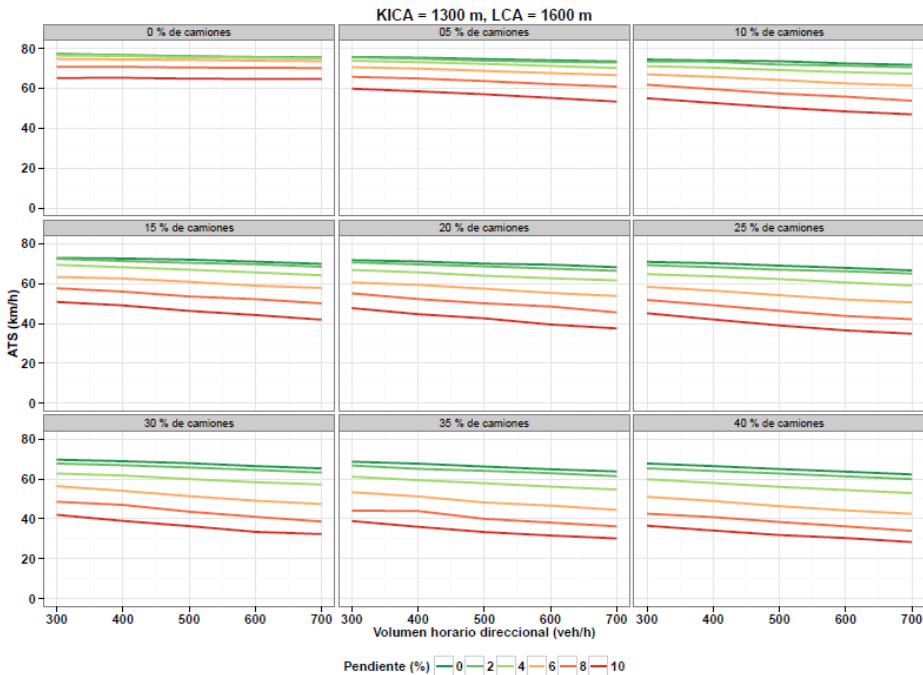


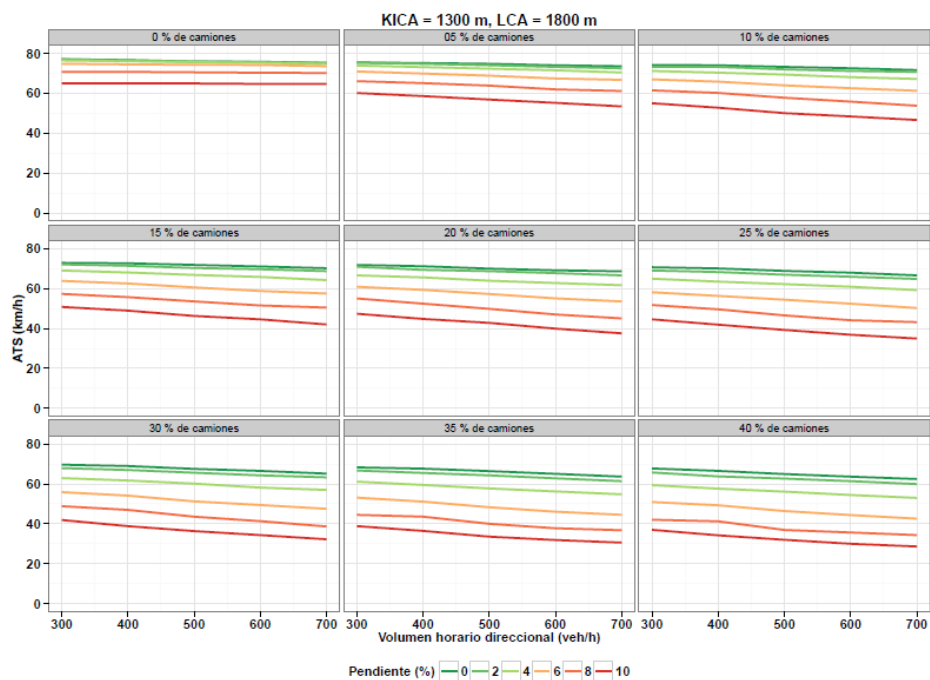


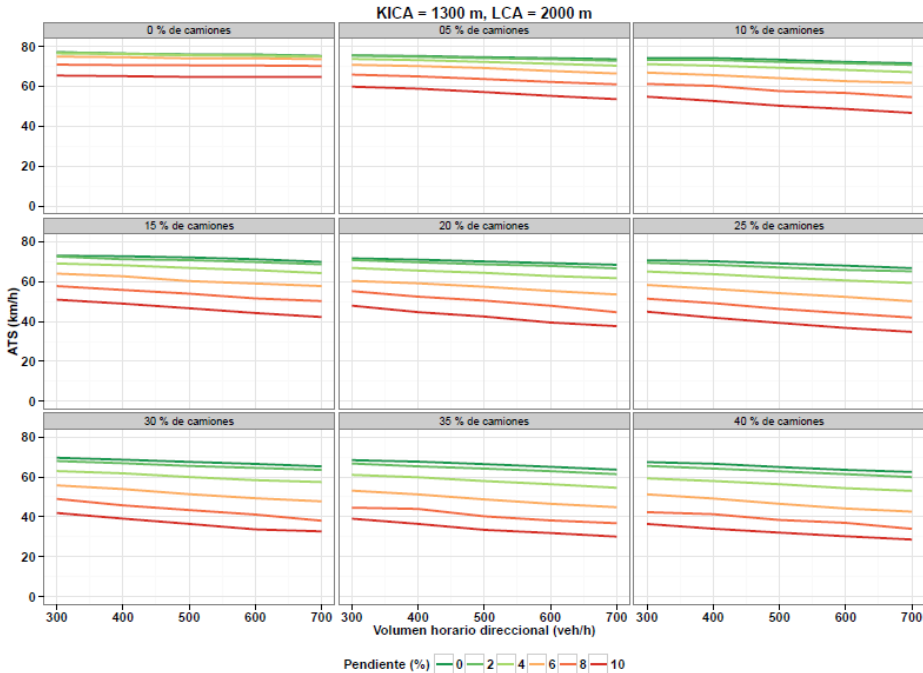


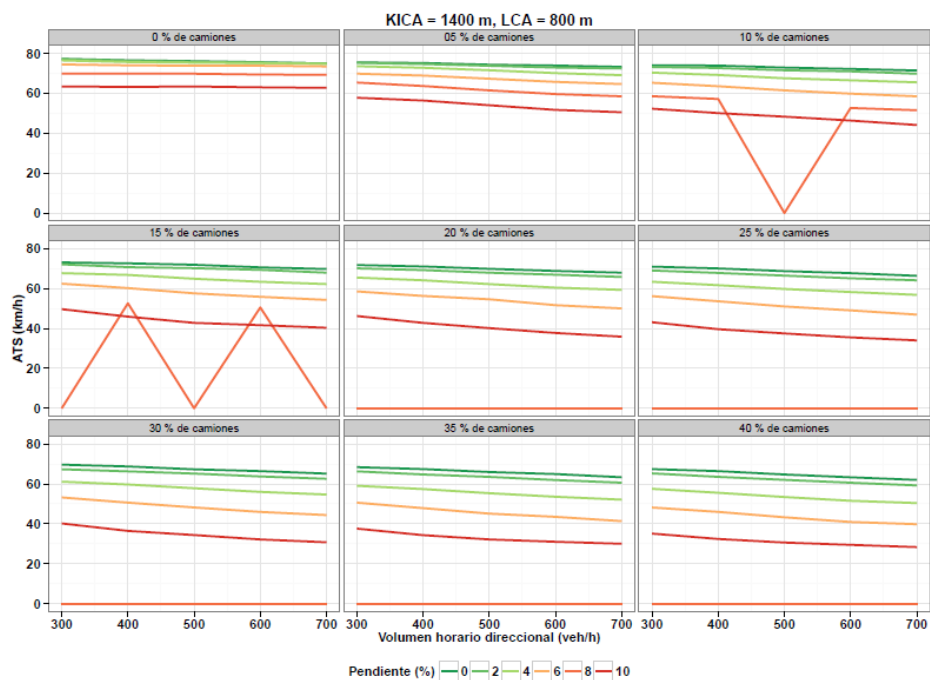


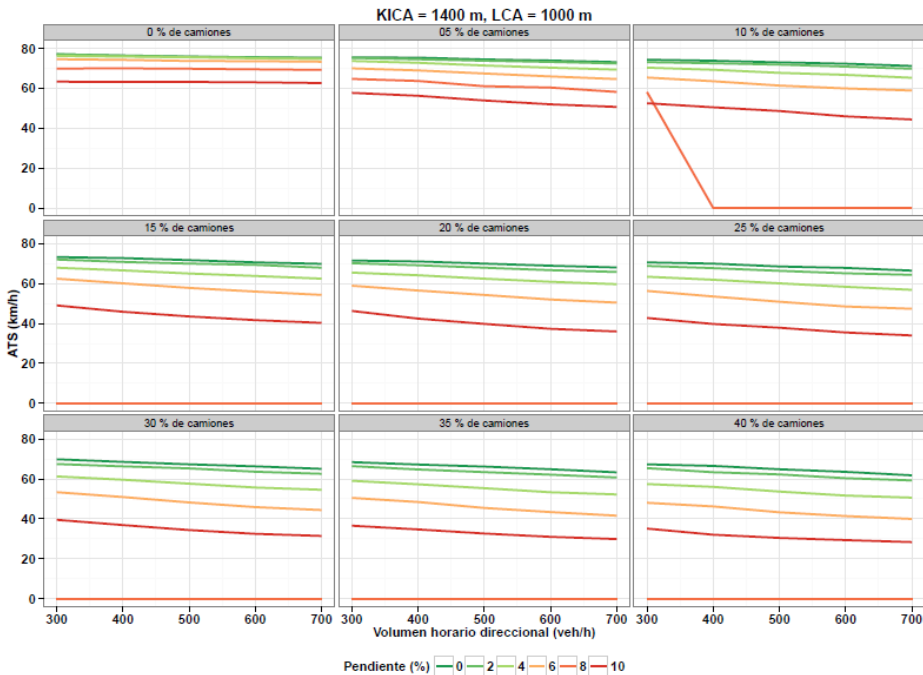




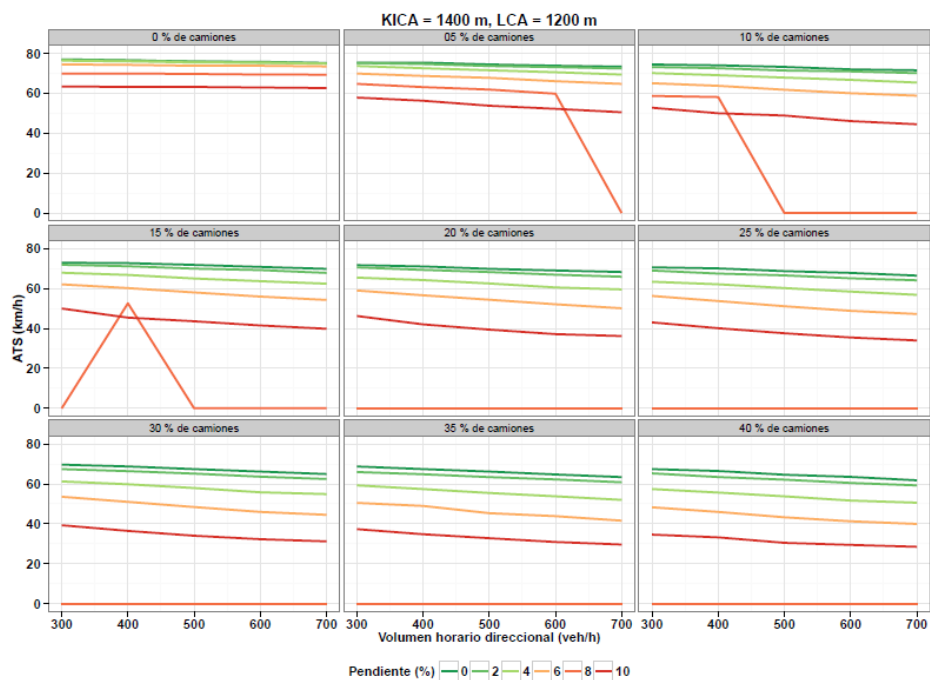


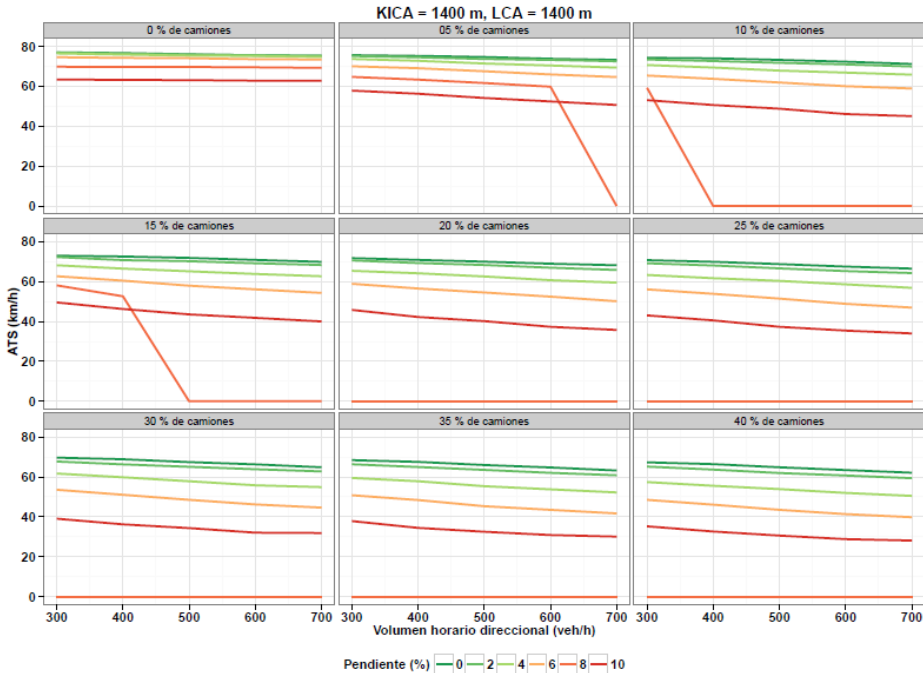


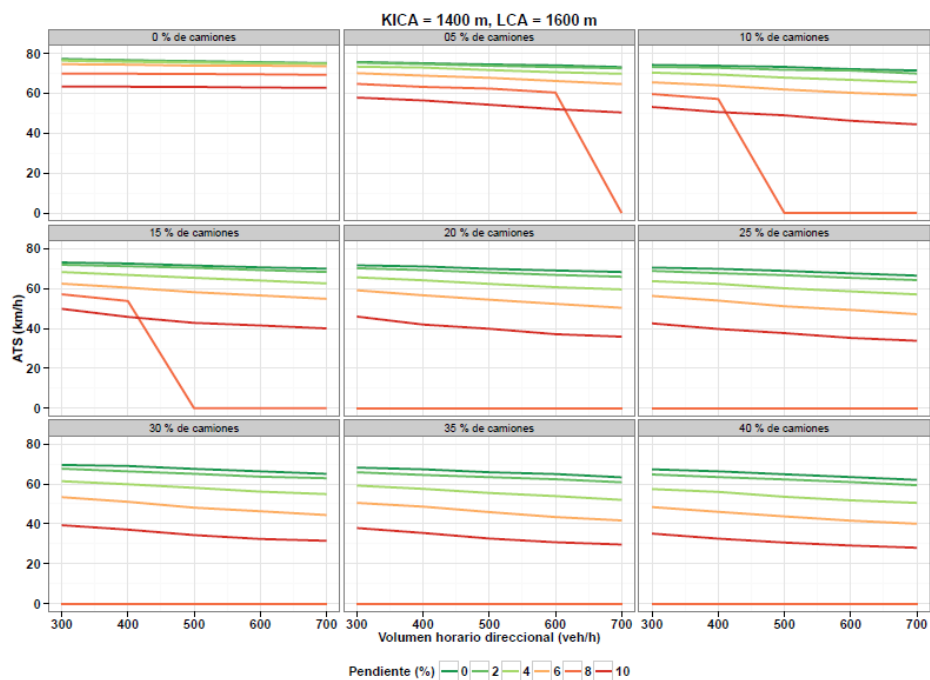


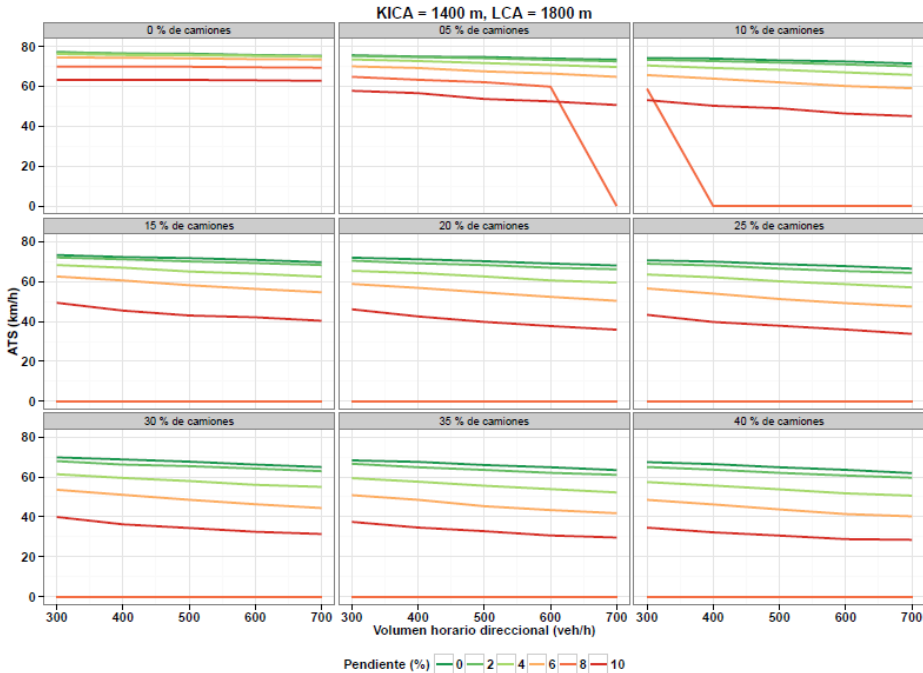


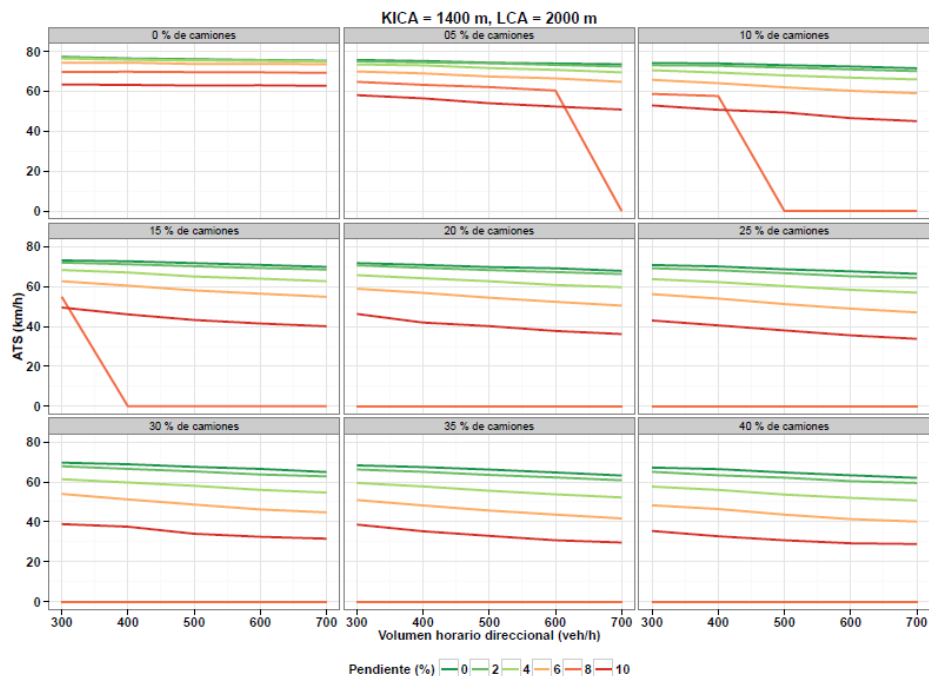








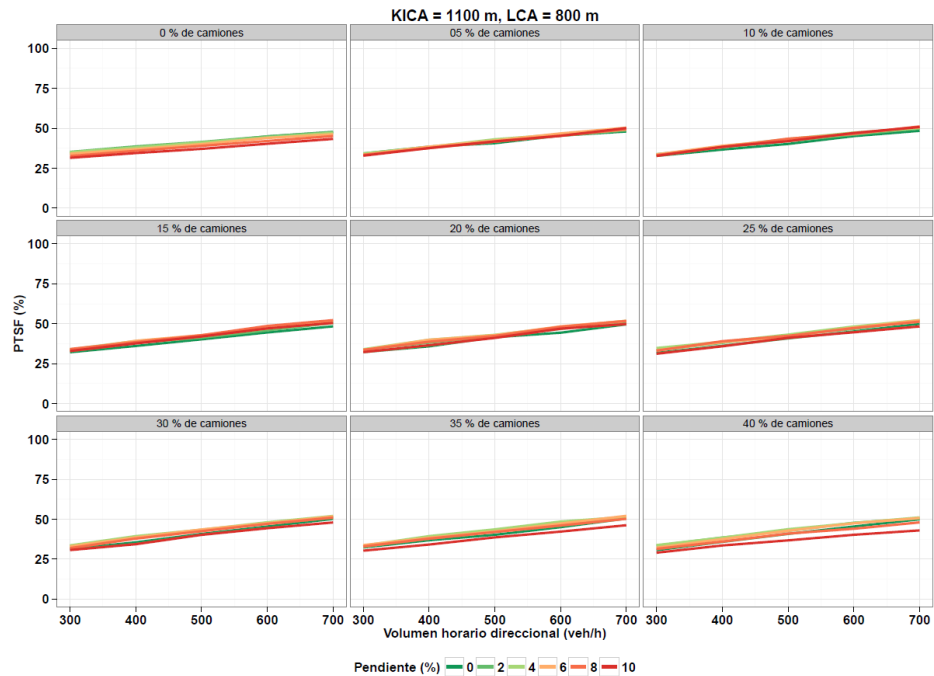


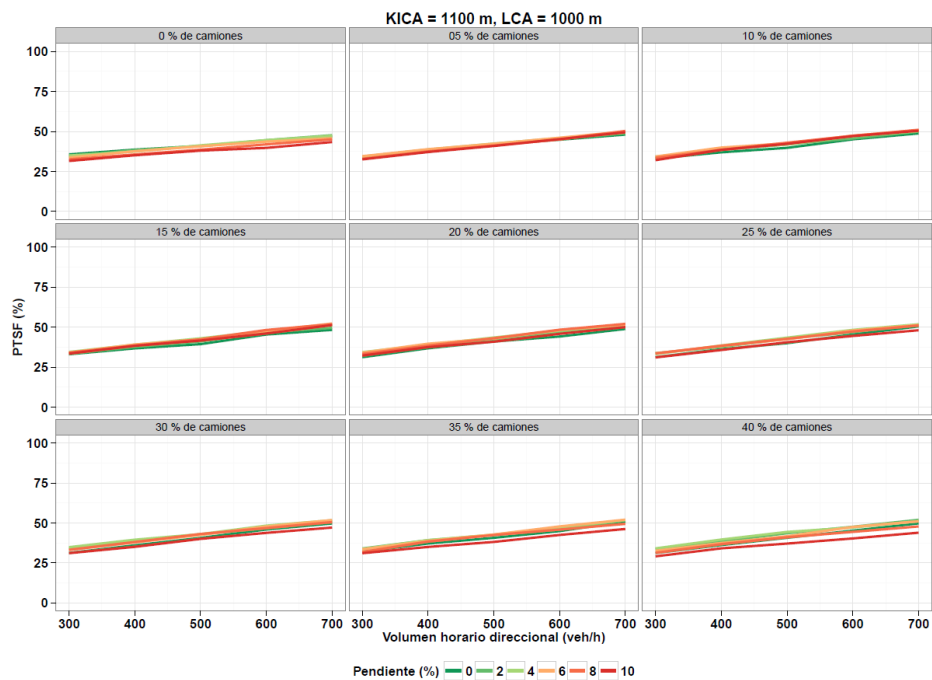


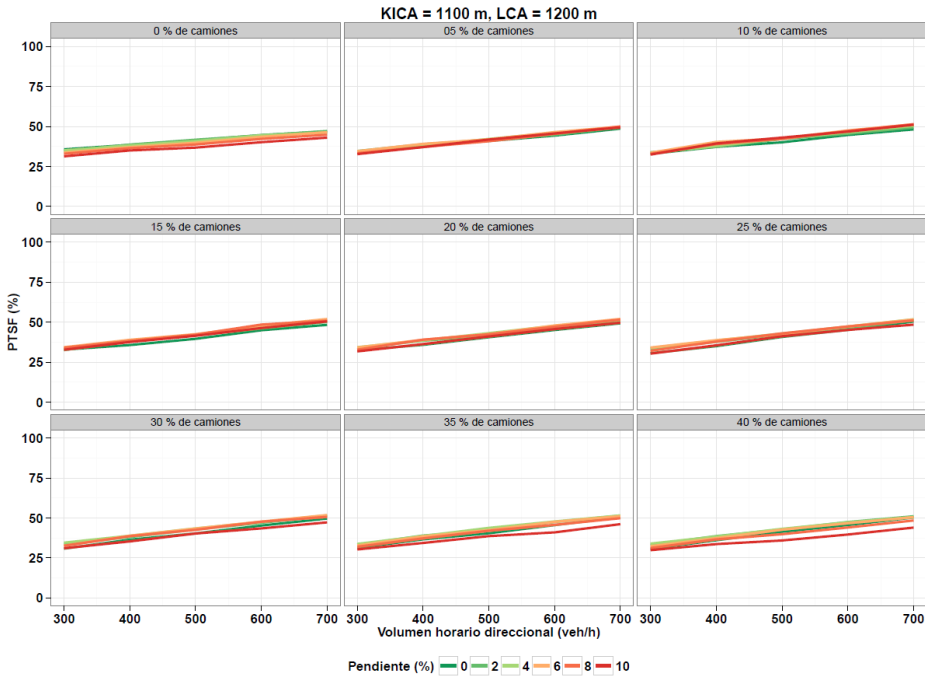
#### A.III.4 Porcentaje de Tiempo Consumido en el Seguimiento cuando hay carril adicional (PTSF)

Se han preparado ábacos que ilustra la relación de la PTSF cuando hay carril auxiliar con las demás variables consideradas: KICA, LCA, porcentaje de camio-

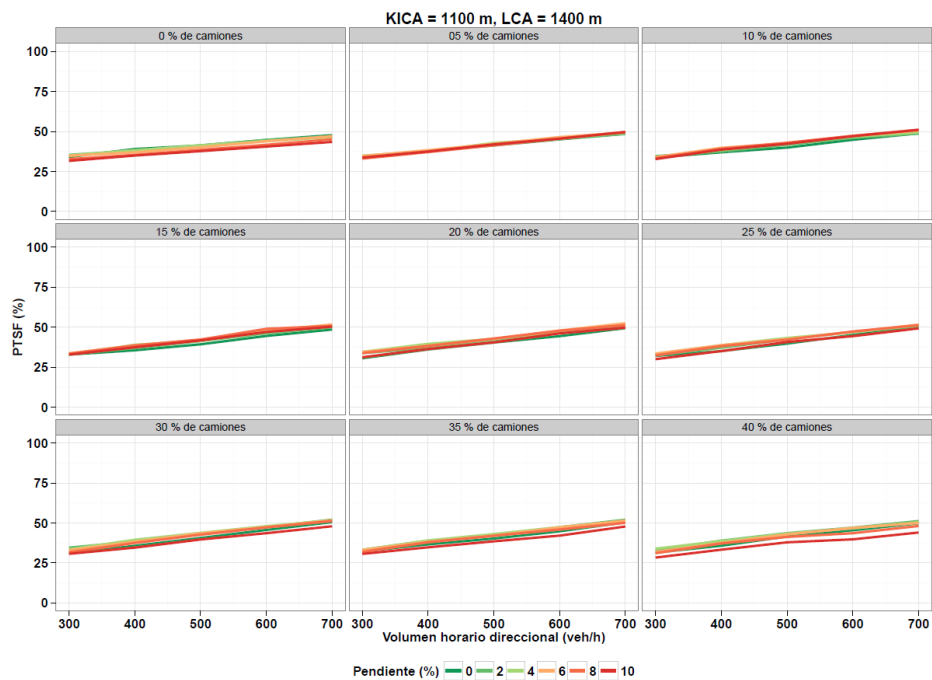
nes, pendiente y volumen direccional resultando 28 ábacos que se presentan a continuación:

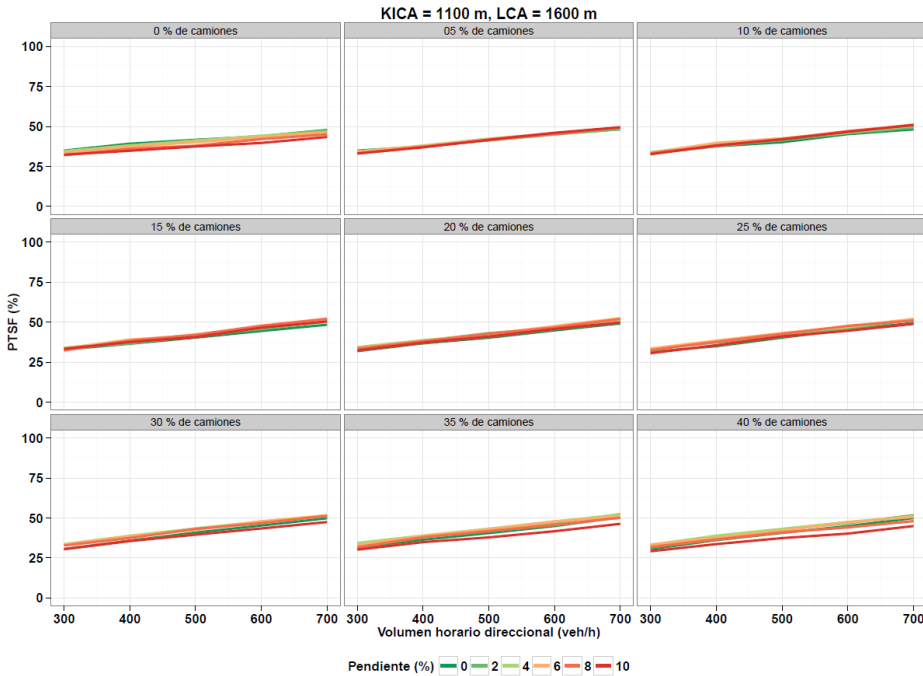


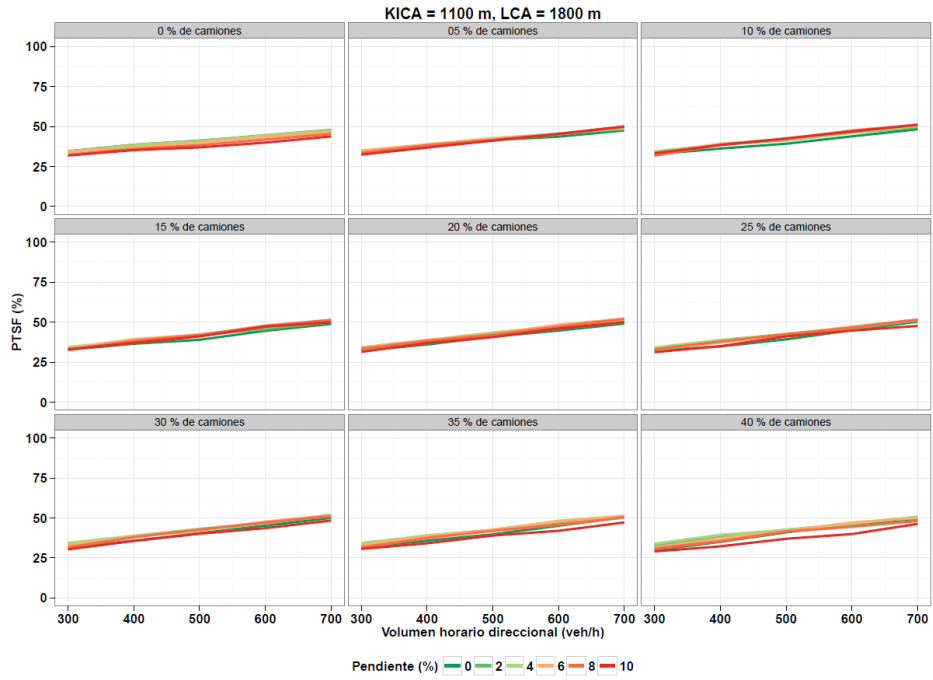


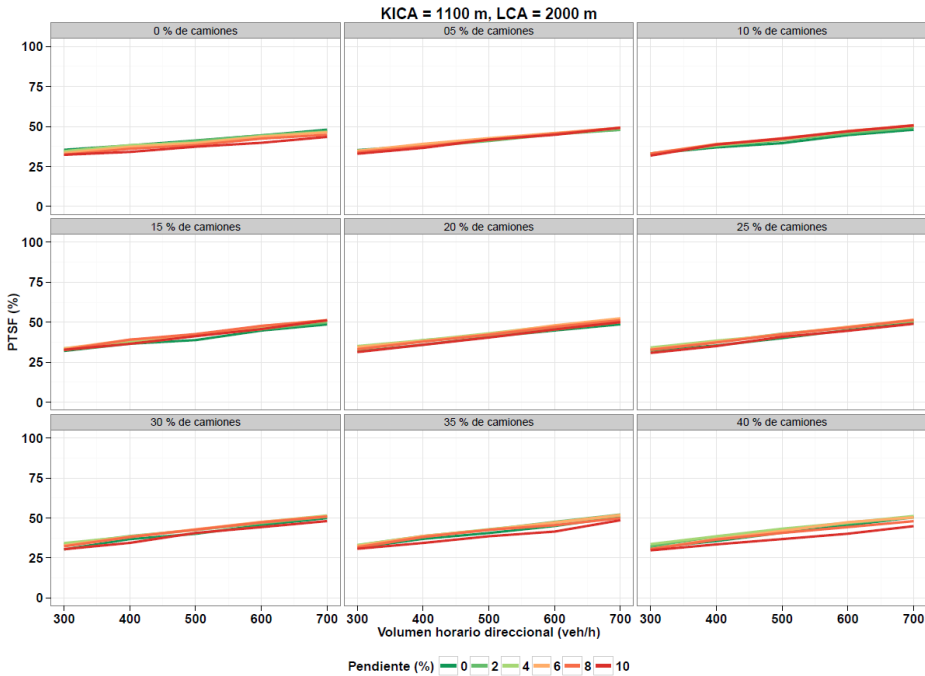


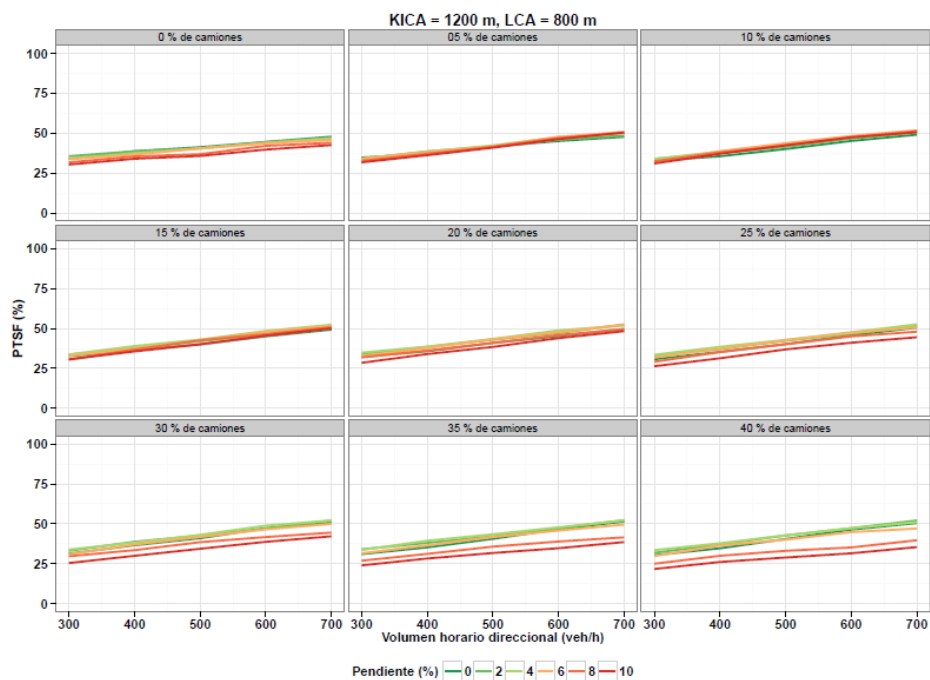


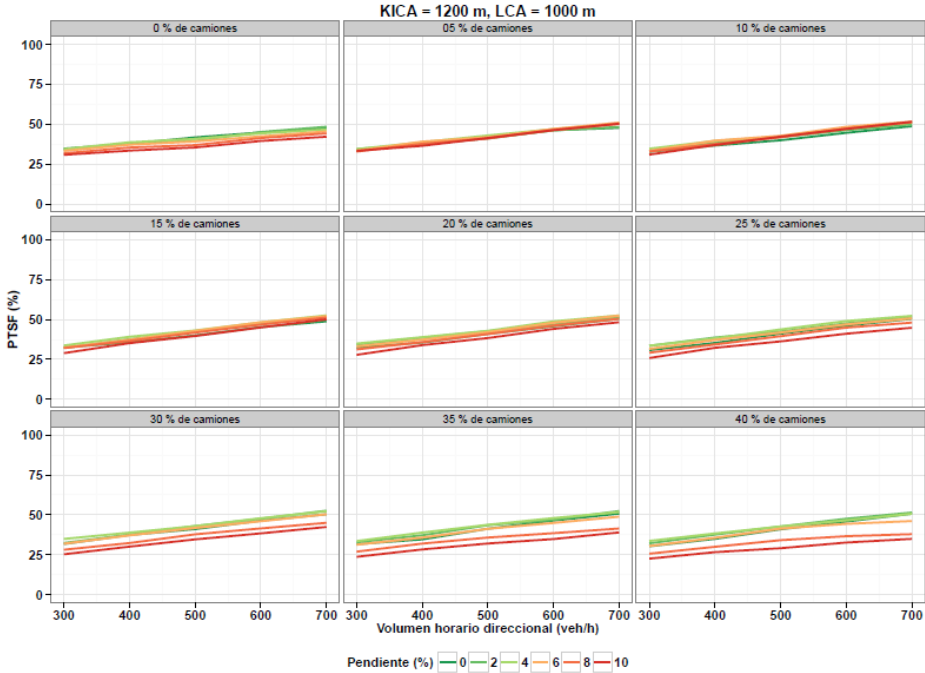


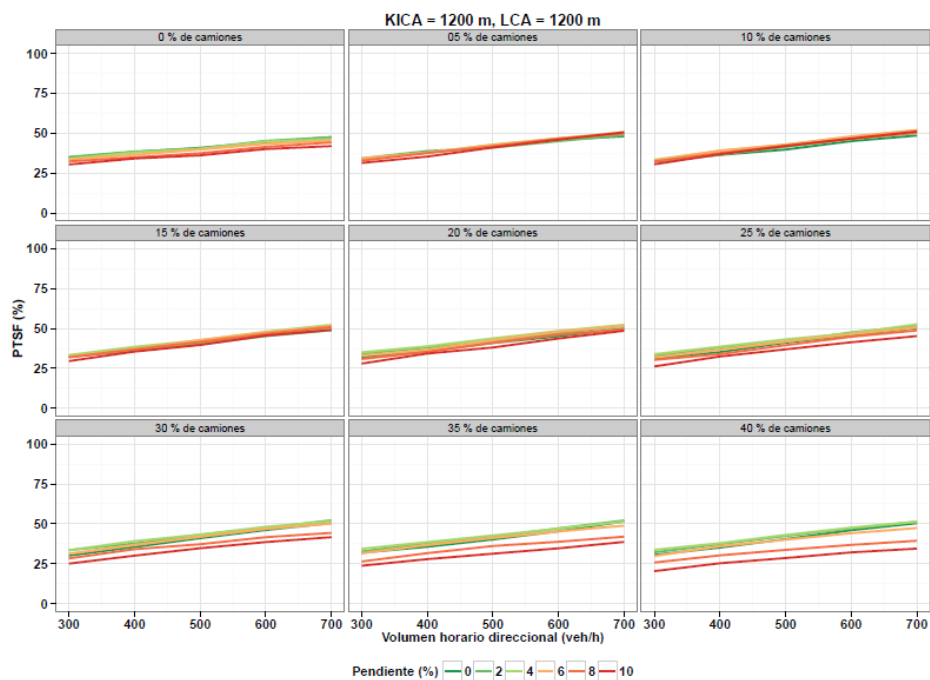


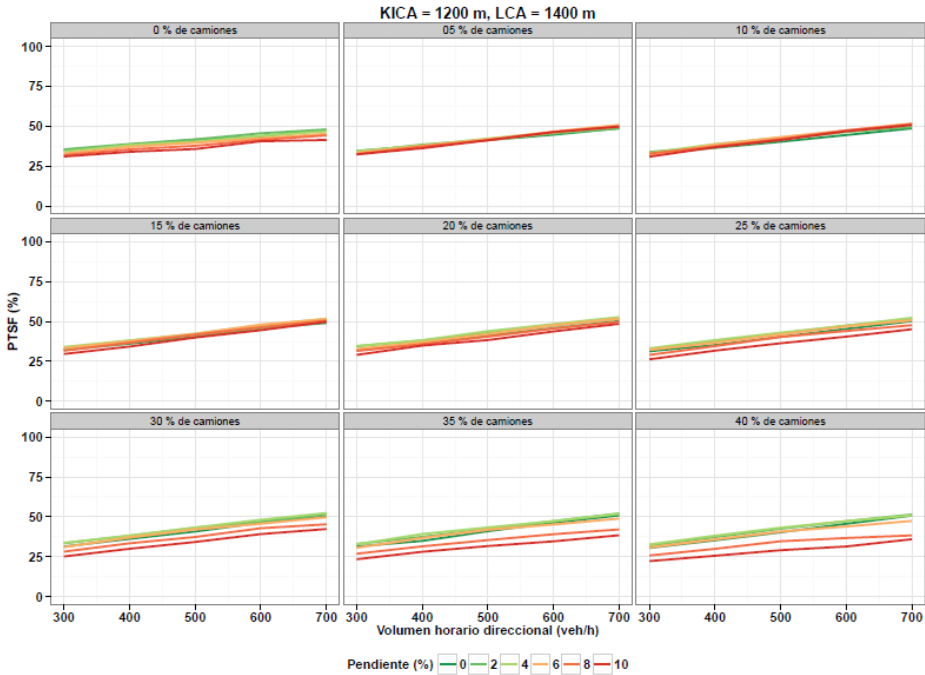




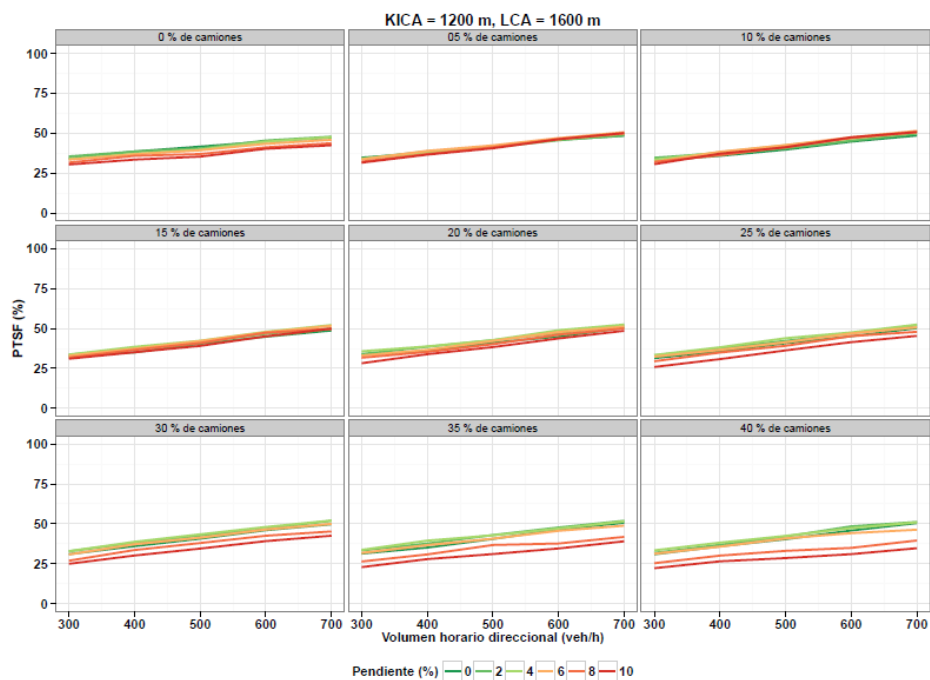


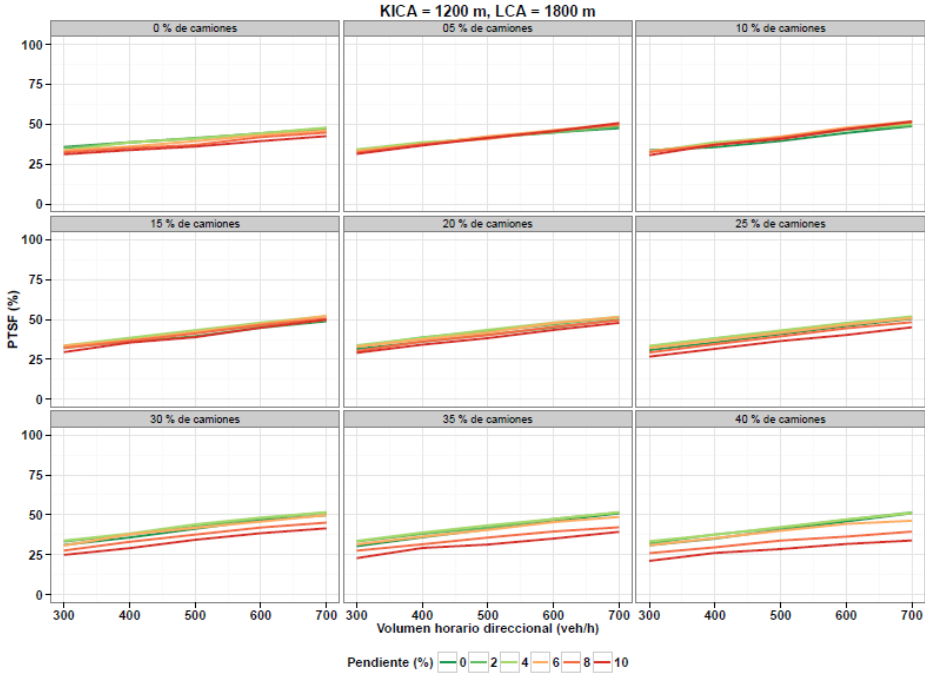


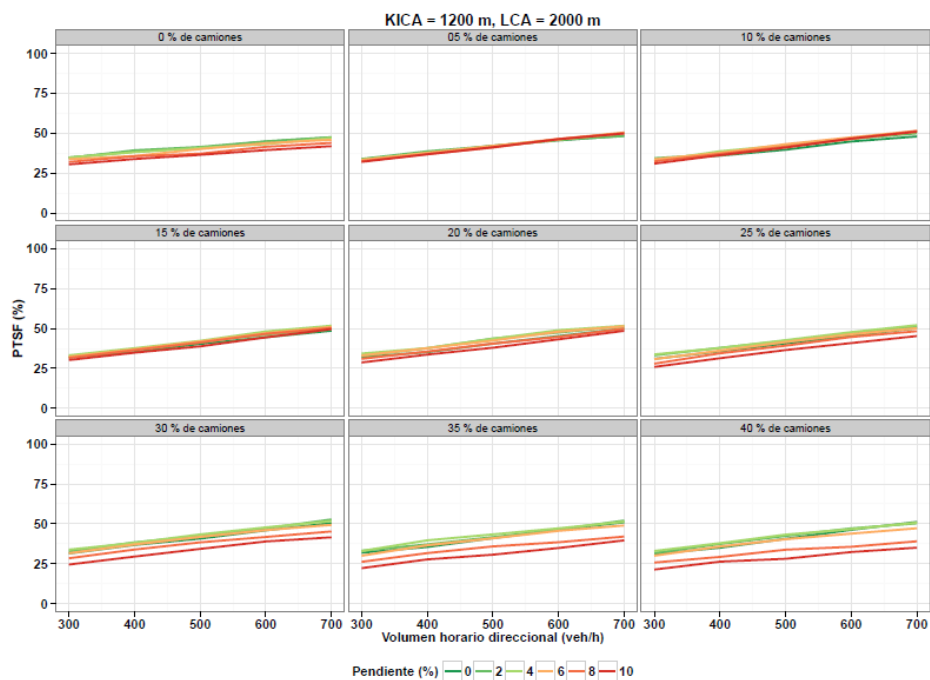


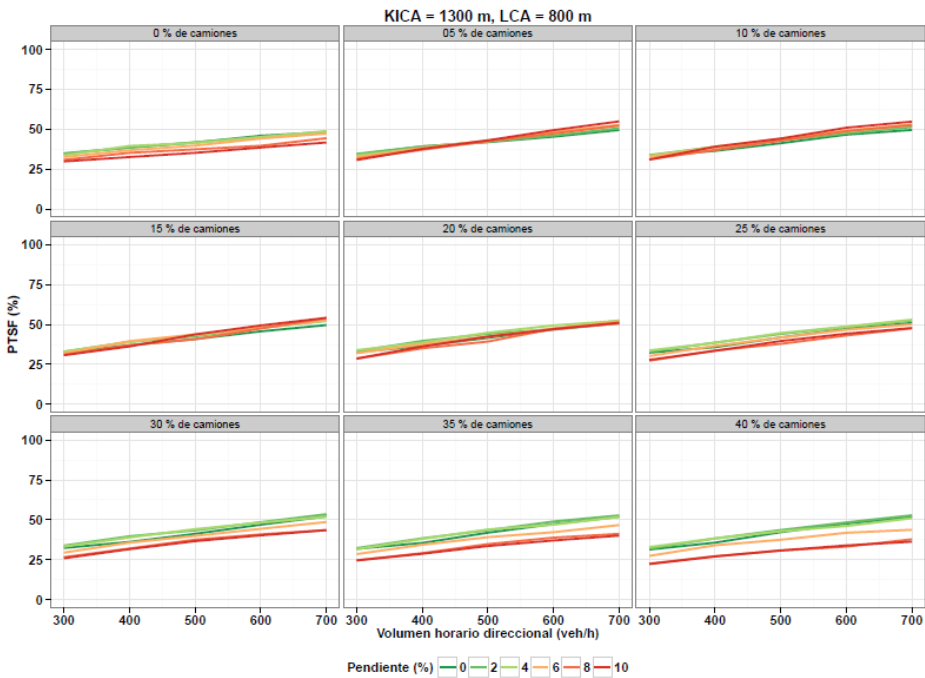


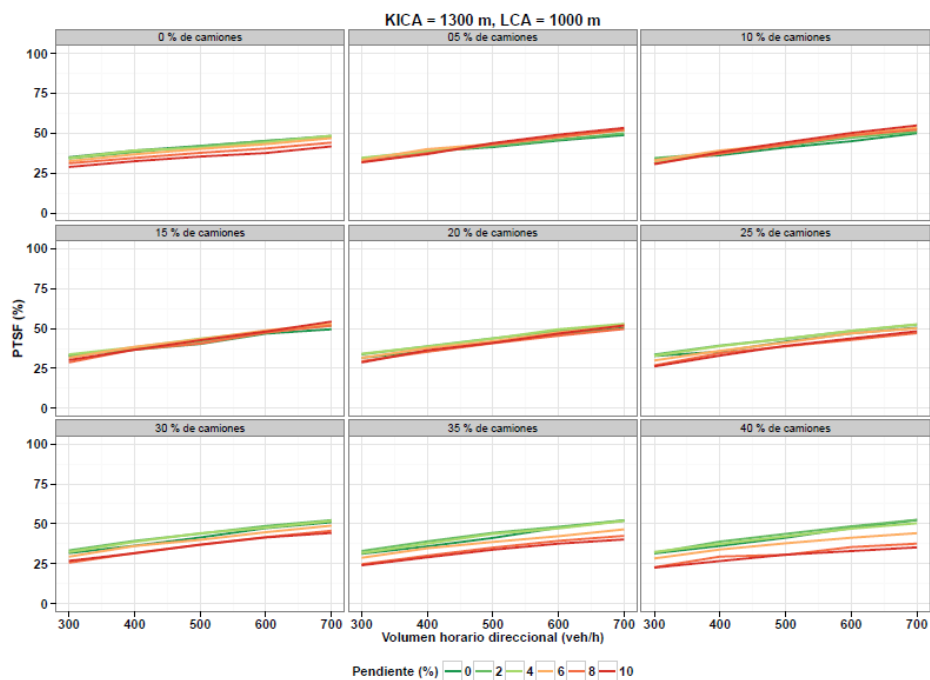


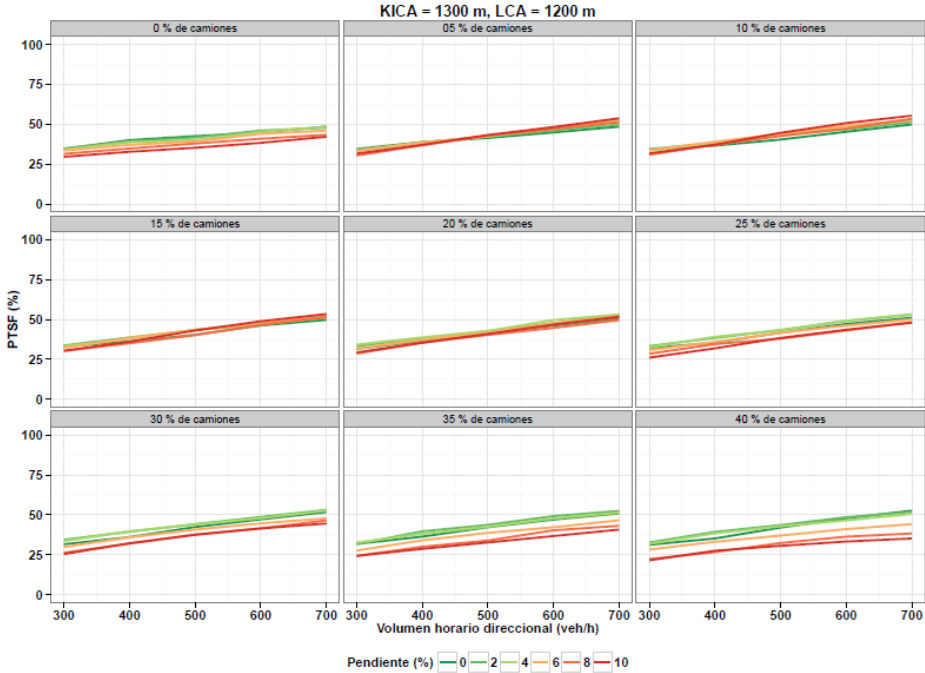


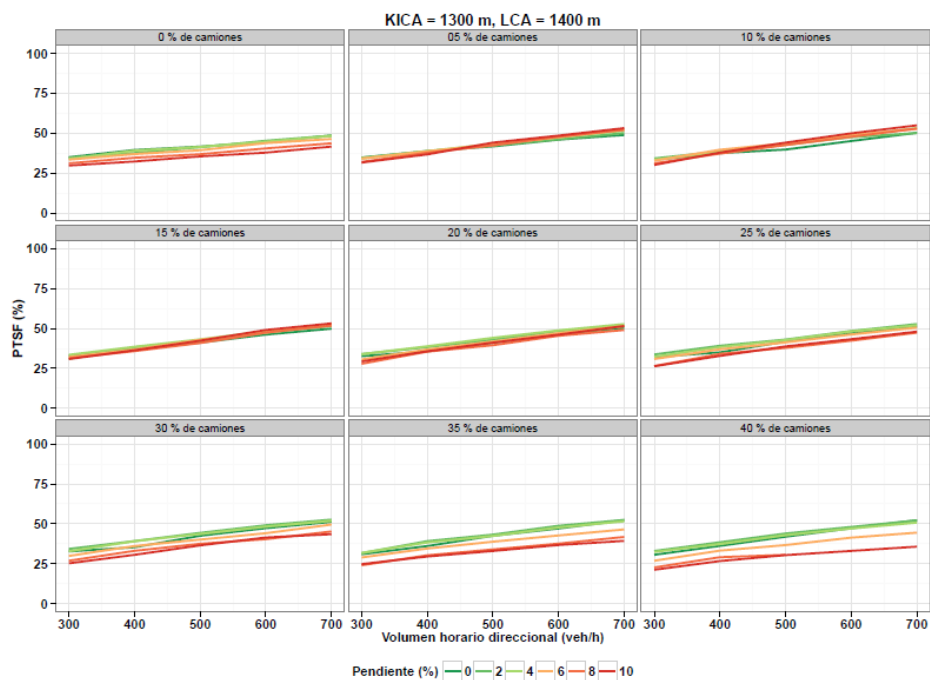


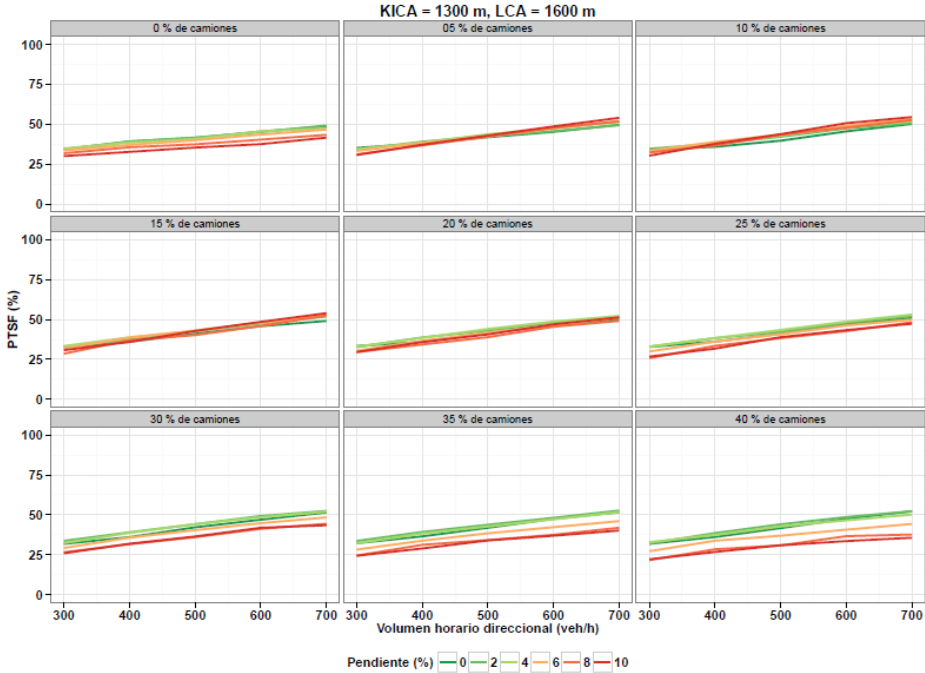




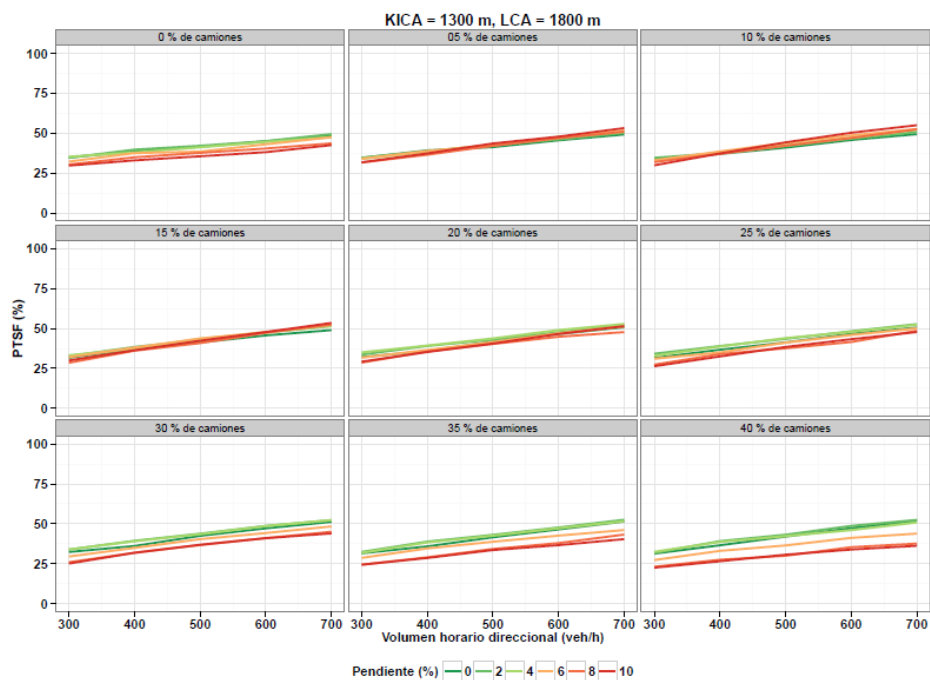


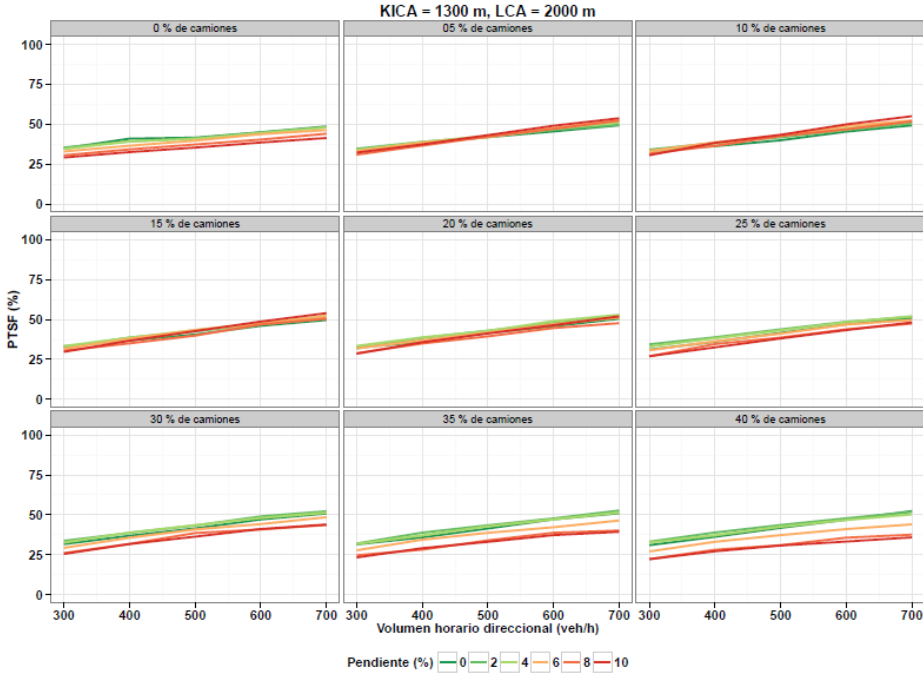


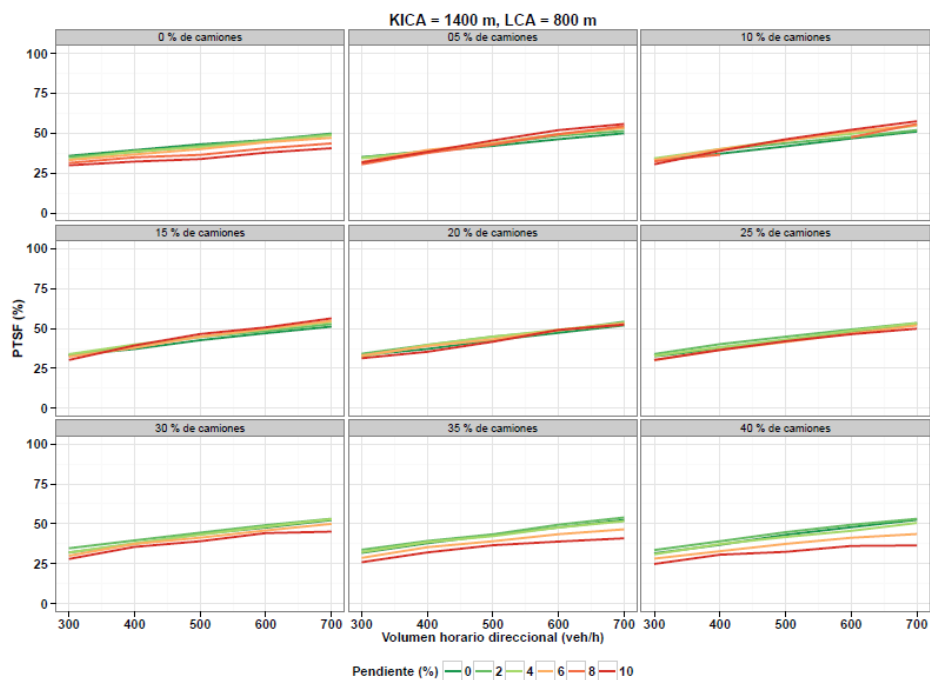


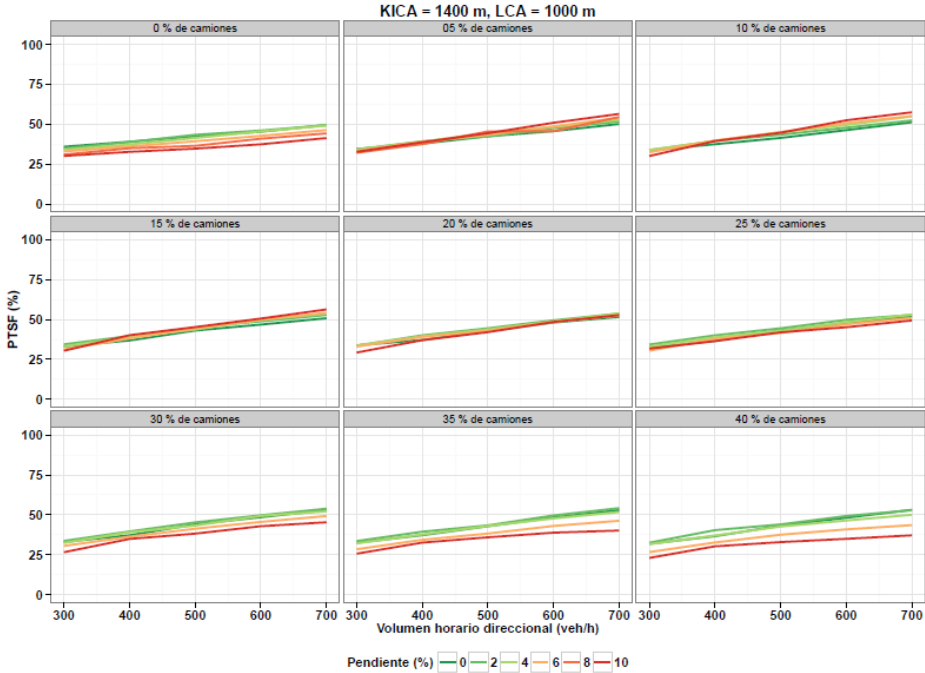


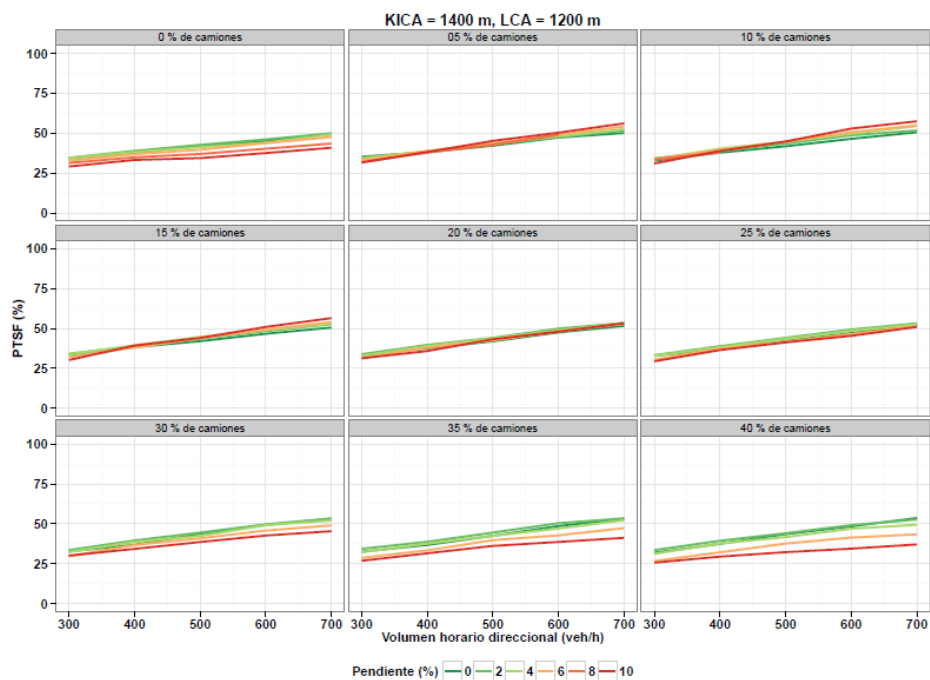


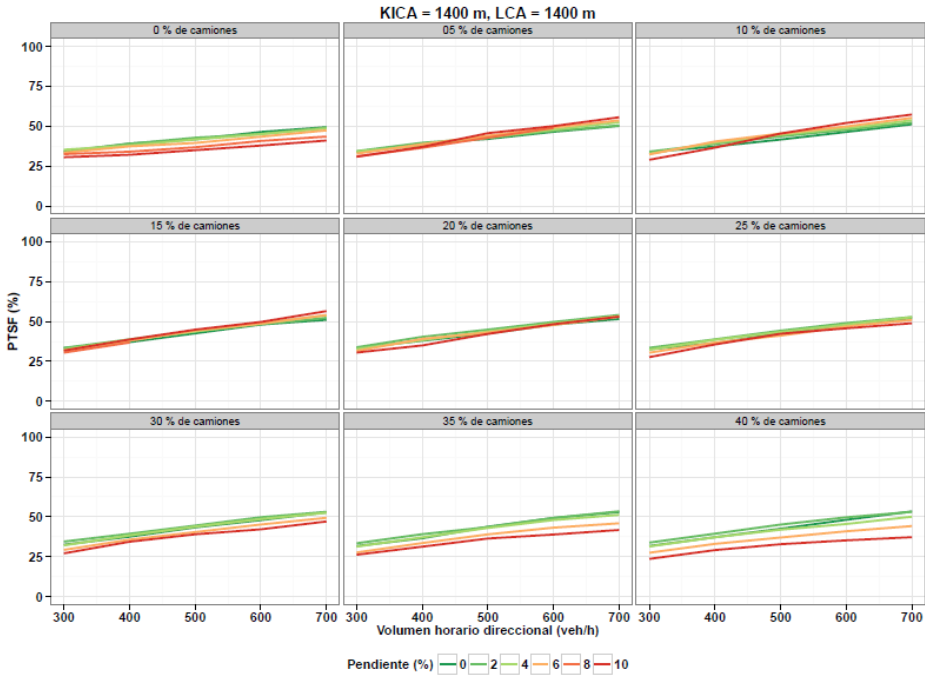


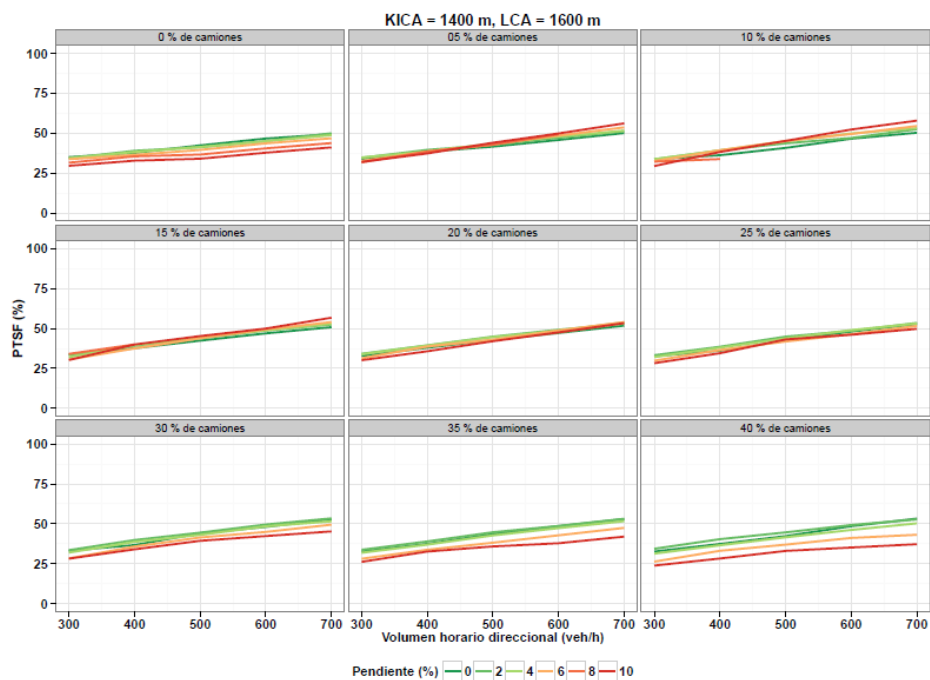


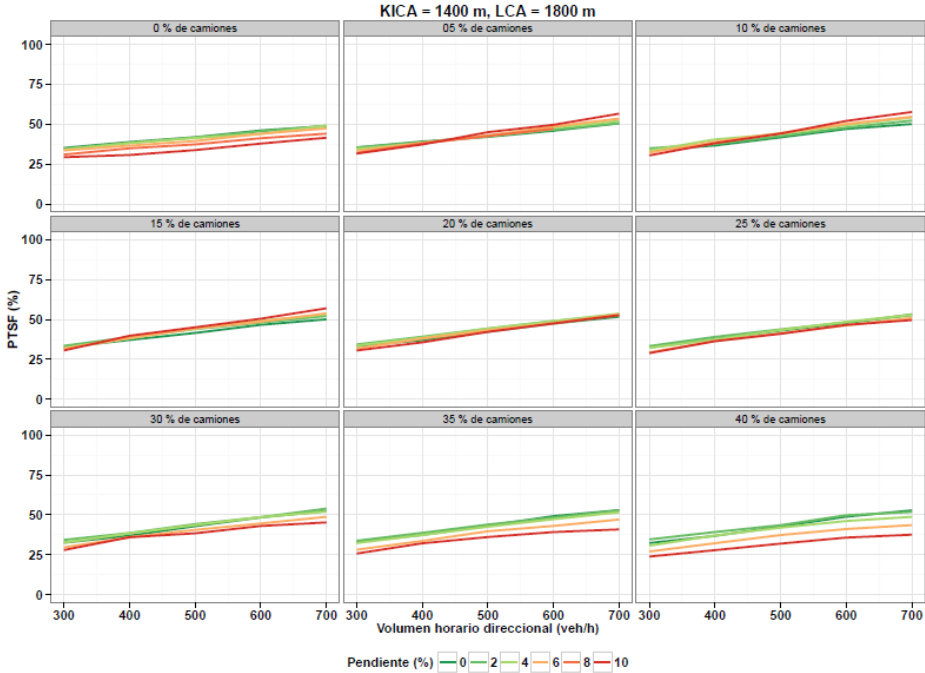




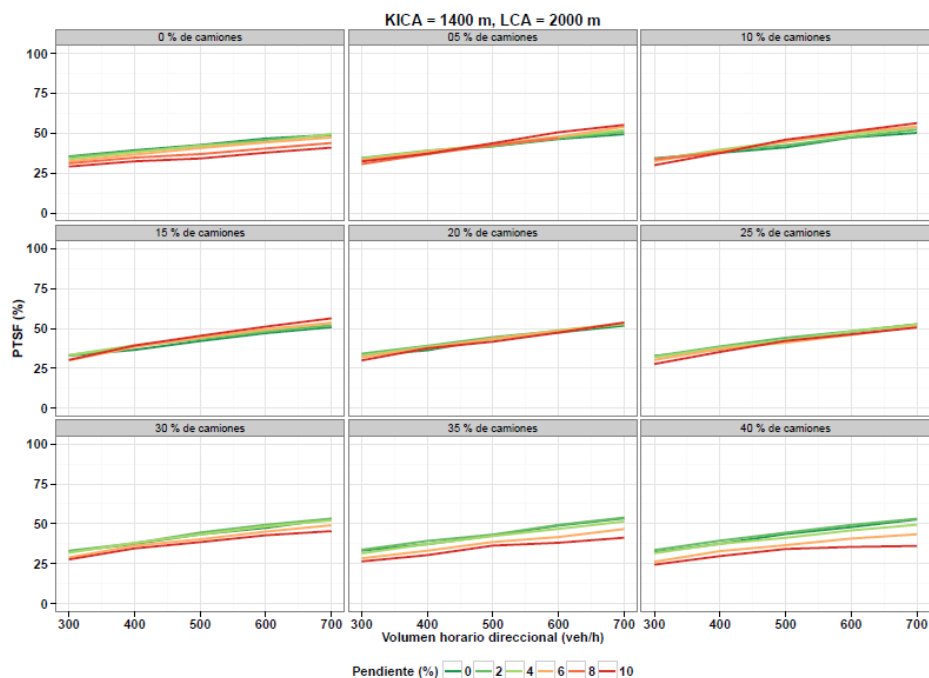












### A.III.5 Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el PTSFd. ( $f_{pl,PTSF_d}$ )

#### a. Carril de adelantamiento

Factor de Carril de Ascenso para PTSF <sub>d</sub>													
				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	2	0.79	0.78	0.76	0.75	0.74	0.74	0.75	0.71	0.71	0.68
1300	800	600	4	0.76	0.77	0.77	0.76	0.74	0.76	0.73	0.71	0.72	0.71
1300	800	800	2	0.77	0.79	0.77	0.78	0.78	0.75	0.76	0.73	0.73	0.73
1300	800	800	4	0.80	0.78	0.78	0.77	0.76	0.75	0.75	0.73	0.73	0.72
1300	800	1000	2	0.79	0.79	0.78	0.77	0.78	0.77	0.75	0.74	0.73	0.73
1300	800	1000	4	0.79	0.77	0.79	0.77	0.79	0.78	0.77	0.76	0.74	0.71
1300	800	1200	2	0.77	0.78	0.80	0.79	0.76	0.77	0.76	0.75	0.74	0.73
1300	800	1200	4	0.78	0.80	0.80	0.78	0.80	0.77	0.76	0.74	0.72	0.71
1300	800	1400	2	0.78	0.80	0.80	0.79	0.78	0.77	0.77	0.75	0.75	0.74
1300	800	1400	4	0.79	0.80	0.81	0.80	0.79	0.78	0.77	0.76	0.74	0.71

b. Carril de ascenso

Factor de Carril de Ascenso para PTSF <sub>d</sub>													
				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	6	0.75	0.75	0.78	0.75	0.73	0.70	0.69	0.66	0.65	0.63
1300	800	600	8	0.72	0.73	0.72	0.72	0.69	0.69	0.69	0.63	0.61	0.60
1300	800	600	10	0.69	0.73	0.74	0.76	0.72	0.74	0.71	0.72	0.68	0.66
1300	800	800	6	0.76	0.77	0.78	0.79	0.75	0.74	0.71	0.69	0.68	0.64
1300	800	800	8	0.74	0.75	0.77	0.76	0.72	0.71	0.69	0.64	0.62	0.61
1300	800	800	10	0.68	0.77	0.80	0.76	0.75	0.74	0.73	0.68	0.69	0.65
1300	800	1000	6	0.76	0.79	0.79	0.79	0.75	0.75	0.71	0.70	0.68	0.65
1300	800	1000	8	0.73	0.77	0.77	0.76	0.72	0.69	0.71	0.69	0.63	0.59
1300	800	1000	10	0.70	0.78	0.81	0.80	0.80	0.78	0.75	0.74	0.71	0.68
1300	800	1200	6	0.78	0.81	0.79	0.79	0.76	0.75	0.72	0.69	0.69	0.65
1300	800	1200	8	0.72	0.78	0.78	0.77	0.77	0.71	0.69	0.69	0.63	0.62
1300	800	1200	10	0.70	0.80	0.83	0.82	0.80	0.79	0.76	0.74	0.72	0.69
1300	800	1400	6	0.78	0.81	0.80	0.80	0.78	0.75	0.74	0.71	0.68	0.65
1300	800	1400	8	0.75	0.80	0.79	0.81	0.76	0.74	0.71	0.67	0.68	0.64
1300	800	1400	10	0.71	0.82	0.82	0.83	0.82	0.81	0.81	0.79	0.78	0.77

**A.III.6 Factor de corrección por efecto del carril de ascenso sobre el ATS<sub>d</sub>. ( $f_{pI,ATS_d}$ )**

a. Carril de adelantamiento

Factor de Carril de Ascenso para ATS <sub>d</sub>													
				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	2	1.01	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.04	1.03	1.04	1.03
1300	800	600	4	1.01	1.02	1.02	1.04	1.06	1.05	1.07	1.06	1.07	1.07
1300	800	800	2	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.05	1.04	1.05	1.05	1.05
1300	800	800	4	1.02	1.03	1.04	1.05	1.07	1.07	1.08	1.09	1.08	1.10
1300	800	1000	2	1.02	1.03	1.04	1.05	1.05	1.06	1.05	1.06	1.07	1.07
1300	800	1000	4	1.02	1.04	1.06	1.08	1.08	1.09	1.10	1.10	1.11	1.12
1300	800	1200	2	1.02	1.04	1.04	1.05	1.07	1.06	1.07	1.08	1.08	1.09
1300	800	1200	4	1.02	1.05	1.07	1.09	1.11	1.11	1.12	1.14	1.14	1.15
1300	800	1400	2	1.02	1.04	1.06	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.10	1.11
1300	800	1400	4	1.02	1.06	1.10	1.11	1.13	1.15	1.15	1.17	1.16	1.17

b. Carril de ascenso

Factor de Carril de Ascenso para $ATS_d$														
				PorcTrucks_Per										
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per											
1300	800	600	6	1.01	1.03	1.05	1.05	1.08	1.11	1.11	1.12	1.13	1.14	
1300	800	600	8	1.00	1.03	1.07	1.10	1.12	1.14	1.16	1.20	1.20	1.22	
1300	800	600	10	1.00	1.04	1.10	1.13	1.19	1.22	1.22	1.27	1.28	1.30	
1300	800	800	6	1.01	1.04	1.08	1.10	1.11	1.14	1.17	1.17	1.19	1.19	
1300	800	800	8	1.00	1.06	1.10	1.15	1.18	1.22	1.23	1.24	1.25	1.31	
1300	800	800	10	1.00	1.10	1.15	1.23	1.31	1.32	1.38	1.41	1.41	1.40	
1300	800	1000	6	1.01	1.05	1.11	1.13	1.18	1.19	1.21	1.23	1.23	1.26	
1300	800	1000	8	1.00	1.10	1.18	1.23	1.26	1.32	1.35	1.37	1.39	1.39	
1300	800	1000	10	0.99	1.14	1.25	1.33	1.41	1.47	1.54	1.53	1.52	1.53	
1300	800	1200	6	1.01	1.09	1.14	1.18	1.21	1.24	1.27	1.29	1.30	1.30	
1300	800	1200	8	1.00	1.13	1.26	1.30	1.39	1.43	1.46	1.48	1.41	1.51	
1300	800	1200	10	0.99	1.22	1.37	1.49	1.56	1.61	1.69	1.66	1.69	1.72	
1300	800	1400	6	1.01	1.11	1.17	1.23	1.28	1.31	1.33	1.36	1.35	1.36	
1300	800	1400	8	1.00	1.19	1.33	1.43	1.57	1.54	1.60	1.58	1.55	1.53	
1300	800	1400	10	1.00	1.33	1.53	1.67	1.76	1.88	2.01	1.97	2.00	1.91	

#### A.III.7 Longitud efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el PTSF (Lde.PTSFd)

a. Carril de adelantamiento

		Avg_PercentFollowing_EffectiveLength															
		PorcTrucks_Per															
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45						
KICA	J-T	KICA_L	VolVeh	Penclong	P-T	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45		
1300	800	600	2	3.905,0	2.885,0	2.755,0	3.955,0	6.485,0	5.185,0	6.845,0	6.285,0	6.535,0	7.765,0				
1300	800	600	4	2.645,0	925,0	1.495,0	355,0	1.365,0	475,0	4.025,0	3.445,0	4.225,0	4.385,0				
1300	800	600	6	7.505,0	3.965,0	4.235,0	2.305,0	4.895,0	2.765,0	3.845,0	3.785,0	3.845,0	5.885,0				
1300	800	600	8	5.305,0	2.225,0	3.475,0	2.725,0	2.095,0	3.705,0	4.915,0	3.215,0	4.295,0	3.135,0				
1300	800	1000	2	6.655,0	3.730,0	3.785,0	3.645,0	5.216,11	5.755,0	4.685,0	6.215,0	6.025,0	5.265,0				
1300	800	1000	4	2.730,0	6.145,0	2.755,0	2.575,0	2.965,0	2.595,0	3.775,0	3.915,0	3.515,0	3.615,0				
1300	800	1200	2	7.380,0	5.427,22	6.265,0	5.055,0	3.885,0	4.365,0	5.535,0	4.015,0	4.785,0	4.895,0				
1300	800	1200	4	6.749,44	3.135,00	3.205,00	2.485,00	1.785,00	2.315,00	3.515,00	2.475,00	2.455,00	2.695,00				
1300	800	1400	2	6.030,00	4.915,11	7.845,00	5.095,00	4.405,00	4.155,00	4.685,00	3.855,00	4.775,00	3.465,00				
1300	1000	600	4	2.505,00	3.729,43	3.565,00	3.565,00	2.215,00	2.155,00	3.895,00	3.745,00	3.745,00	3.135,00				
1300	1000	600	6	1.975,00	2.035,00	3.471,67	3.471,67	3.892,50	6.649,44	11.582,78	6.325,00	6.105,00	6.175,00				
1300	1000	600	8	2.955,00	1.605,00	1.471,67	665,00	3.255,00	4.355,00	3.815,00	4.525,00	5.095,00	3.865,00				
1300	1000	800	2	6.775,00	3.345,00	6.385,00	4.642,50	5.345,00	6.355,00	8.355,00	7.165,00	6.525,00	6.465,00				
1300	1000	800	4	6.805,00	3.235,00	2.915,00	3.315,00	3.685,00	4.115,00	3.595,00	3.225,00	3.335,00	3.055,00				
1300	1000	1000	2	5.692,50	4.830,00	6.015,00	6.025,00	6.055,00	6.465,00	6.675,00	6.555,00	6.395,00	6.535,00				
1300	1000	1000	4	5.235,00	5.235,00	4.415,00	4.115,00	4.625,00	4.405,00	3.455,00	3.475,00	3.475,00	5.295,00				
1300	1000	1200	2	7.205,00	5.582,78	7.655,00	3.815,00	4.055,00	5.195,00	5.275,00	5.175,00	5.115,00	5.295,00				
1300	1000	1200	4	7.938,33	3.905,00	3.265,00	3.345,00	2.225,00	2.785,00	2.885,00	2.965,00	2.995,00	2.535,00				
1300	1000	1400	2	8.085,00	6.193,89	7.138,33	4.515,00	5.955,00	6.495,00	5.545,00	4.195,00	4.665,00	4.695,00				
1300	1000	1400	4	9.005,00	4.505,00	4.185,00	3.315,00	2.815,00	2.635,00	3.395,00	2.965,00	3.305,00	2.895,00				
1300	1200	600	2	3.825,00	2.505,00	2.745,00	4.405,00	6.355,00	6.625,00	9.292,50	8.405,00	9.482,78	7.595,00				
1300	1200	600	4	2.505,00	1.865,00	1.427,22	2.245,00	3.035,00	5.925,00	4.255,00	5.445,00	4.485,00	4.755,00				
1300	1200	600	6	6.838,33	3.965,00	4.235,00	2.305,00	4.895,00	2.765,00	3.845,00	3.785,00	3.845,00	5.885,00				
1300	1200	600	8	6.230,00	2.827,22	4.635,00	3.955,00	3.422,50	7.745,00	4.965,00	3.485,00	4.695,00	3.605,00				
1300	1200	1000	2	6.992,50	5.662,14	5.918,79	5.919,00	5.665,79	4.915,00	6.465,00	5.955,00	5.785,00	7.735,00				
1300	1200	1000	4	7.127,22	5.945,00	6.405,00	3.325,00	3.875,00	3.505,00	3.945,00	4.425,00	3.355,00	3.165,00				
1300	1200	1000	6	2.719,29	5.982,78	6.215,00	5.871,67	6.795,00	6.015,00	6.845,00	5.365,00	5.545,00	5.955,00				
1300	1200	1400	2	8.519,29	4.065,00	3.155,00	3.405,00	2.515,00	3.075,00	3.375,00	3.355,00	3.255,00	3.275,00				
1300	1400	600	4	8.438,33	6.349,44	7.833,37	5.265,00	6.045,00	6.765,00	5.445,00	4.855,00	4.795,00	4.795,00				
1300	1400	600	6	4.202,14	4.748,33	3.885,00	2.815,00	2.815,00	2.815,00	3.745,00	3.185,00	2.625,00	2.625,00				
1300	1400	600	8	4.085,00	2.738,33	3.349,44	5.219,29	6.265,00	7.965,00	10.780,00	8.882,78	9.627,22	8.416,11				
1300	1400	1000	2	2.755,00	2.325,00	2.285,00	3.095,00	3.265,00	3.865,00	4.725,00	5.925,00	5.185,00	5.375,00				
1300	1400	1000	4	2.1027,22	6.416,11	8.660,56	7.415,00	6.635,00	4.616,11	9.895,00	8.015,00	7.535,00	8.095,00				
1300	1400	800	2	7.015,00	3.845,00	3.335,00	3.265,00	5.385,00	4.745,00	4.155,00	5.555,00	5.885,00	3.815,00				
1300	1400	1000	2	7.505,00	6.560,56	7.071,67	6.949,44	7.485,00	7.485,00	6.065,00	7.045,00	6.555,00	6.865,00				
1300	1400	1000	4	8.415,00	5.533,33	3.945,00	4.035,00	3.355,00	3.745,00	4.045,00	4.695,00	3.775,00	4.685,00				
1300	1400	1200	2	8.471,67	7.735,00	7.825,00	8.185,00	6.385,00	7.345,00	6.015,00	5.325,00	6.035,00	5.945,00				
1300	1400	1200	4	7.338,33	5.965,00	3.105,00	4.735,00	2.845,00	4.695,00	3.455,00	3.605,00	3.575,00	3.675,00				
1300	1400	1400	2	9.338,33	6.133,57	9.193,89	5.025,00	5.605,00	6.625,00	5.225,00	5.185,00	4.905,00	5.075,00				
1300	1400	1400	4	9.905,00	3.625,00	4.235,00	4.005,00	2.995,00	2.805,00	3.355,00	3.555,00	3.045,00	3.505,00				
1300	1600	600	2	4.185,00	3.075,00	6.605,00	6.205,00	7.905,00	8.925,00	8.955,00	9.605,00	9.605,00	9.445,00				
1300	1600	600	4	2.938,33	2.895,00	2.415,00	2.835,00	3.915,00	5.405,00	4.385,00	5.335,00	6.155,00	5.514,00				
1300	1600	800	2	4.075,00	6.075,00	6.235,00	4.645,56	3.895,00	4.395,00	4.895,00	5.885,00	7.235,00	8.885,00				
1300	1600	800	4	5.216,11	4.505,00	4.185,00	5.845,00	4.945,00	5.305,00	6.625,00	5.145,00	5.085,00	4.295,00				
1300	1600	1000	2	6.885,00	4.647,86	5.260,56	8.493,89	7.671,67	6.595,00	7.605,00	8.345,00	7.885,00	6.765,00				
1300	1600	1000	4	5.865,00	7.575,00	6.865,00	4.275,00	4.315,00	3.795,00	4.735,00	4.615,00	4.085,00	4.475,00				
1300	1600	1200	2	9.316,11	7.082,78	9.117,50	7.027,22	6.865,00	7.475,00	7.045,00	6.615,00	7.645,00	6.225,00				
1300	1600	1200	4	9.625,00	4.665,00	4.035,00	4.295,00	3.335,00	4.485,00	3.995,00	4.285,00	3.745,00	3.755,00				
1300	1600	1400	2	8.749,44	8.749,44	5.765,00	6.195,00	6.695,00	6.695,00	4.185,00	4.995,00	5.785,00	6.065,00				
1300	1600	1400	4	7.955,00	4.455,00	4.225,00	3.285,00	3.075,00	3.335,00	4.305,00	3.955,00	3.445,00	3.545,00				
1300	1800	600	2	5.182,78	3.616,11	4.025,00	4.960,56	9.025,00	7.367,50	9.490,71	8.205,00	10.605,00	10.495,00				
1300	1800	600	4	3.727,22	3.115,00	3.185,00	5.185,00	4.845,00	7.145,00	5.035,00	4.405,00	6.775,00	6.395,00				
1300	1800	800	2	7.571,67	6.638,33	9.965,00	7.865,00	6.916,11	6.527,22	10.395,00	8.615,00	8.815,00	6.295,00				
1300	1800	800	4	6.392,50	3.317,67	5.405,00	5.995,00	4.525,00	6.025,00	5.005,00	5.225,00	5.445,00	5.685,00				
1300	1800	1000	2	6.430,00	6.715,11	9.792,50	10.895,00	6.739,78	7.495,00	8.455,00	7.745,00	8.235,00	7.595,00				
1300	1800	1000	4	4.052,14	5.795,00	4.329,29	4.645,56	3.995,00	4.085,00	4.655,00	4.735,00	4.195,00	4.465,00				
1300	1800	1200	2	9.919,29	8.195,00	7.127,22	7.005,00	7.275,00	6.765,00	7.145,00	5.605,00	5.985,00	6.645,00				
1300	1800	1200	4	11.605,00	6.925,00	3.905,00	5.055,00	3.975,00	4.025,00	3.955,00	4.245,00	3.835,00	3.705,00				
1300	1800	1400	2	6.838,33	7.425,00	7.260,56	7.085,00	6.045,00	6.975,00	7.855,00	5.935,00	5.635,00	5.005,00				
1300	1800	1400	4	9.985,00	4.665,00	5.315,00	4.785,00	3.065,00	2.985,00	4.215,00	3.365,00	3.305,00	3.725,00				
1300	2000	600	2	4.139,89	2.949,44	7.049,44	7.305,00	6.762,14	9.230,00	9.321,67	9.467,50	9.947,17	9.917,50				
1300	2000	600	4	4.805,00	3.565,00	3.535,00	3.871,67	6.785,00	7.765,00	5.955,00	5.575,00	5.785,00	6.065,00				
1300	2000	800	2	4.985,00	4.985,00	4.985,00	4.985,00	6.645,00	6.580,00	8.195,00	8.195,00	8.195,00	8.195,00				
1300	2000	800	4	6.835,00	3.955,00	4.015,00	6.015,00	6.665,00	6.055,00	5.245,00	5.695,00	5.325,00	4.985,00				
1300	2000	1000	2	5.737,57	6.530,00	8.186,11	10.038,33	7.493,89	6.405,00	8.235,00	8.549,44	8.505,00	8.595,00				
1300	2000	1000	4	6.493,89	5.695,00	6.035,00	5.145,00	3.925,00	4.625,00	5.045,00	5.415,00	4.925,00	4.325,00				
1300	2000	1200	2	11.205,00	7.792,50	11.616,11	7.155,00	5.775,00	6.235,00	7.525,00	6.245,00	7.135,00	6.735,00				
1300	2000	1200	4	7.790,71	6.005,00	4.575,00	4.935,00	4.485,00	5.025,00	4.445,00	4.275,00	4.065,00	3.625,00				
1300	2000	1400	2	8.527,22	8.527,22	7.445,44	7.445,44	6.585,00	6.585,00	6.685,00	6.685,00	6.685,00	6.685,00				
1300	2000	1400	4	7.021,07	8.375,00	3.895,00	7.135,00	3.735,00	4.105,00	5.825,00	3.315,00	3.895,00	3.795,00				

*Anexo III. Resultados de la aplicación del TWOPAS a Carriles Auxiliares.*

Avg_PercentFollowing_EffectiveLengt													
				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	2	3,905.00	2,885.00	2,755.00	3,955.00	6,485.00	5,185.00	6,845.00	6,285.00	6,535.00	7,765.00
1300	800	600	4	2,645.00	925.00	1,495.00	355.00	1,365.00	4,705.00	4,025.00	3,445.00	4,225.00	4,385.00
1300	800	800	2	7,135.00	4,395.00	4,260.56	2,305.00	4,895.00	5,385.00	6,795.00	6,685.00	6,845.00	5,885.00
1300	800	800	4	5,305.00	2,295.00	3,475.00	2,725.00	2,095.00	3,085.00	3,915.00	3,215.00	2,995.00	3,315.00
1300	800	1000	2	6,655.00	3,730.00	3,738.33	6,345.00	5,216.11	5,755.00	4,685.00	6,215.00	6,025.00	5,265.00
1300	800	1000	4	2,730.00	6,145.00	2,755.00	2,575.00	2,965.00	2,595.00	3,775.00	3,915.00	3,155.00	3,615.00
1300	800	1200	2	7,380.00	5,427.22	6,265.00	5,055.00	3,885.00	4,365.00	5,535.00	4,015.00	4,785.00	4,895.00
1300	800	1200	4	6,749.44	3,135.00	3,025.00	2,485.00	1,785.00	2,315.00	3,515.00	2,475.00	2,455.00	2,655.00
1300	800	1400	2	6,030.00	4,916.11	7,845.00	5,095.00	4,045.00	4,155.00	4,685.00	3,855.00	4,775.00	3,605.00
1300	800	1400	4	7,555.00	3,795.00	4,305.00	3,505.00	2,215.00	2,835.00	2,845.00	2,325.00	2,475.00	3,135.00

**b. Carril de ascenso**

Avg_PercentFollowing_EffectiveLengt													
				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	6	271.67	335.00	845.00	1,175.00	1,855.00	1,685.00	2,625.00	3,425.00	2,395.00	2,795.00
1300	800	600	8	845.00	765.00	262.14	490.71	905.00	2,176.43	2,555.00	1,385.00	1,085.00	1,871.67
1300	800	600	10	135.00	1,545.00	995.00	1,085.00	2,145.00	2,145.00	2,027.22	1,475.00	1,385.00	1,085.00
1300	800	800	6	2,265.00	1,145.00	1,415.00	1,675.00	2,145.00	2,215.00	3,185.00	2,035.00	2,195.00	2,005.00
1300	800	800	8	5.00	1,238.33	1,205.00	2,762.14	1,847.86	1,871.67	2,230.00	1,680.00	1,105.00	1,371.67
1300	800	800	10	75.00	2,816.11	1,455.00	1,905.00	1,905.00	1,485.00	1,375.00	1,135.00	425.00	455.00
1300	800	1000	6	1,815.00	2,785.00	2,695.00	2,575.00	2,365.00	2,815.00	2,195.00	1,505.00	2,275.00	2,115.00
1300	800	1000	8	45.00	2,125.00	605.00	2,221.67	2,362.14	1,790.71	1,305.00	1,525.00	755.00	655.00
1300	800	1000	10	25.00	1,785.00	1,145.00	1,305.00	945.00	349.44	465.00	265.00	175.00	85.00
1300	800	1200	6	3,285.00	3,505.00	2,395.00	1,795.00	1,455.00	1,745.00	2,275.00	1,675.00	1,595.00	1,085.00
1300	800	1200	8	675.00	1,555.00	1,621.67	1,305.00	1,455.00	525.00	671.67	305.00	1,005.00	371.67
1300	800	1200	10	15.00	1,535.00	625.00	285.00	265.00	315.00	75.00	85.00	30.00	35.00
1300	800	1400	6	2,442.50	2,655.00	2,105.00	1,245.00	1,605.00	1,395.00	1,305.00	1,255.00	875.00	905.00
1300	800	1400	8	435.00	1,449.44	1,080.00	1,555.00	930.00	965.00	155.00	171.67	55.00	105.00
1300	800	1400	10	35.00	875.00	415.00	127.22	125.00	105.00	38.33	5.00	17.50	5.00

**A.III.8 Longitud efectiva por efecto del carril de ascenso sobre el ATS (Lde,ATSd)**

**a. Carril de adelantamiento**

Avg_SpeedMeanAll_EffectiveLengt													
				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	2	1,445.00	3,515.00	3,360.56	4,416.11	6,235.00	6,515.00	8,725.00	7,175.00	5,605.00	7,065.00
1300	800	600	4	525.00	3,175.00	2,995.00	2,155.00	4,125.00	4,325.00	3,925.00	3,845.00	3,955.00	3,485.00
1300	800	800	2	5,825.00	4,635.00	7,375.00	4,965.00	4,985.00	5,525.00	4,815.00	5,135.00	5,675.00	4,935.00
1300	800	800	4	2,627.22	3,295.00	3,565.00	3,175.00	2,495.00	3,125.00	2,535.00	3,205.00	2,735.00	2,775.00
1300	800	1000	2	4,365.00	5,605.00	5,705.00	5,175.00	5,045.00	4,835.00	3,965.00	5,085.00	4,535.00	4,575.00
1300	800	1000	4	3,135.00	5,975.00	3,455.00	3,455.00	2,825.00	3,185.00	3,185.00	3,005.00	3,365.00	2,955.00
1300	800	1200	2	7,655.00	5,875.00	5,735.00	4,405.00	4,115.00	3,785.00	4,525.00	4,235.00	4,795.00	4,305.00
1300	800	1200	4	5,916.11	3,385.00	3,155.00	3,055.00	2,435.00	2,315.00	2,615.00	2,405.00	2,465.00	2,165.00
1300	800	1400	2	5,582.78	5,305.00	4,395.00	3,555.00	4,315.00	4,205.00	3,735.00	3,615.00	3,245.00	3,995.00
1300	800	1400	4	6,985.00	4,325.00	3,605.00	2,835.00	2,445.00	2,205.00	2,555.00	1,955.00	1,765.00	2,155.00

## b. Carril de ascenso

Avg_SpeedMeanAll_EffectiveLengh													
					PorcTrucks_Per								
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_km	KTCA_km	VolVeh_VehxHr	PendLong_Per										
1300	800	600	6	5.00	2,227.22	2,225.00	3,055.00	3,575.00	2,795.00	3,925.00	3,665.00	3,895.00	3,775.00
1300	800	600	8	5.00	1,460.56	4,033.57	5,433.57	3,855.00	3,033.57	3,142.50	2,745.00	4,765.00	4,771.67
1300	800	600	10	5.00	4,555.00	3,835.00	4,685.00	2,705.00	3,195.00	3,860.56	2,785.00	2,505.00	2,395.00
1300	800	800	6	5.00	2,965.00	2,055.00	2,525.00	2,815.00	2,885.00	4,035.00	2,595.00	3,065.00	2,555.00
1300	800	800	8	5.00	4,338.33	2,590.71	3,562.14	3,776.43	2,638.33	2,680.00	3,330.00	2,271.67	3,171.67
1300	800	800	10	5.00	5,749.44	2,255.00	4,295.00	2,982.78	2,665.00	2,805.00	2,435.00	2,275.00	1,865.00
1300	800	1000	6	915.00	3,845.00	3,705.00	2,955.00	2,695.00	3,435.00	2,905.00	2,665.00	3,325.00	2,825.00
1300	800	1000	8	5.00	3,665.00	2,492.50	2,888.33	3,219.29	3,605.00	2,505.00	3,185.00	2,355.00	2,580.00
1300	800	1000	10	5.00	3,605.00	2,245.00	3,055.00	2,645.00	2,182.78	2,295.00	1,875.00	2,345.00	1,405.00
1300	800	1200	6	2,825.00	3,885.00	2,935.00	2,565.00	2,865.00	2,375.00	3,085.00	2,625.00	2,625.00	2,165.00
1300	800	1200	8	5.00	4,205.00	3,105.00	2,665.00	2,480.00	2,345.00	2,171.67	2,505.00	2,038.33	1,871.67
1300	800	1200	10	5.00	2,665.00	1,565.00	2,935.00	2,025.00	1,575.00	1,265.00	1,055.00	655.00	125.00
1300	800	1400	6	2,135.00	3,175.00	2,535.00	2,355.00	2,305.00	2,295.00	2,045.00	2,265.00	1,725.00	1,705.00
1300	800	1400	8	5.00	3,793.89	2,880.00	2,755.00	2,480.00	2,105.00	1,705.00	1,738.33	1,205.00	1,238.33
1300	800	1400	10	5.00	2,495.00	2,615.00	2,216.11	1,555.00	1,035.00	221.67	5.00	5.00	5.00

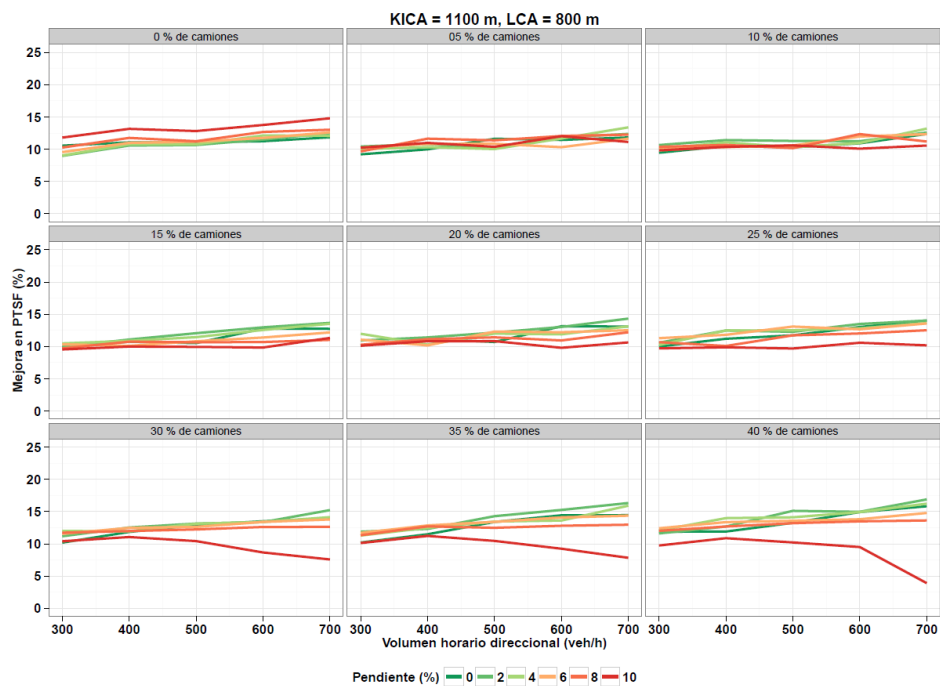
## A.III.9 Mejora en PTSF

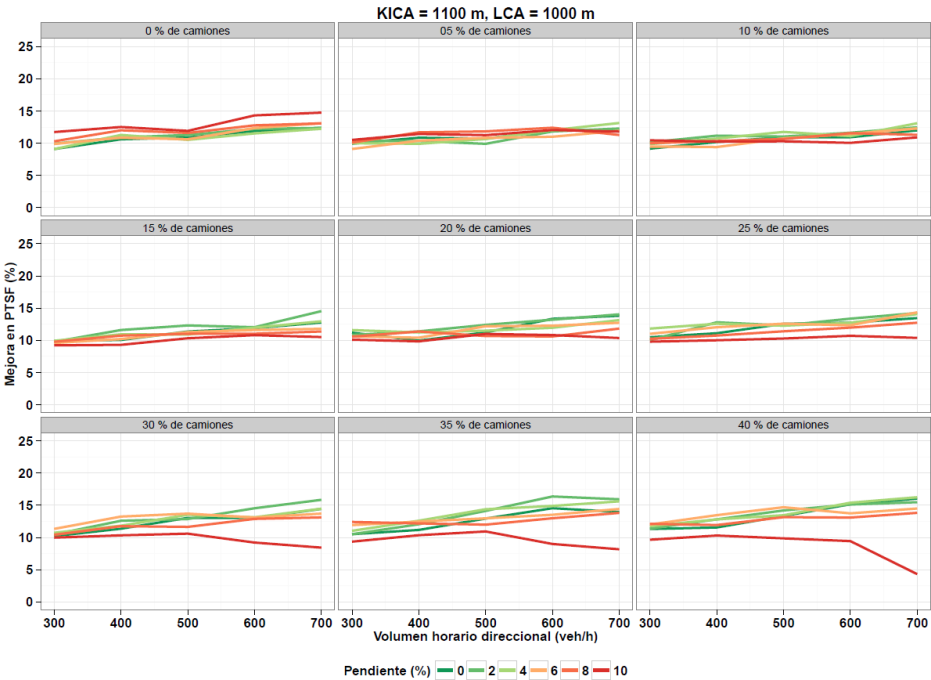
### a. Valores

La Tabla siguiente contiene los valores de mejora en PTSF por la provisión de un carril auxiliar para KICA = 1100, LCA de 800 m, volumen entre 300 veh/h y 700 veh/h, porcentaje de camiones entre 0 % y 40 % y pendiente entre 0 % y 10 %.

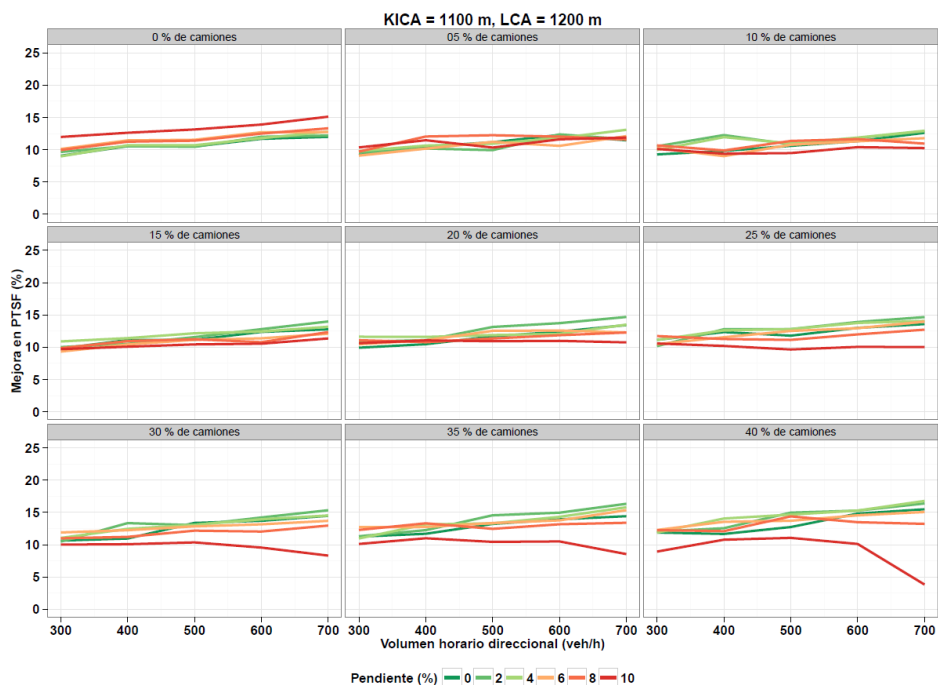
MEJORA EN PTSF													
				PorcTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
KICA_k.T	KTCA_k.T	VolVeh_Vehx	PendLong_P										
1100	800	600	0	10.56	9.21	9.46	9.90	10.17	10.00	10.19	10.21	11.89	10.81
1100	800	600	2	8.97	10.43	10.66	9.95	10.94	10.60	11.18	11.89	11.62	12.41
1100	800	600	4	9.04	10.01	10.04	10.49	11.98	10.25	12.00	11.29	12.08	13.22
1100	800	600	6	9.56	10.23	10.22	10.35	11.07	11.30	11.57	11.70	12.42	13.20
1100	800	600	8	10.26	9.66	10.37	9.71	10.28	10.68	11.73	11.34	12.03	12.80
1100	800	600	10	11.81	10.24	9.83	9.55	10.13	9.72	10.41	10.13	9.75	9.95
1100	800	800	0	11.07	9.99	10.50	10.75	11.18	11.21	11.85	11.49	11.91	11.94
1100	800	800	2	10.58	10.79	11.42	11.09	11.42	12.49	12.54	12.32	12.69	13.95
1100	800	800	4	10.77	10.32	11.06	10.89	10.31	12.49	11.96	12.49	13.99	13.92
1100	800	800	6	10.99	10.83	10.32	10.11	10.18	11.82	12.48	12.86	13.37	15.10
1100	800	800	8	11.76	11.64	10.67	10.76	11.14	10.09	11.99	12.71	12.69	14.07
1100	800	800	10	13.16	10.99	10.37	10.00	10.83	9.89	11.06	11.23	10.88	10.55
1100	800	1000	0	11.09	11.62	10.30	10.53	10.71	11.74	12.91	13.40	13.26	14.48
1100	800	1000	2	10.66	10.18	11.29	12.07	12.16	12.29	13.15	14.29	15.12	14.55
1100	800	1000	4	10.77	10.03	10.31	11.46	12.01	12.53	13.13	13.46	14.12	15.26
1100	800	1000	6	11.18	10.85	10.59	10.82	12.32	13.10	12.63	13.41	13.58	15.12
1100	800	1000	8	11.25	11.38	10.17	10.67	11.43	11.74	12.24	12.49	13.21	13.71
1100	800	1000	10	12.82	10.38	10.60	9.95	10.84	9.70	10.43	10.46	10.22	9.45
1100	800	1200	0	11.24	11.44	10.92	12.79	13.15	13.03	13.51	14.43	14.93	14.56
1100	800	1200	2	11.51	11.84	11.25	12.98	13.04	13.50	13.37	15.26	14.97	15.49
1100	800	1200	4	12.13	11.67	10.98	12.57	11.90	12.82	13.39	13.62	14.93	15.97
1100	800	1200	6	11.75	10.32	11.97	11.40	12.22	12.68	13.40	14.09	13.82	15.32
1100	800	1200	8	12.68	12.06	12.35	10.70	10.95	12.03	12.62	12.81	13.49	13.58
1100	800	1200	10	13.76	12.02	10.09	9.85	9.81	10.59	8.67	9.25	9.51	6.97
1100	800	1400	0	11.85	11.83	12.37	12.75	13.10	14.04	13.91	14.45	15.83	15.93
1100	800	1400	2	12.50	12.38	12.59	13.67	14.33	14.03	15.23	16.33	16.89	16.41
1100	800	1400	4	12.09	13.39	13.19	13.53	13.13	13.65	14.14	15.92	16.23	17.31
1100	800	1400	6	12.62	11.63	12.34	12.19	12.53	13.58	13.78	14.37	14.79	16.97
1100	800	1400	8	13.03	12.26	11.20	11.03	12.21	12.53	12.63	12.97	13.63	13.65
1100	800	1400	10	14.80	11.13	10.57	11.34	10.64	10.19	7.59	7.84	3.92	0.65

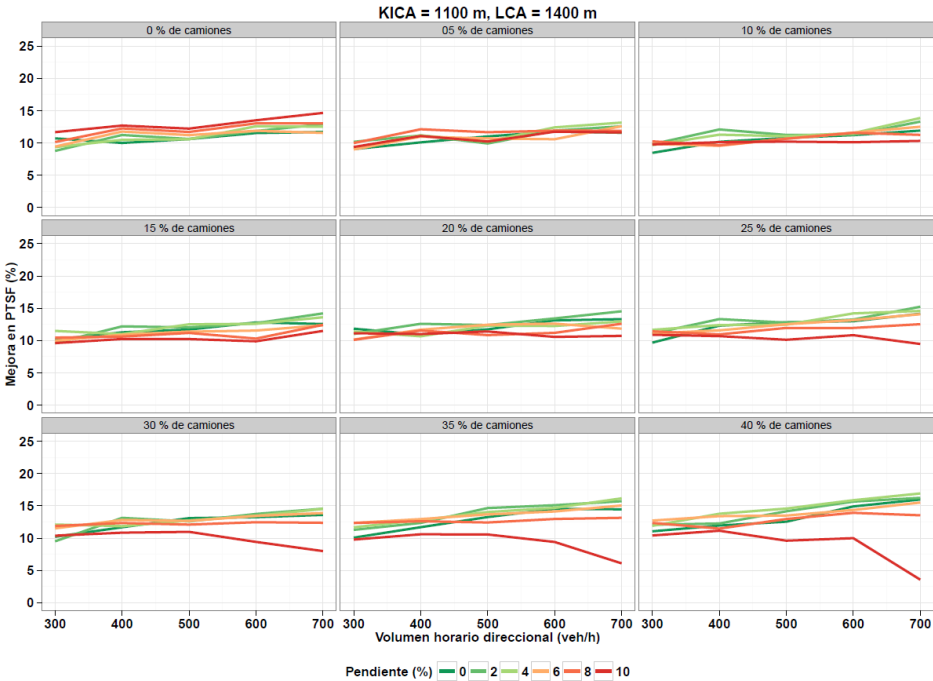
b. Ábacos

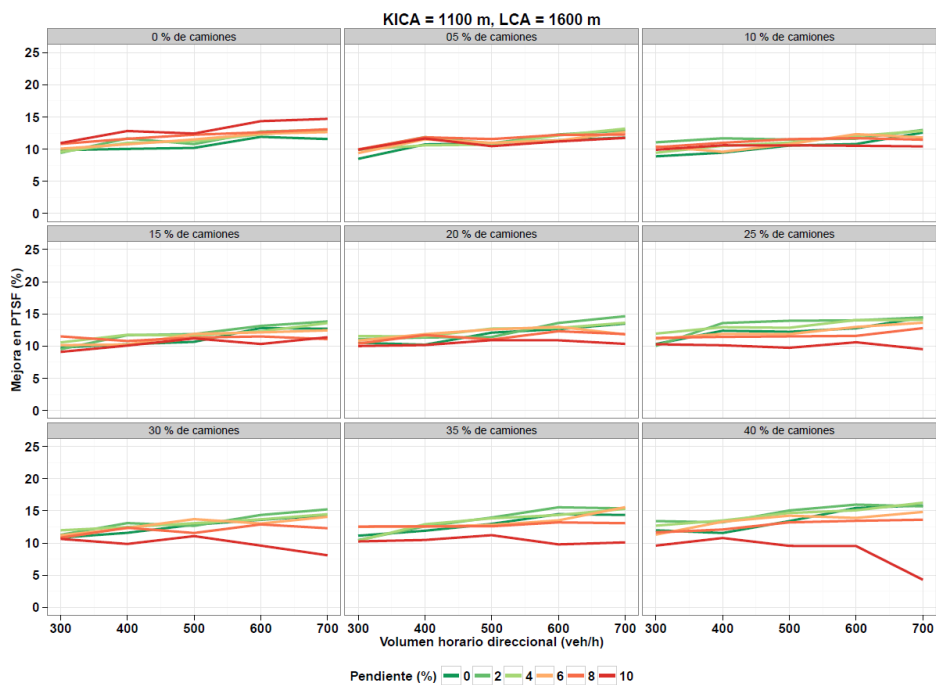


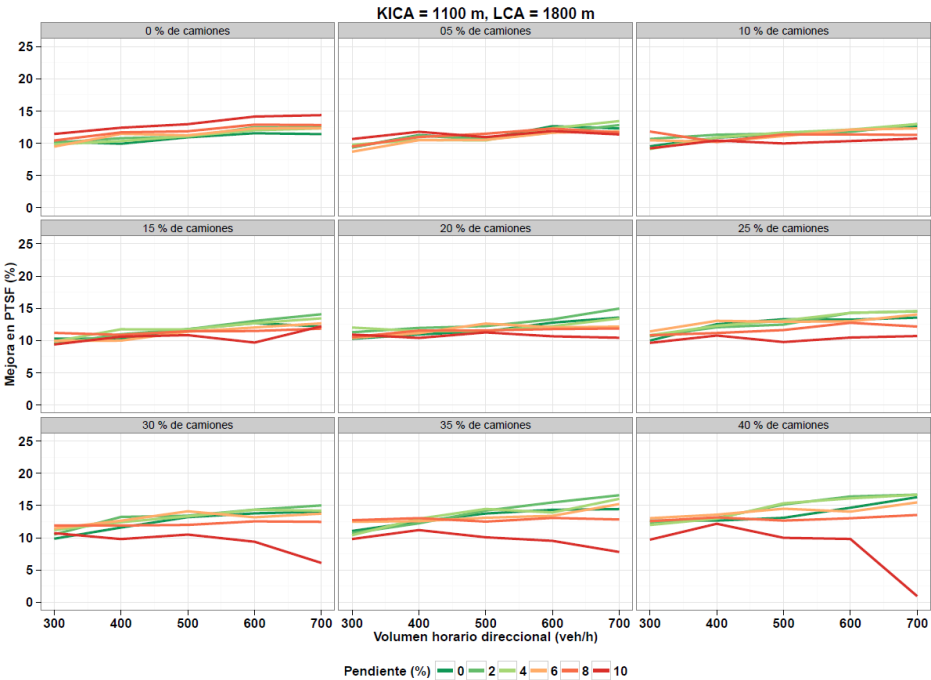


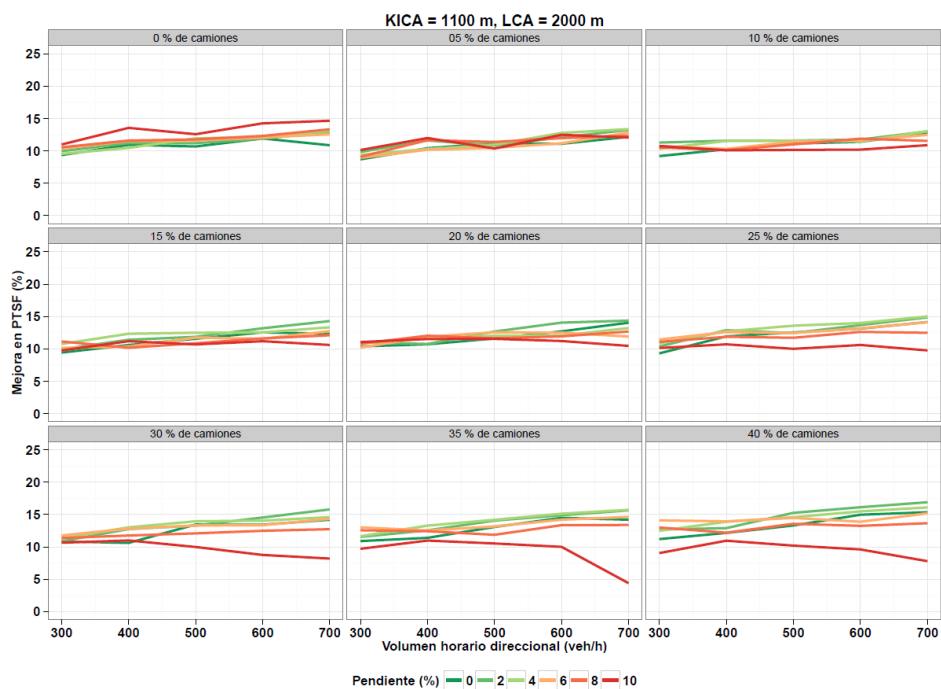


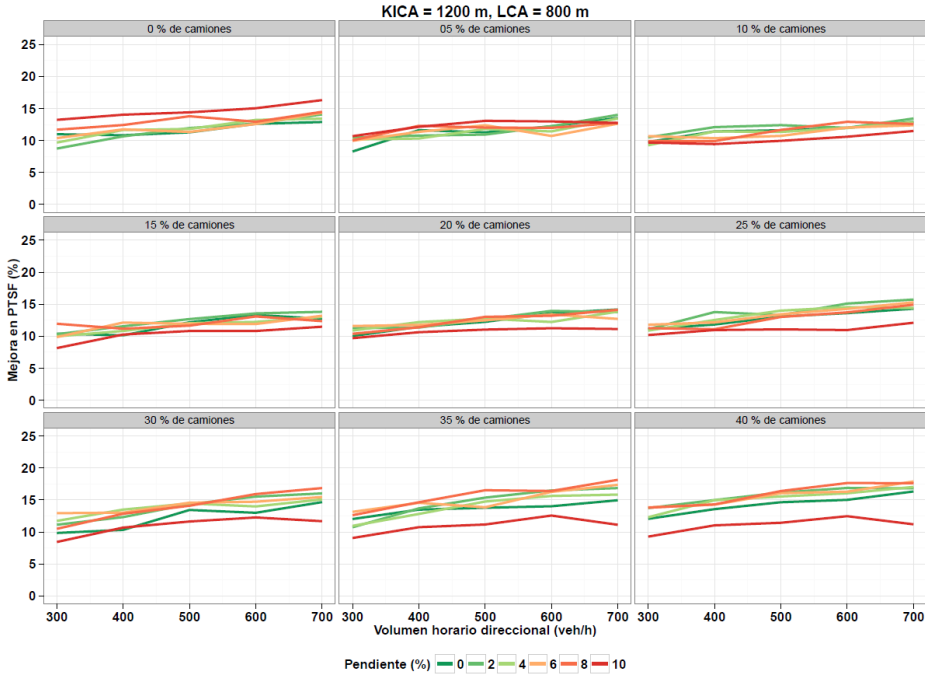


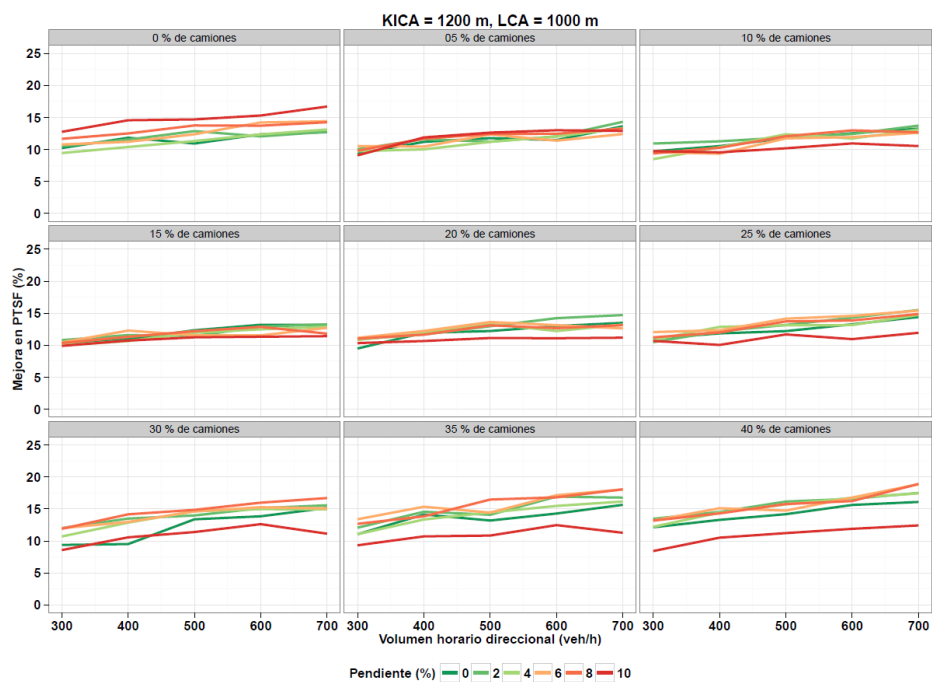


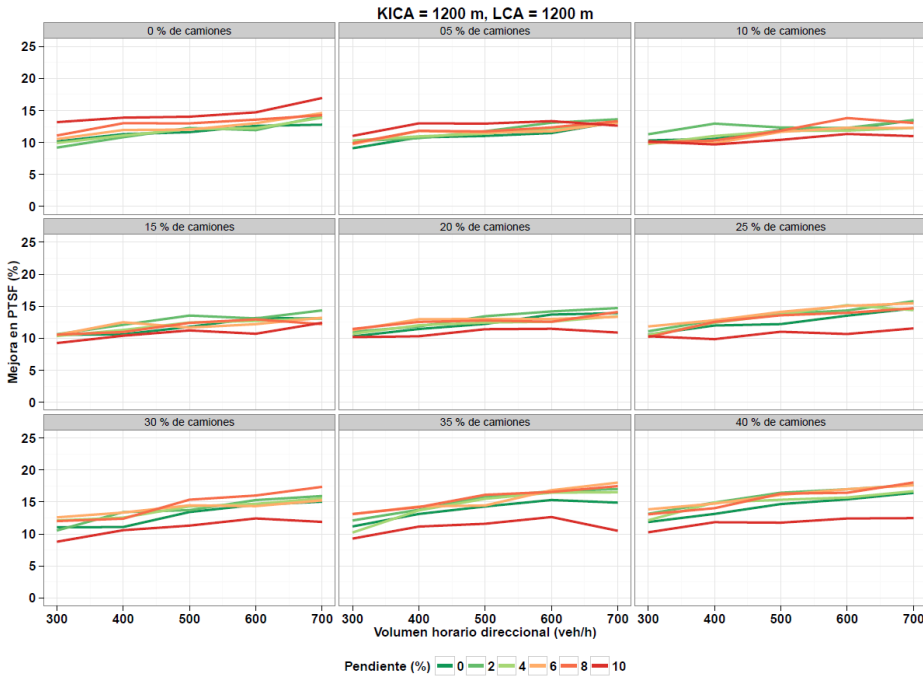




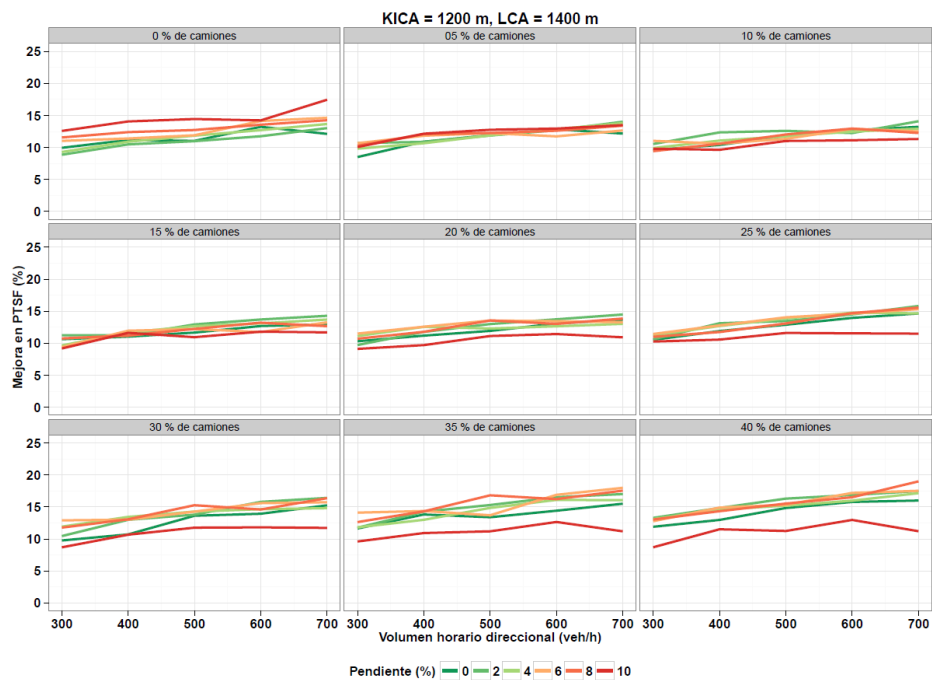


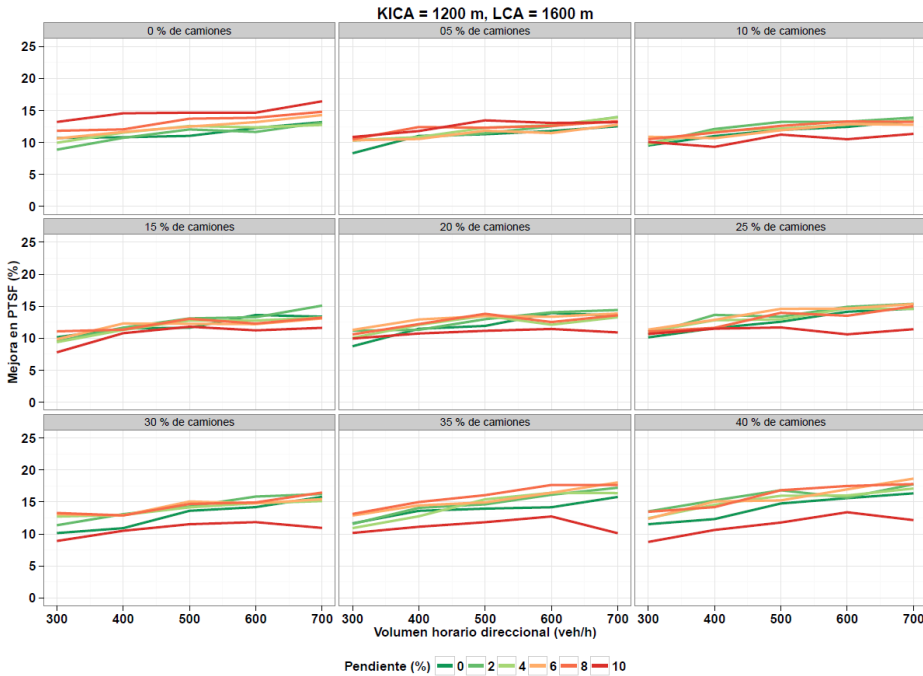


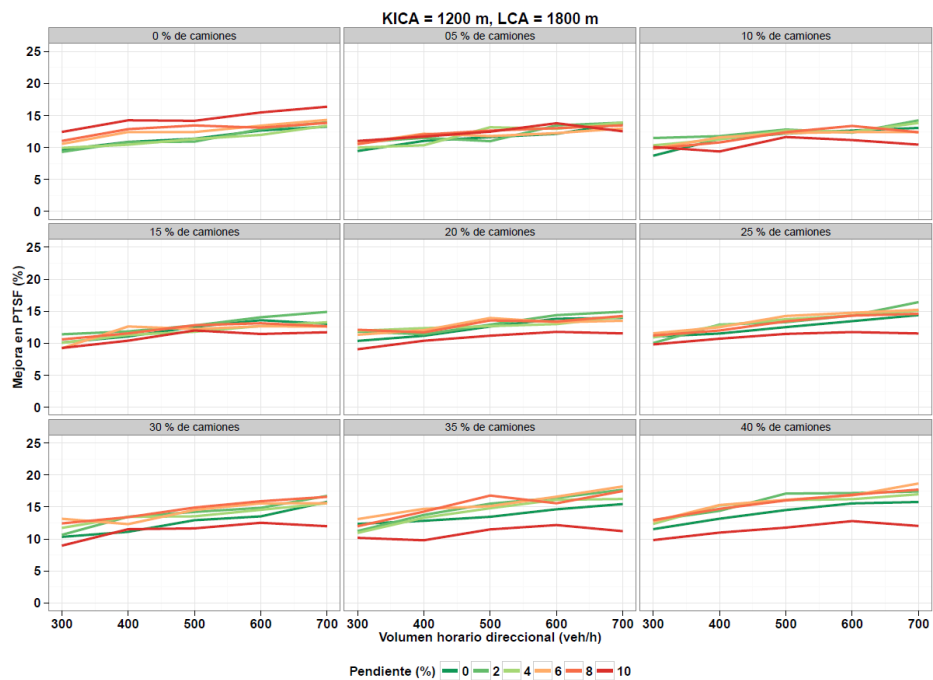


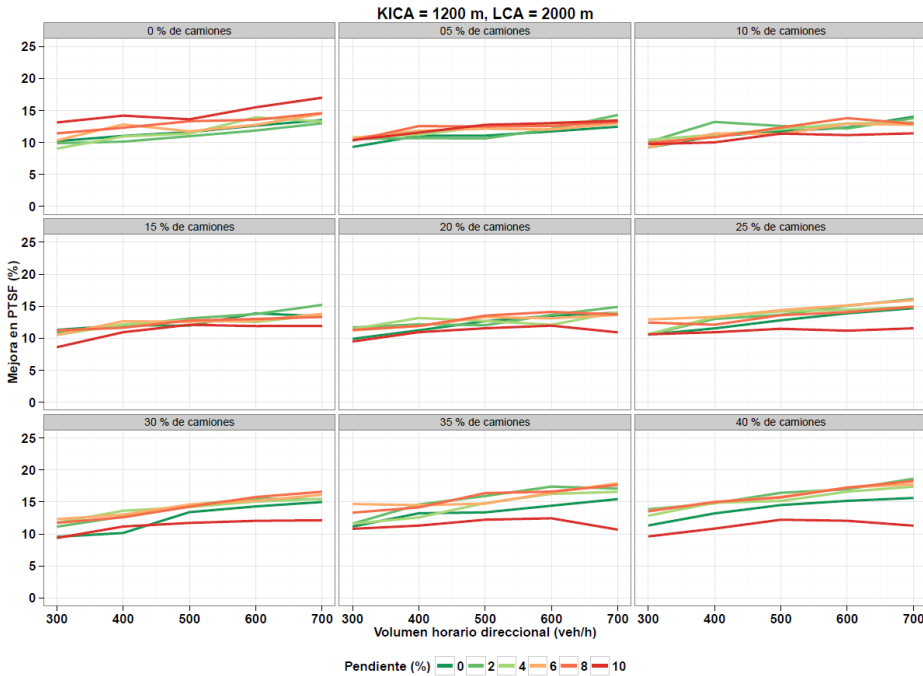


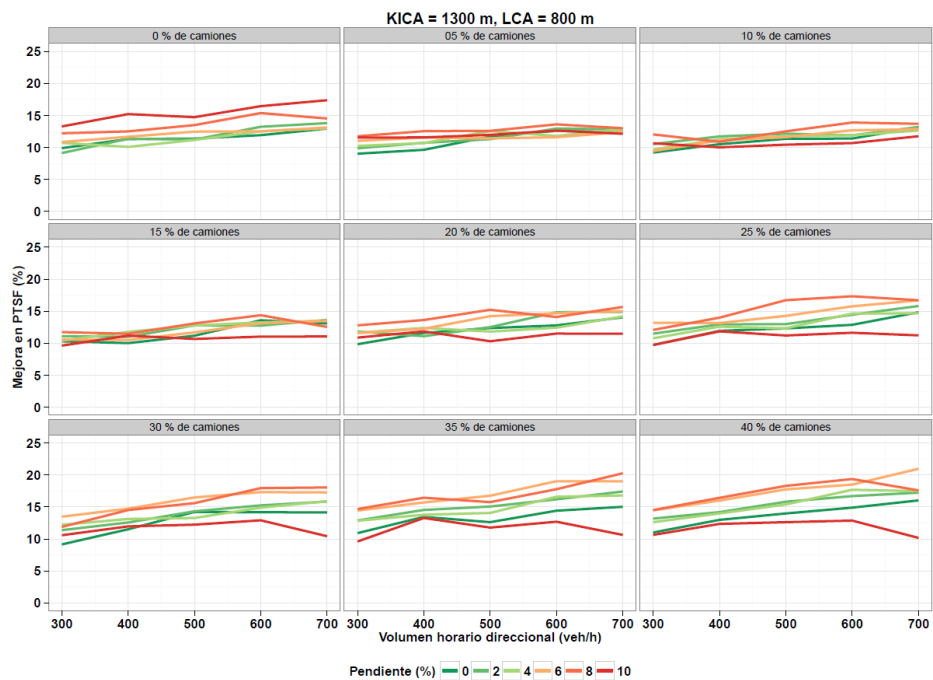


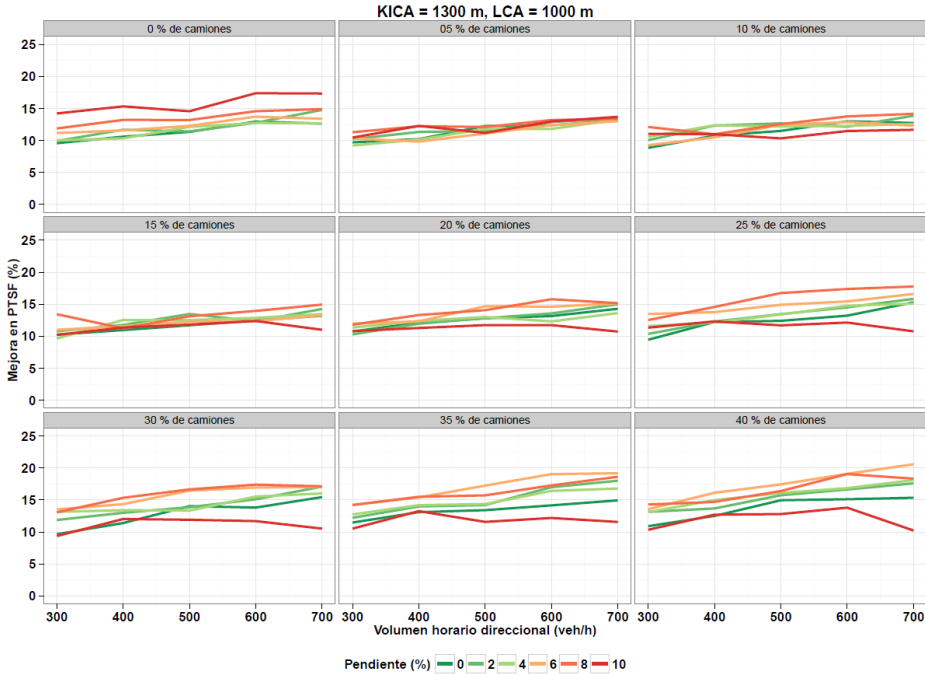


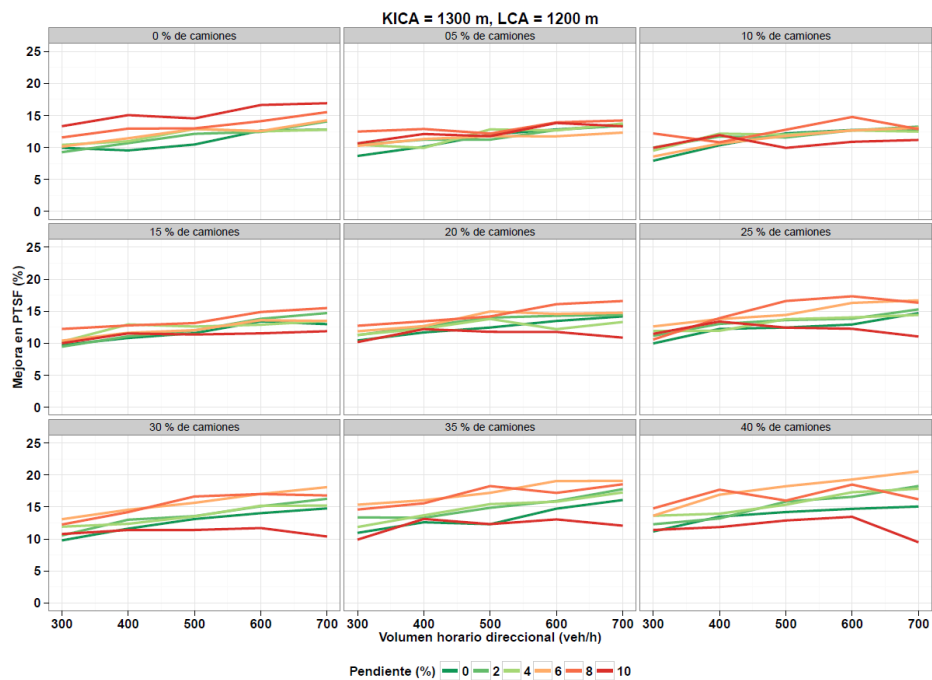


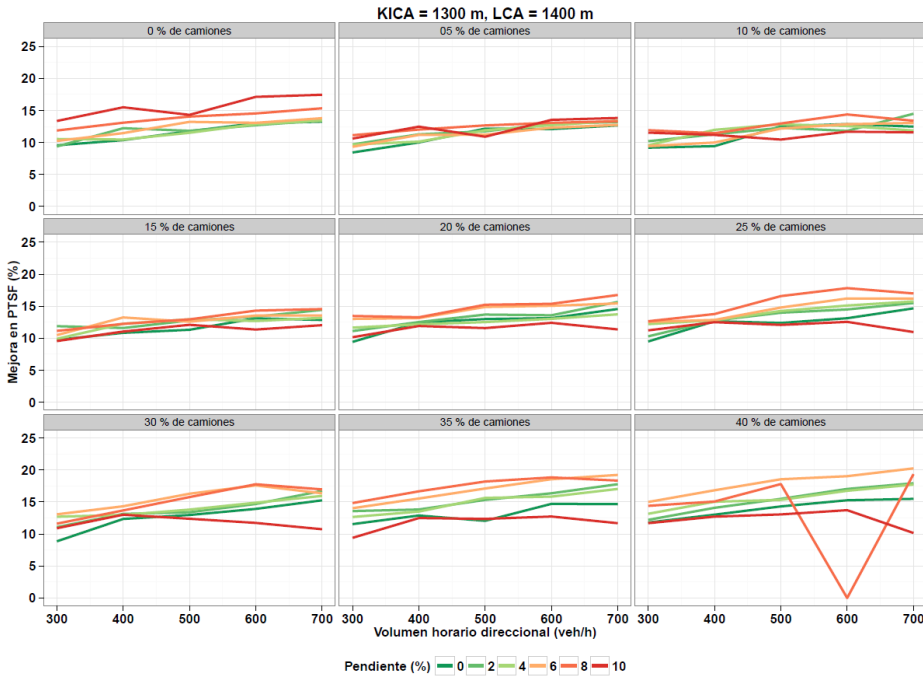




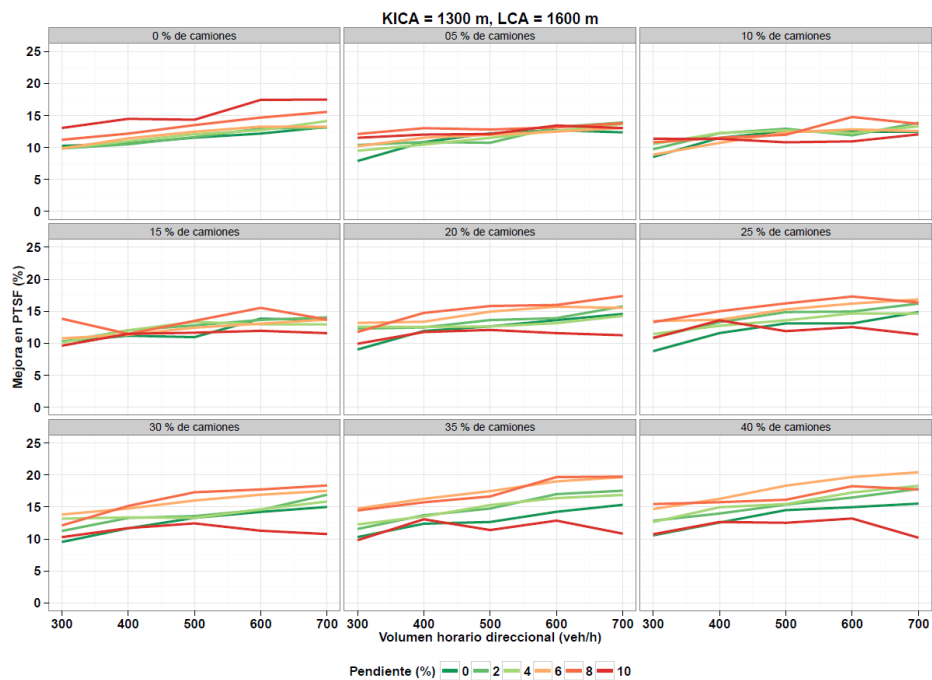


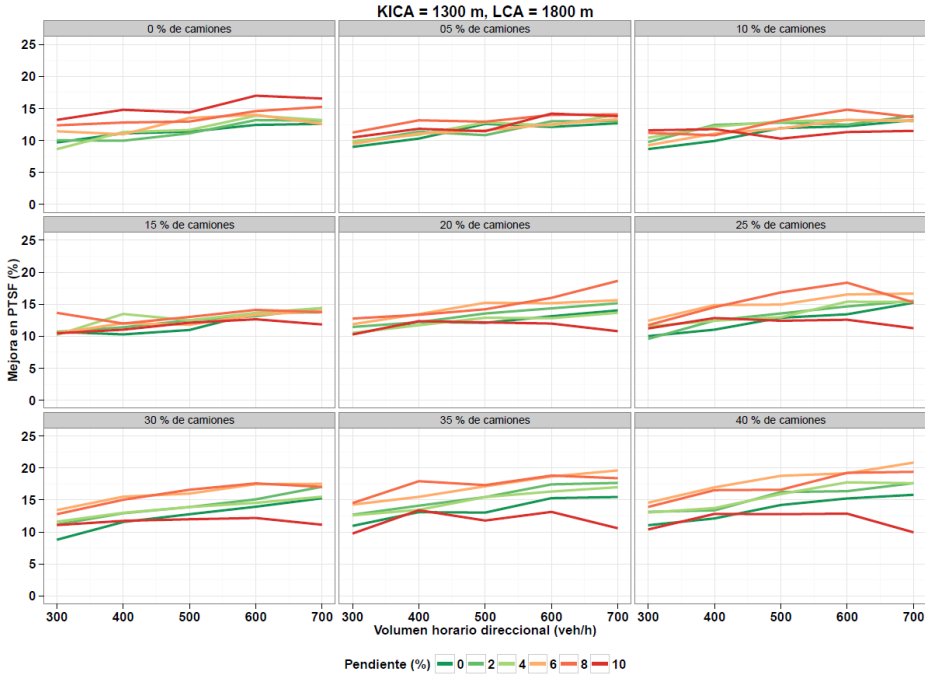


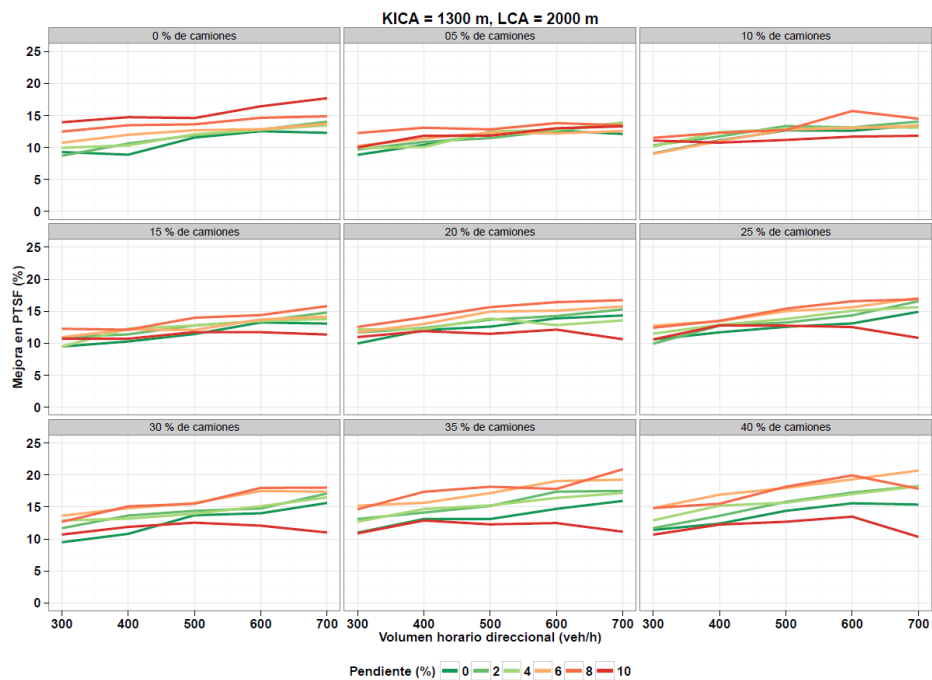


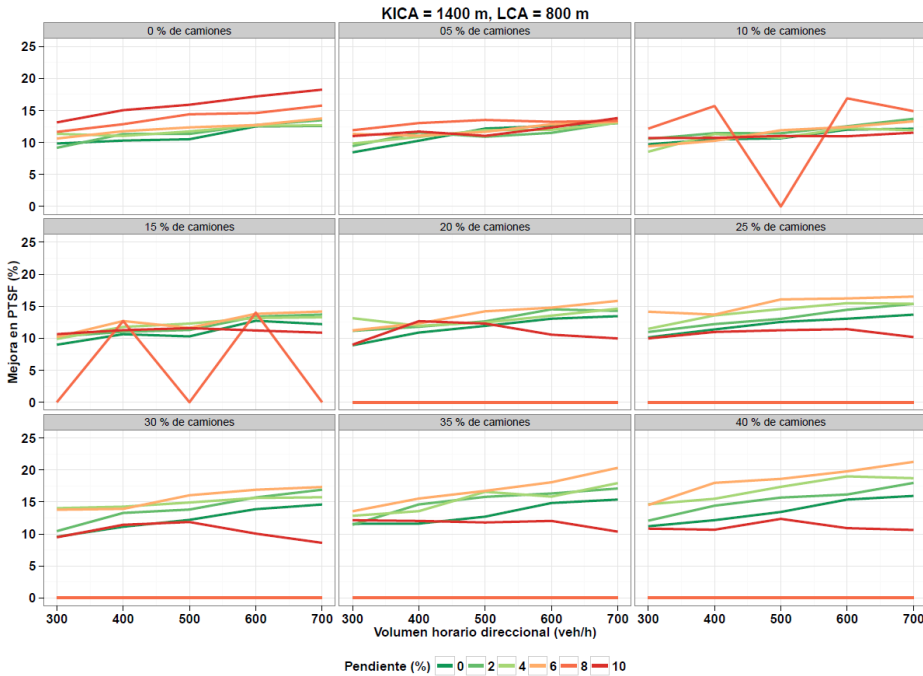


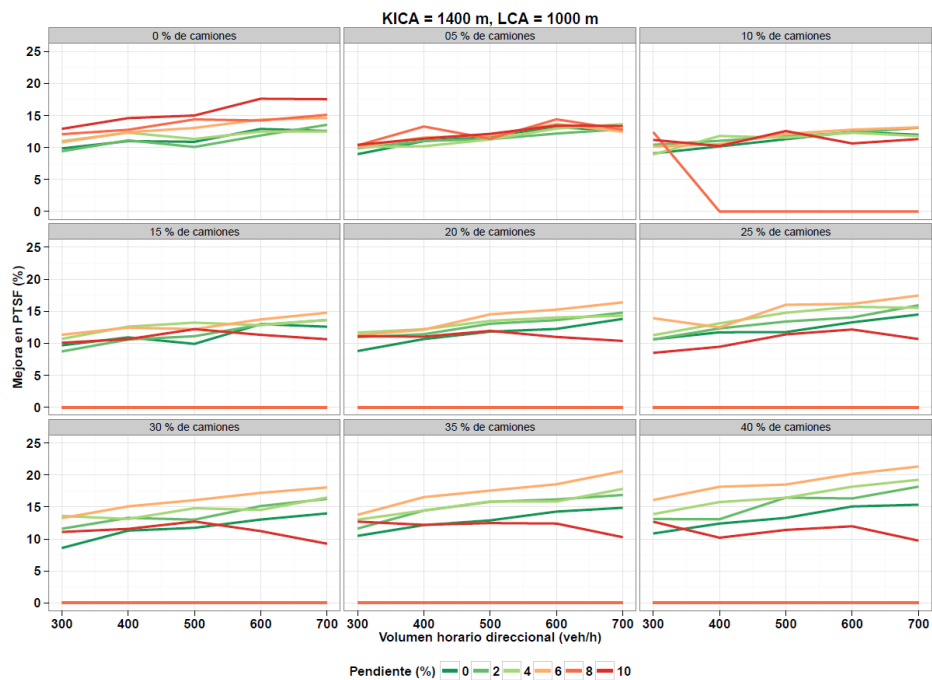


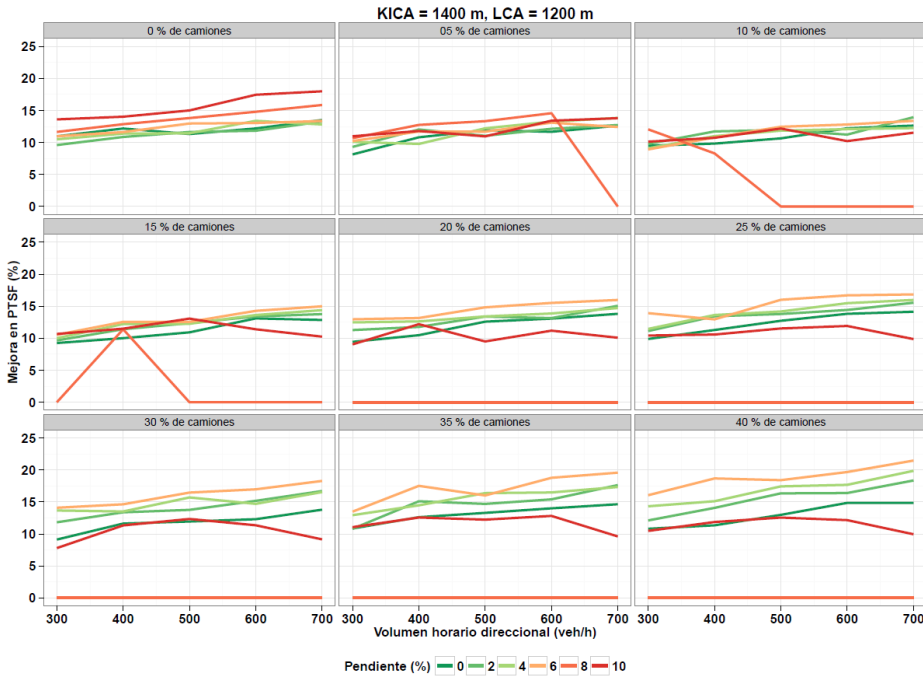


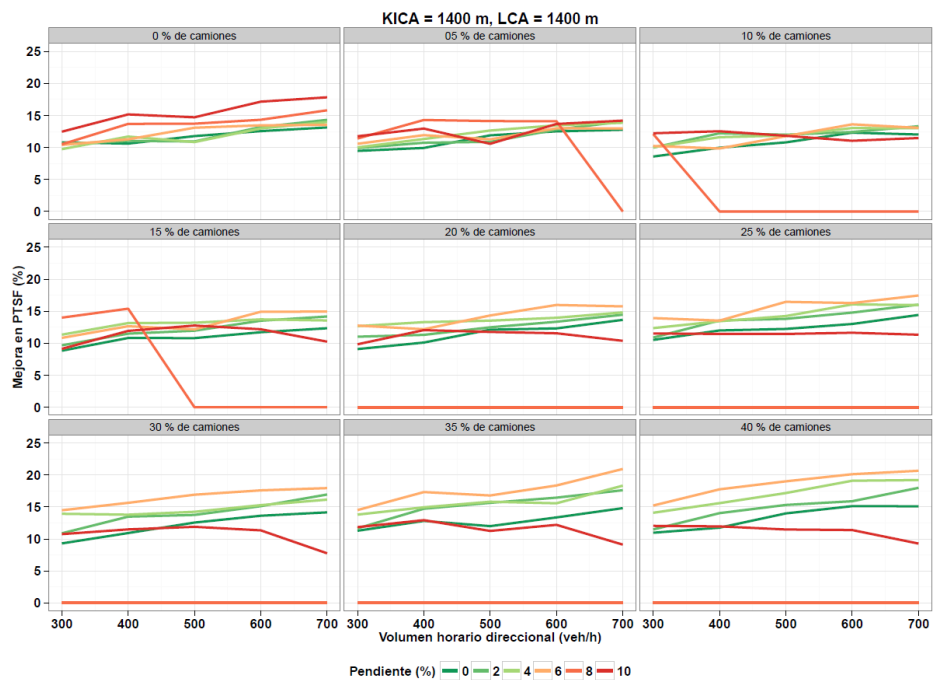


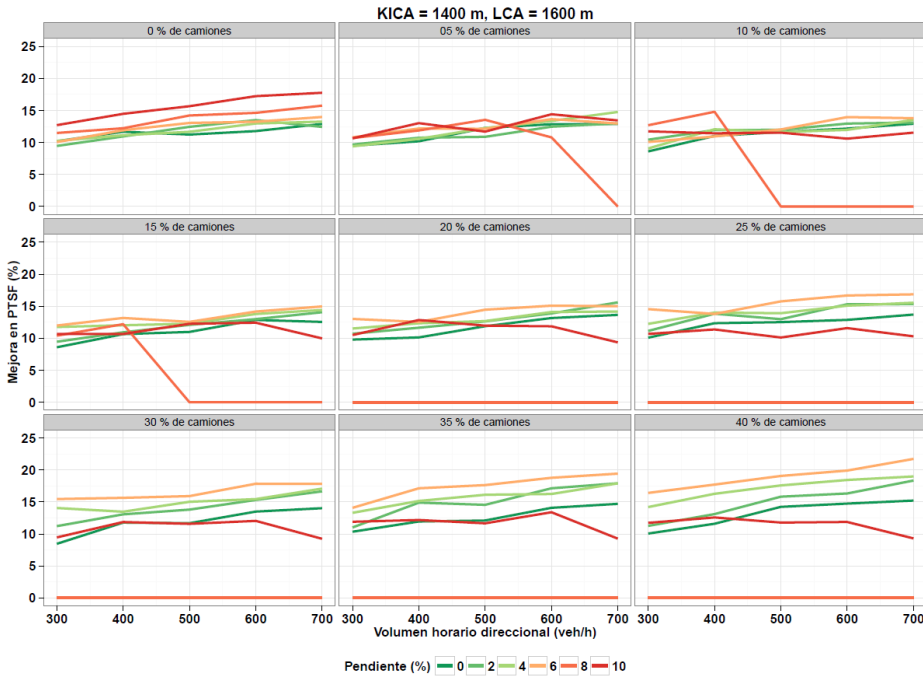




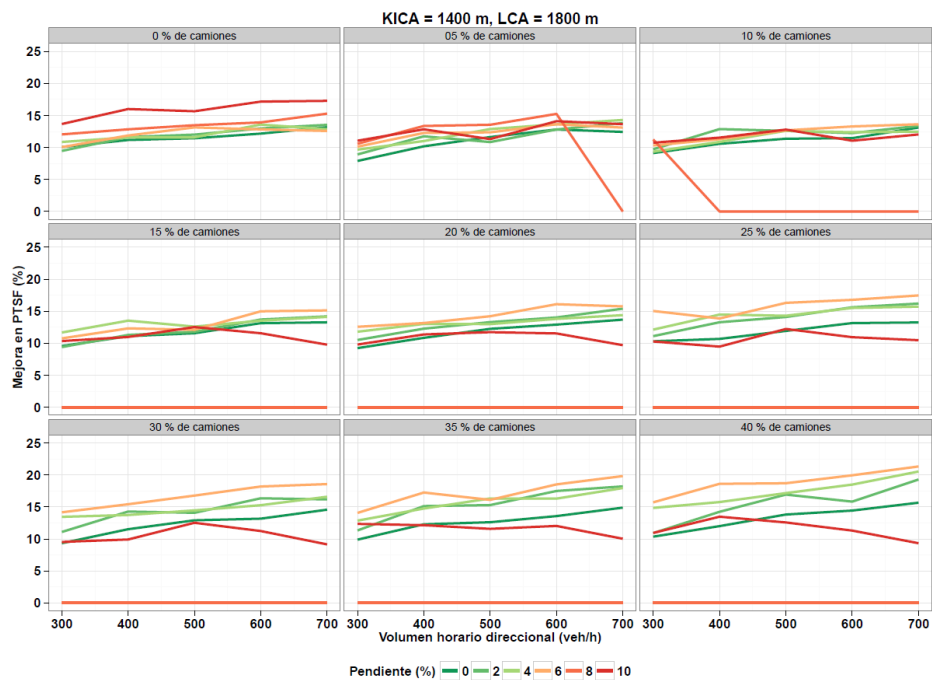


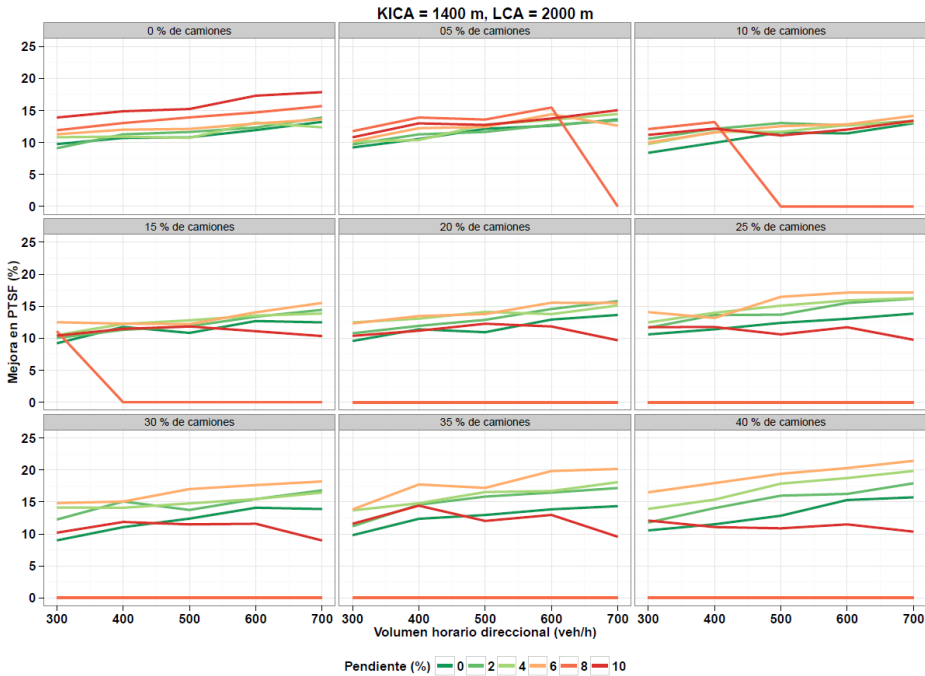












A.III.10Mejora en ATS

a. Valores

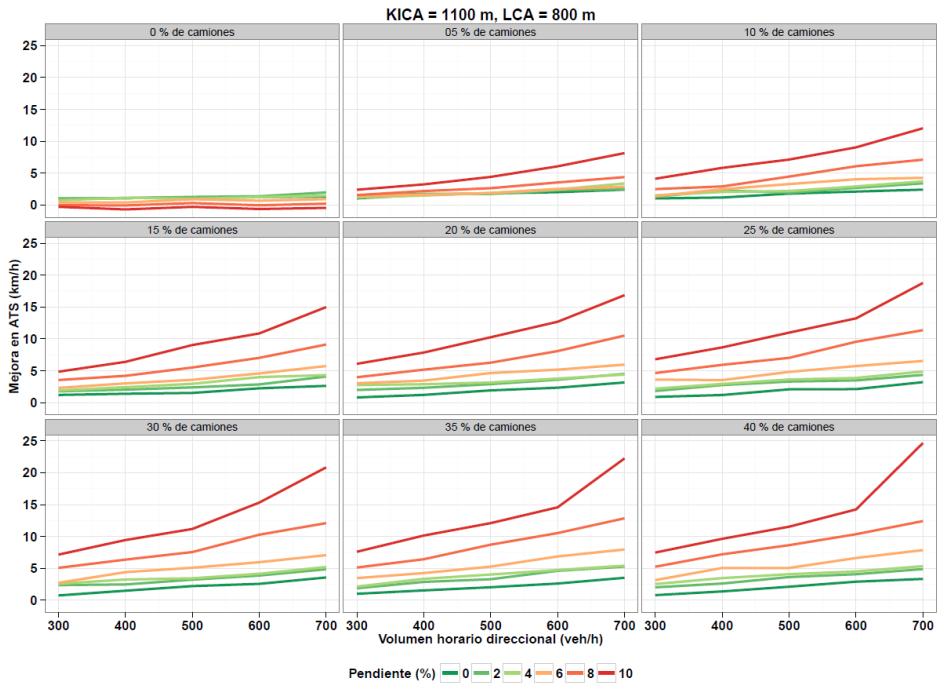
La Tabla siguiente contiene los valores de mejora en ATS por la provisión de un carril auxiliar para KICA = 1100, LCA de 800 m, volumen entre 300 veh/h y

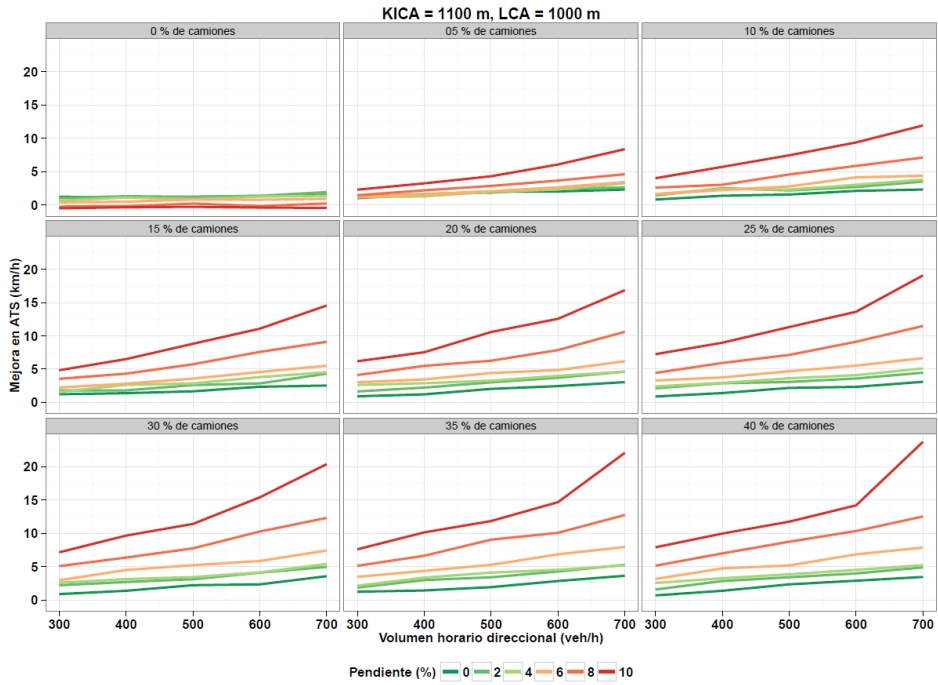
Anexo III. Resultados de la aplicación del TWOPAS a Carriles Auxiliares.

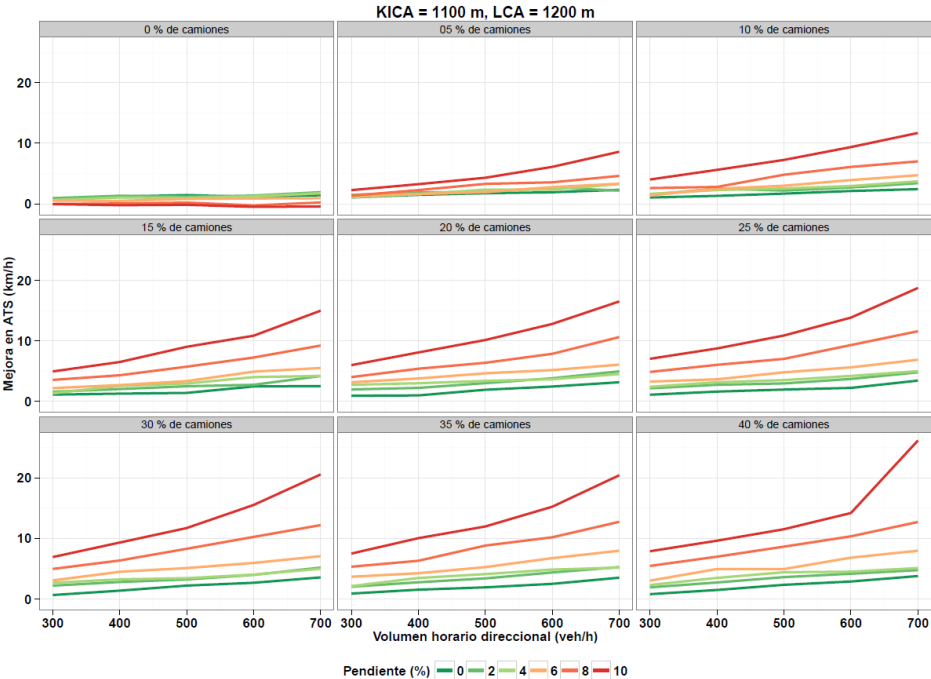
700 veh/h, porcentaje de camiones entre 0 % y 40 % y pendiente entre 0 % y 10 %.

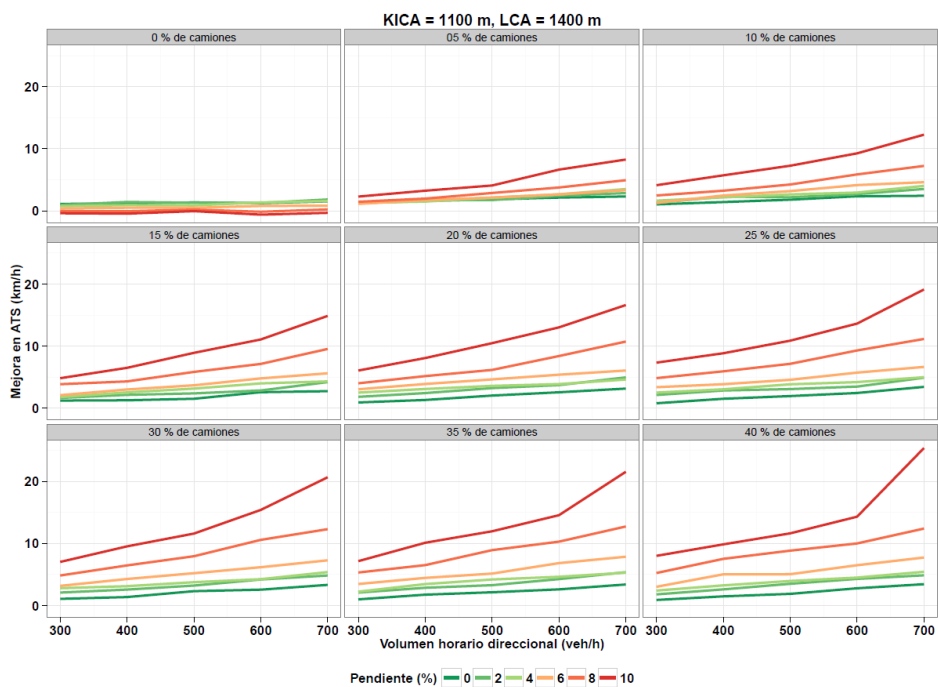
Mejora en ATS <sub>d</sub> por un carril auxiliar													
KICA <sub>i</sub>	KTCA <sub>j</sub>	VolVeh_Vehx <sub>i</sub>	PendLong <sub>P</sub>	PorTrucks_Per									
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
1100	800	600	0	0.61	0.65	0.64	0.74	0.50	0.55	0.46	0.62	0.49	0.49
1100	800	600	2	0.64	0.89	0.81	1.10	1.23	1.13	1.47	1.16	1.25	1.10
1100	800	600	4	0.46	0.74	0.94	1.18	1.71	1.35	1.60	1.32	1.57	1.36
1100	800	600	6	0.24	0.87	0.86	1.43	1.89	2.24	1.69	2.15	1.95	2.31
1100	800	600	8	-0.02	0.97	1.55	2.20	2.47	2.88	3.15	3.18	3.26	3.39
1100	800	600	10	-0.18	1.49	2.56	3.01	3.78	4.22	4.44	4.72	4.64	4.97
1100	800	800	0	0.67	1.00	0.73	0.86	0.75	0.74	0.92	0.95	0.85	0.97
1100	800	800	2	0.67	1.10	1.42	1.26	1.44	1.71	1.53	1.78	1.62	1.70
1100	800	800	4	0.71	0.92	1.27	1.50	1.79	1.82	2.01	2.08	2.15	2.18
1100	800	800	6	0.24	1.00	1.54	1.87	2.14	2.19	2.73	2.64	3.14	2.86
1100	800	800	8	-0.04	1.36	1.81	2.61	3.21	3.68	3.95	3.99	4.47	4.53
1100	800	800	10	-0.43	2.01	3.62	3.97	4.88	5.38	5.86	6.30	5.98	6.09
1100	800	1000	0	0.75	1.14	1.11	0.94	1.19	1.29	1.37	1.26	1.31	1.41
1100	800	1000	2	0.79	1.07	1.21	1.48	1.80	2.05	2.00	2.04	2.25	2.02
1100	800	1000	4	0.60	1.17	1.36	1.83	1.96	2.25	2.13	2.50	2.53	2.54
1100	800	1000	6	0.56	1.17	2.04	2.22	2.88	2.99	3.16	3.27	3.14	3.82
1100	800	1000	8	0.19	1.64	2.77	3.42	3.89	4.36	4.69	5.41	5.36	5.65
1100	800	1000	10	-0.18	2.74	4.43	5.61	6.37	6.82	6.94	7.51	7.16	7.04
1100	800	1200	0	0.77	1.25	1.31	1.39	1.45	1.31	1.59	1.62	1.80	1.58
1100	800	1200	2	0.85	1.44	1.67	1.77	2.23	2.16	2.40	2.86	2.53	2.62
1100	800	1200	4	0.77	1.51	1.81	2.48	2.34	2.40	2.57	2.94	2.80	2.77
1100	800	1200	6	0.42	1.57	2.51	2.84	3.21	3.56	3.70	4.26	4.11	4.12
1100	800	1200	8	-0.03	2.20	3.78	4.36	5.02	5.93	6.38	6.54	6.43	6.41
1100	800	1200	10	-0.39	3.77	5.62	6.74	7.88	8.21	9.51	9.05	8.84	10.26
1100	800	1400	0	0.82	1.50	1.50	1.63	1.96	1.99	2.21	2.18	2.07	2.40
1100	800	1400	2	1.22	1.56	2.11	2.54	2.80	2.70	3.01	3.27	3.03	3.25
1100	800	1400	4	0.92	2.10	2.30	2.68	2.73	3.03	3.23	3.36	3.31	3.52
1100	800	1400	6	0.57	1.78	2.65	3.56	3.70	4.06	4.39	4.94	4.88	4.82
1100	800	1400	8	0.13	2.72	4.42	5.66	6.53	7.06	7.51	7.98	7.71	8.21
1100	800	1400	10	-0.28	5.06	7.48	9.31	10.47	11.66	12.94	13.82	15.32	15.00

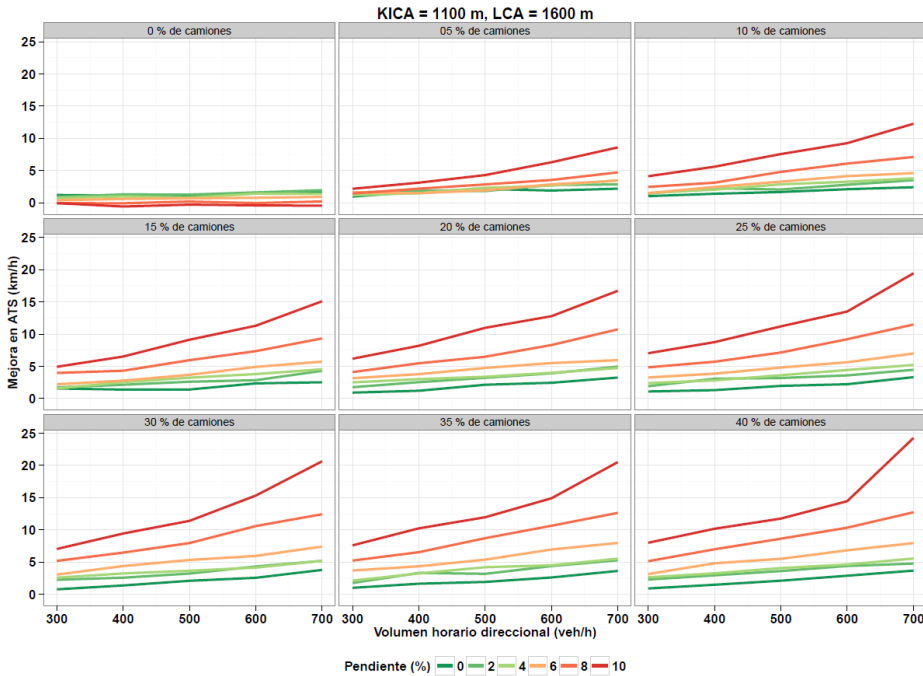
b. Ábacos



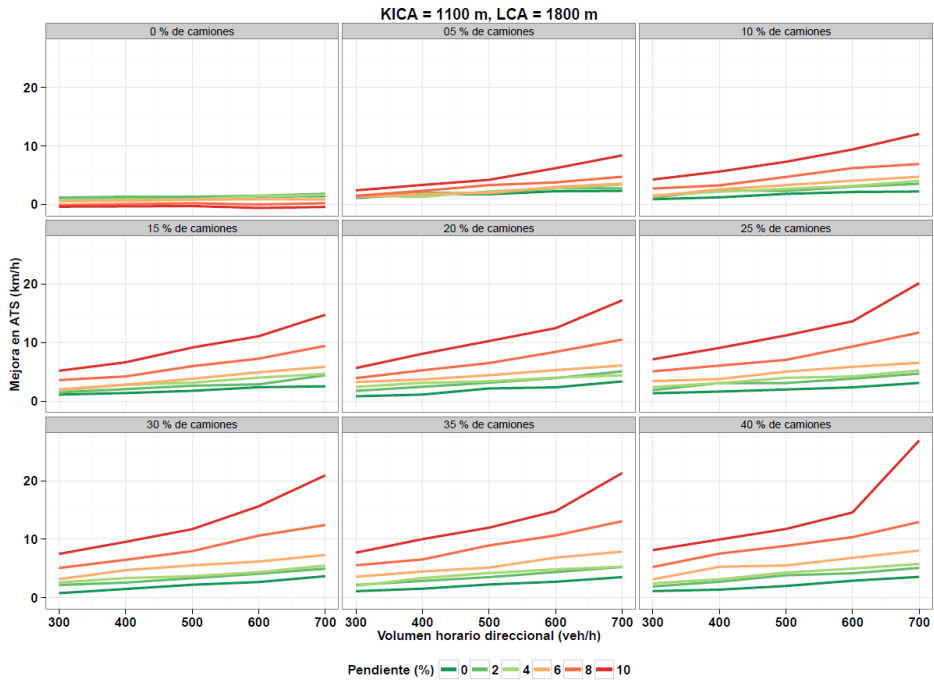


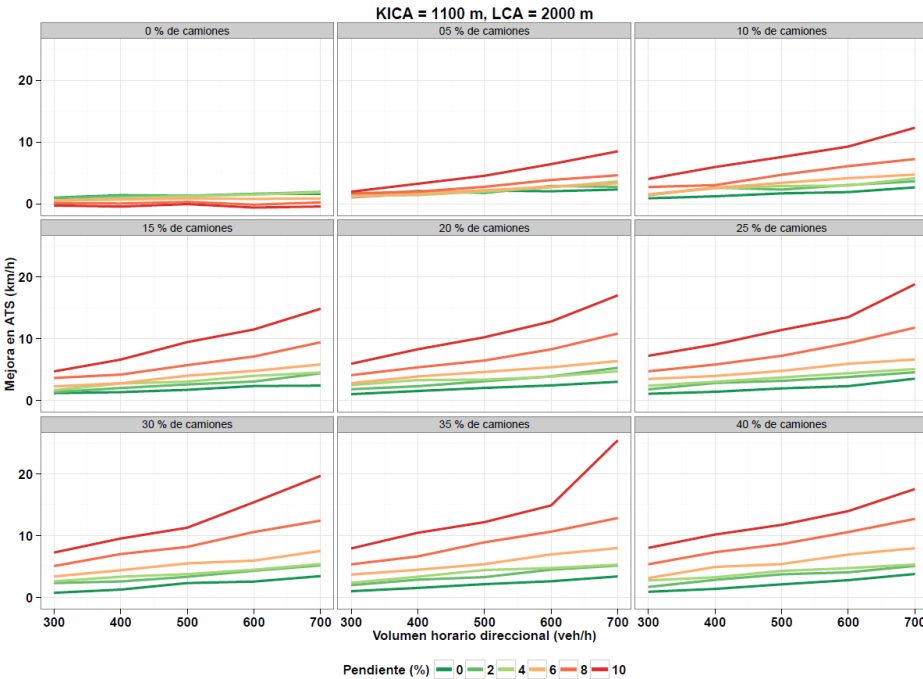


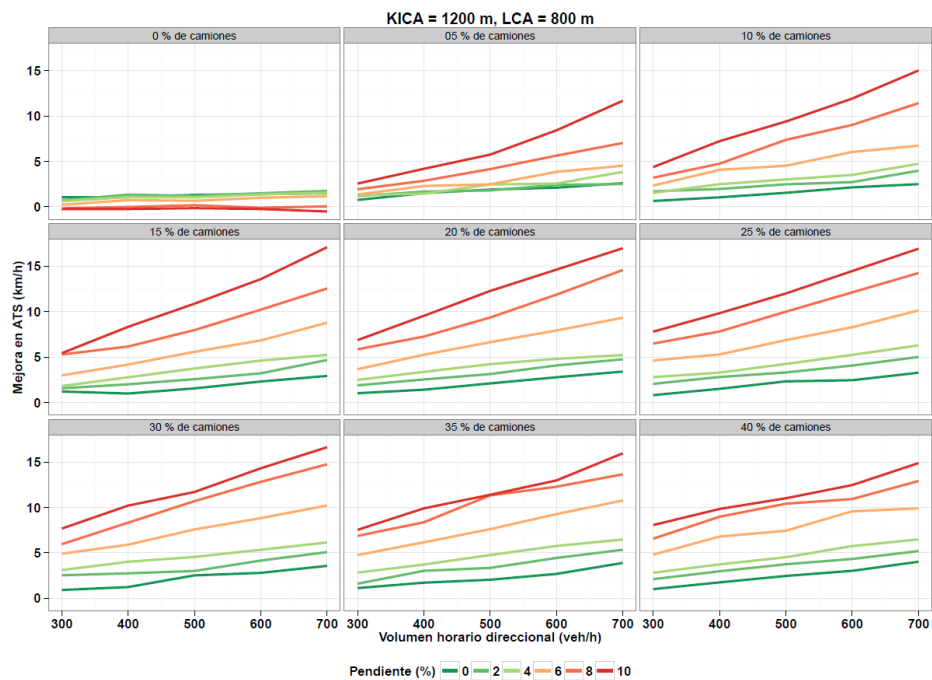


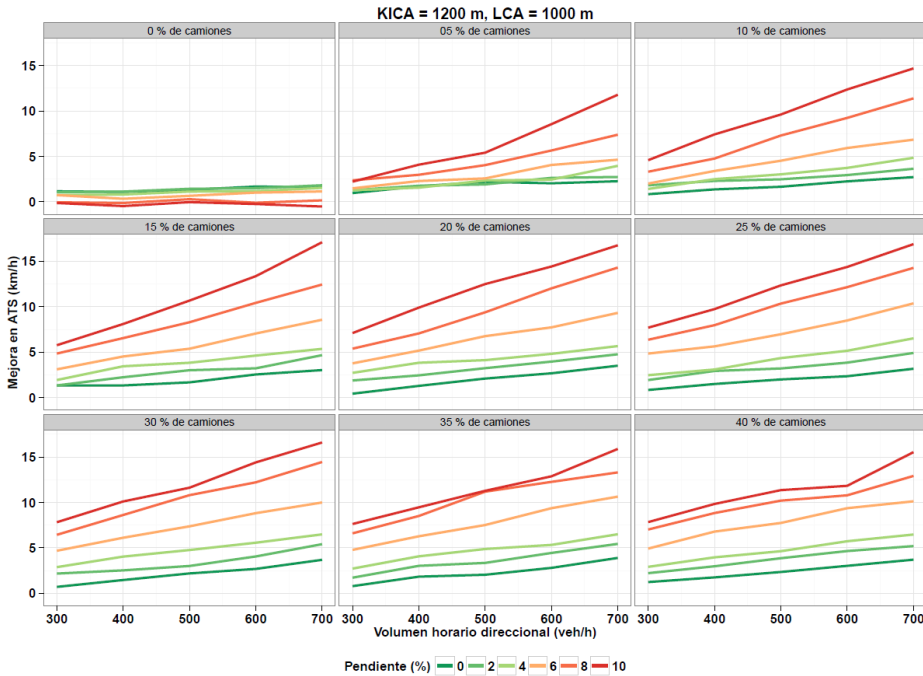


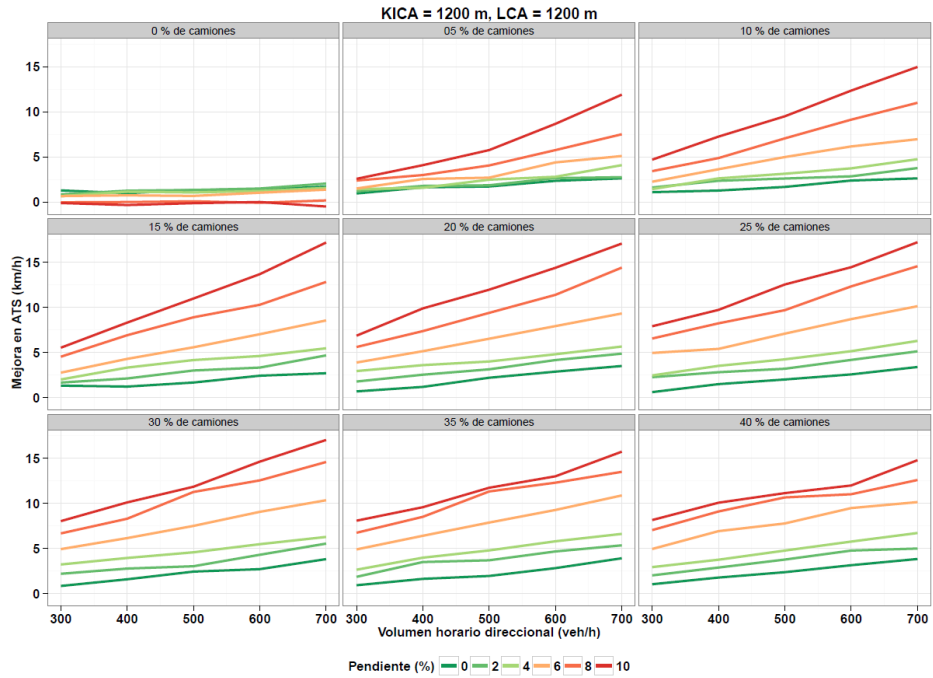


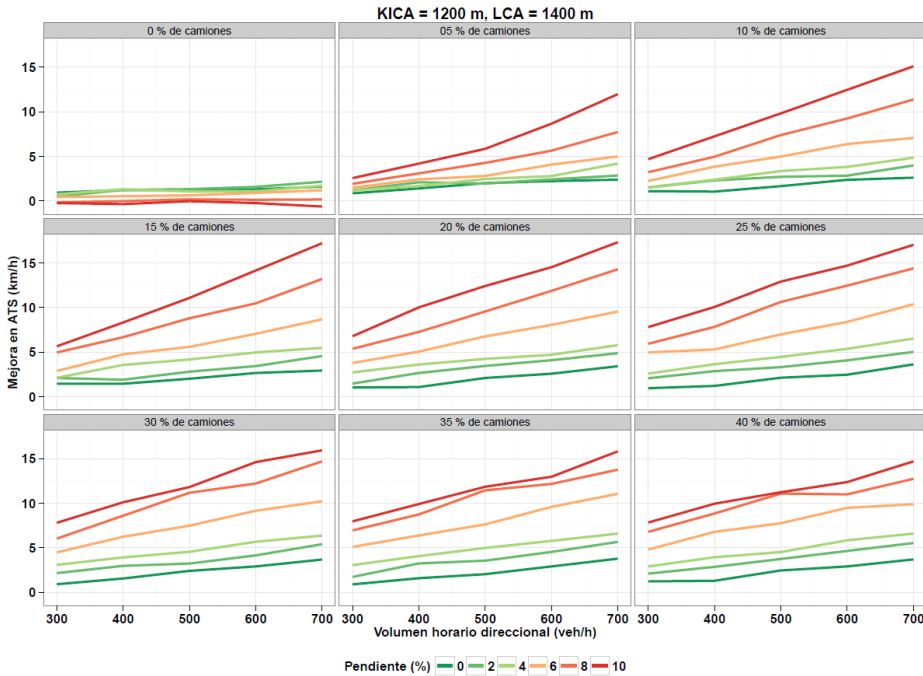


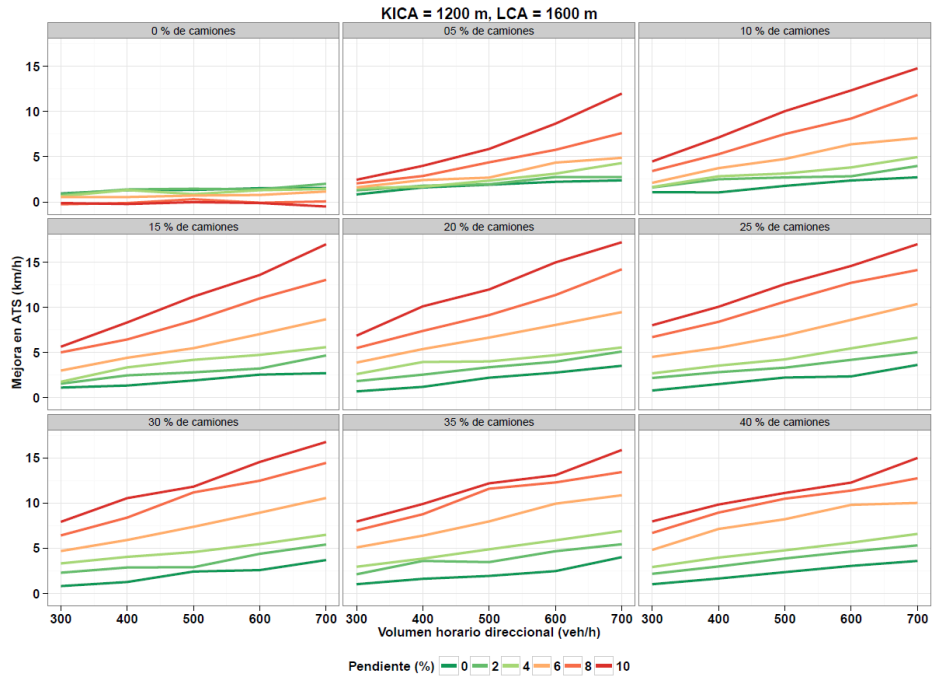


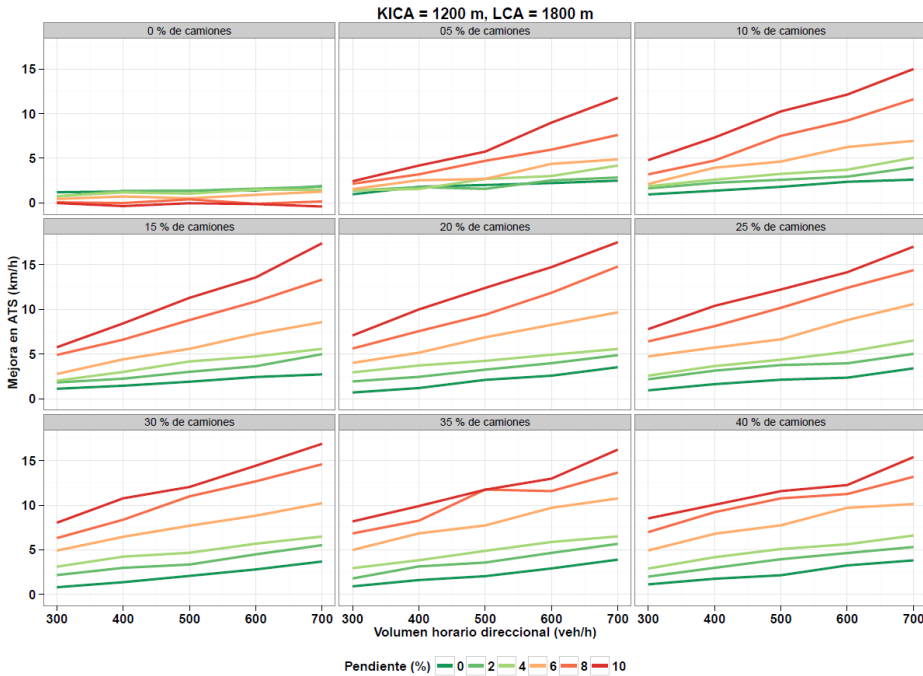




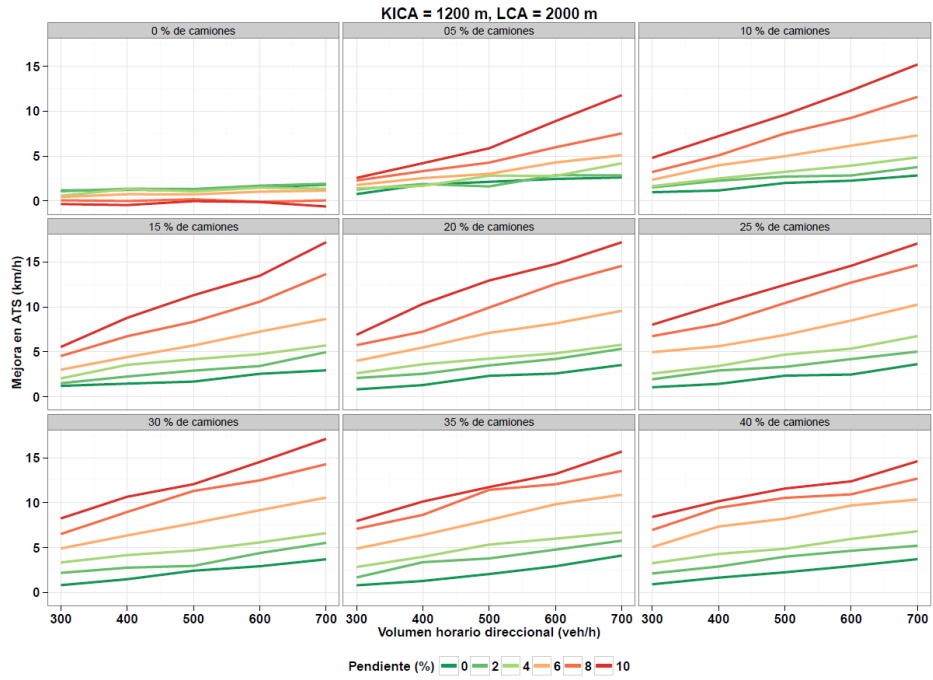


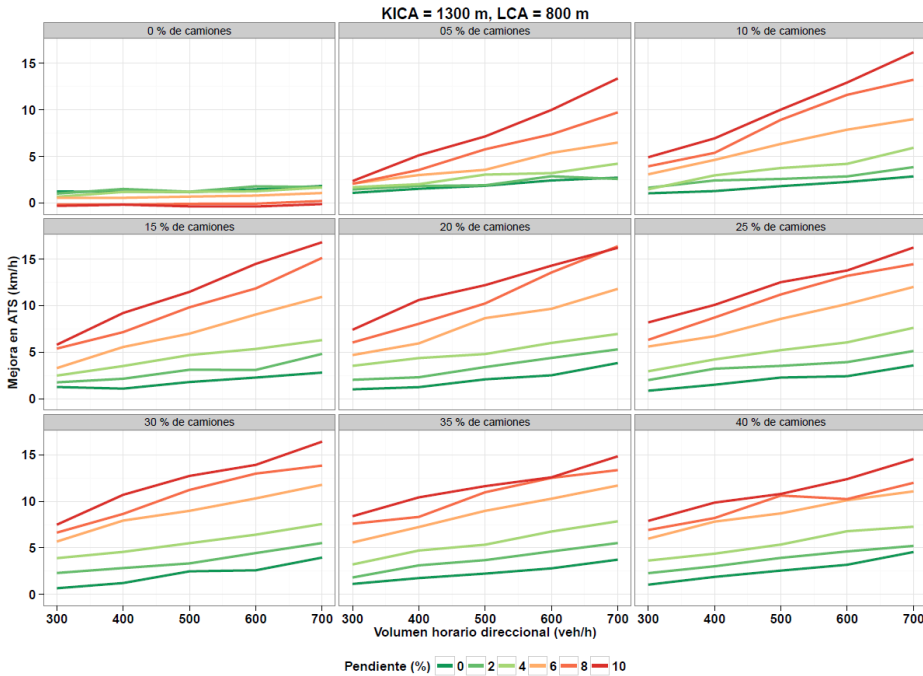


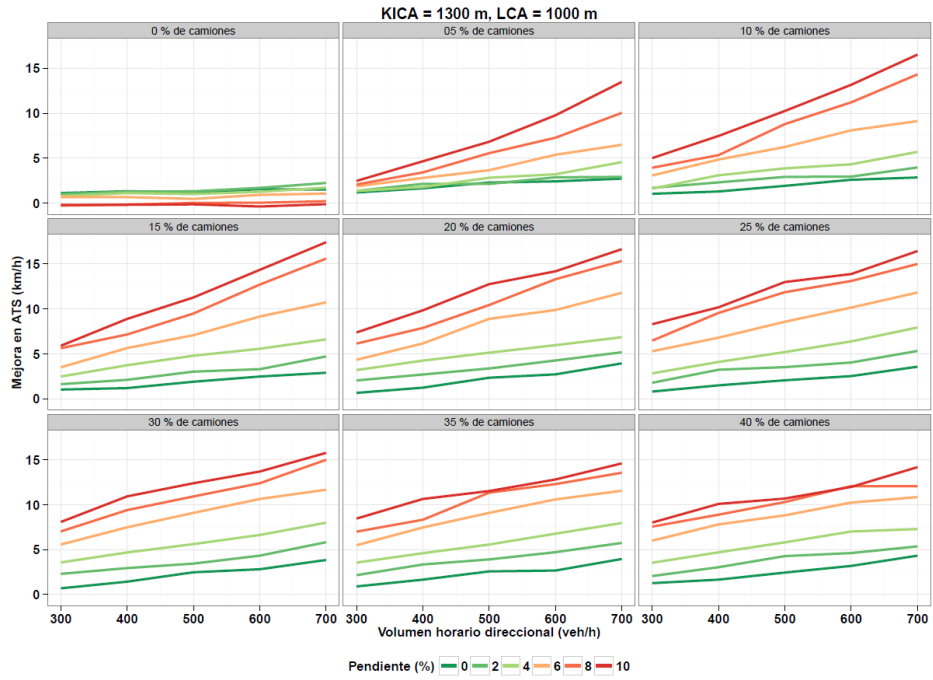


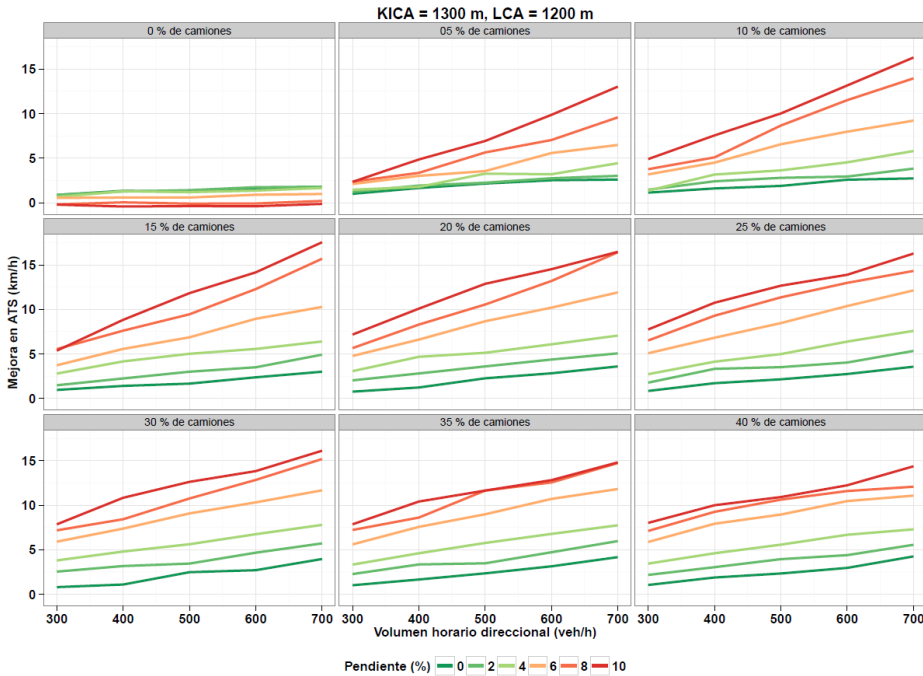


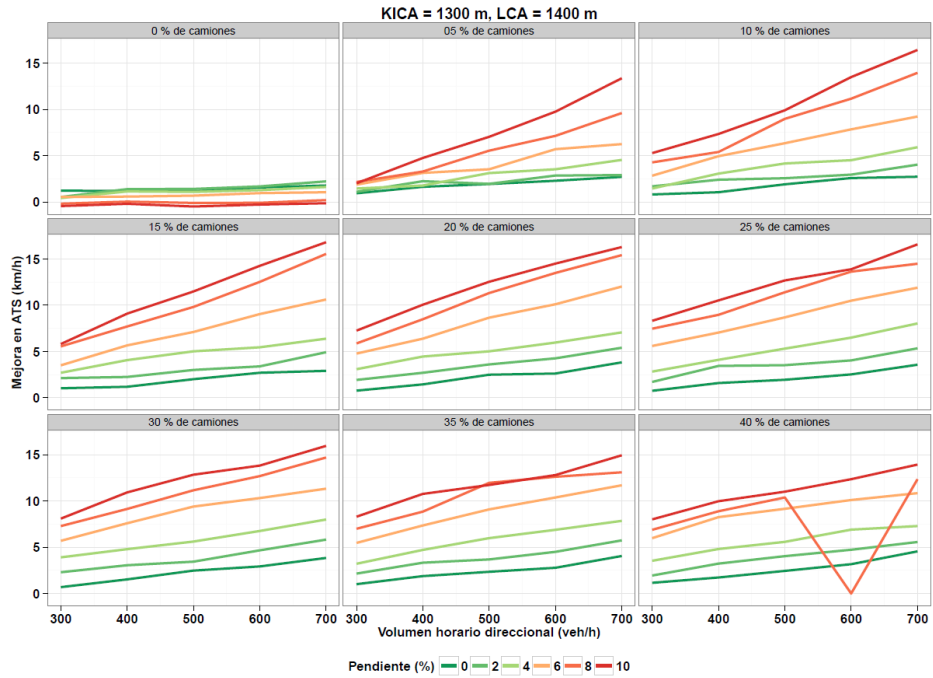


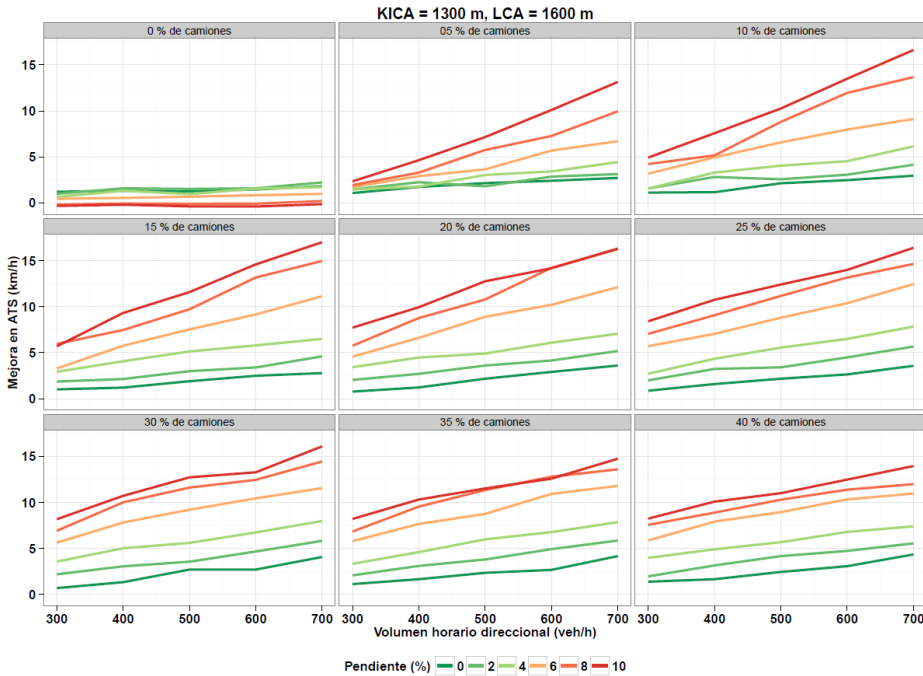


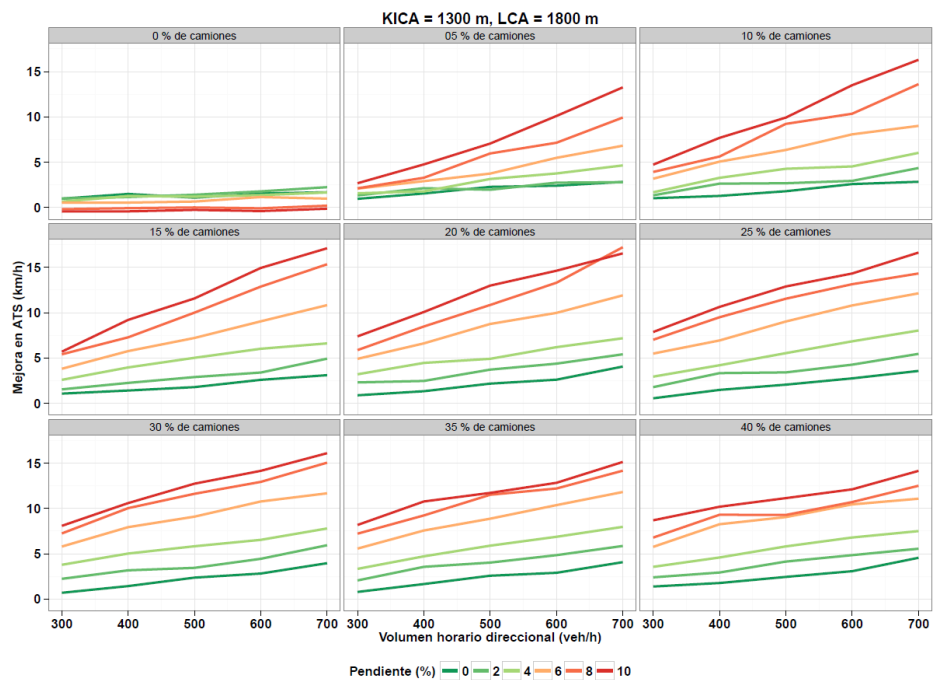


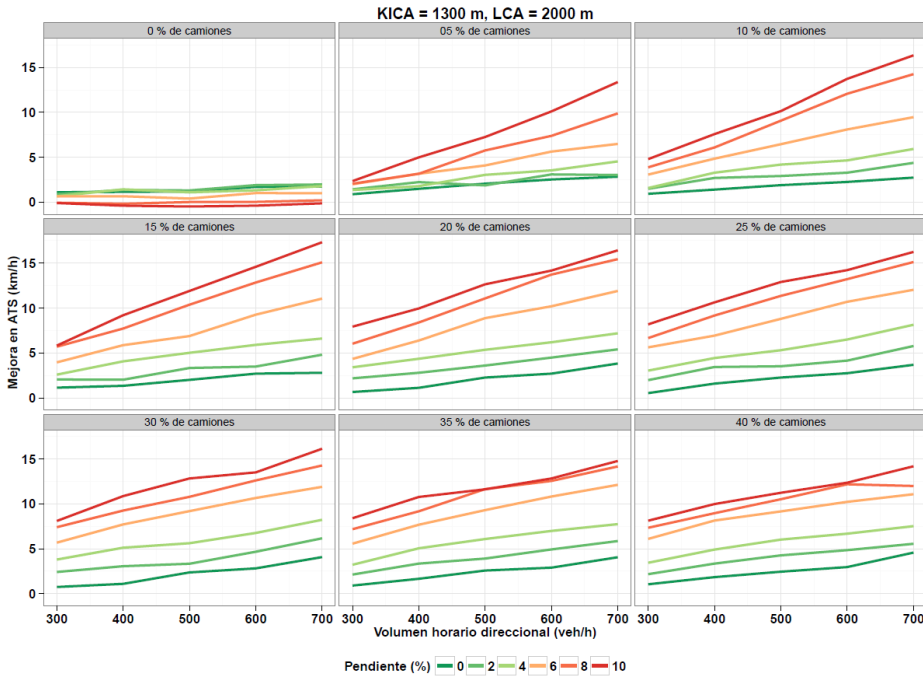




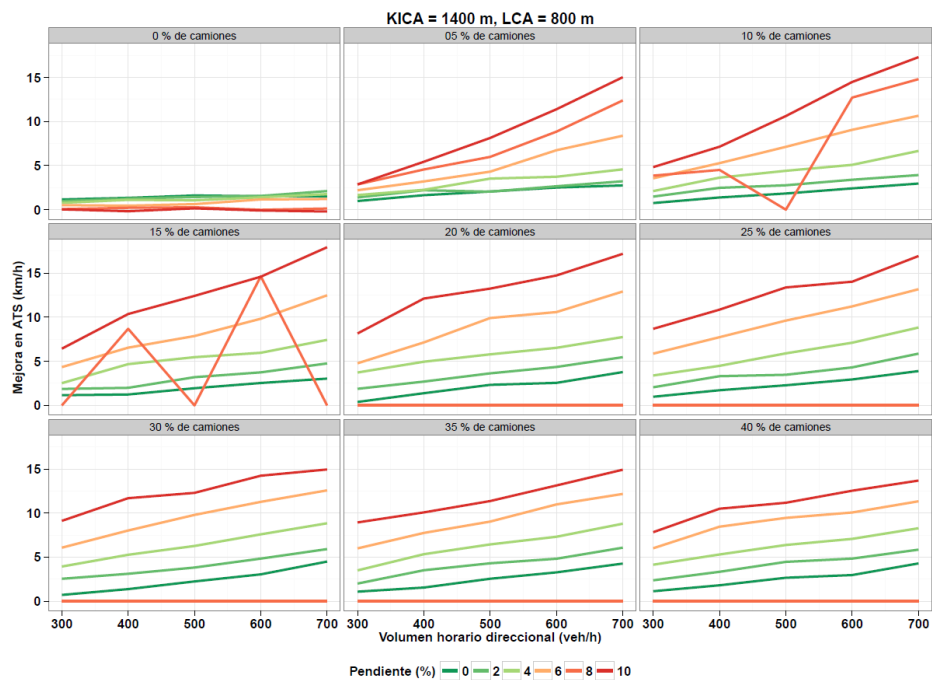


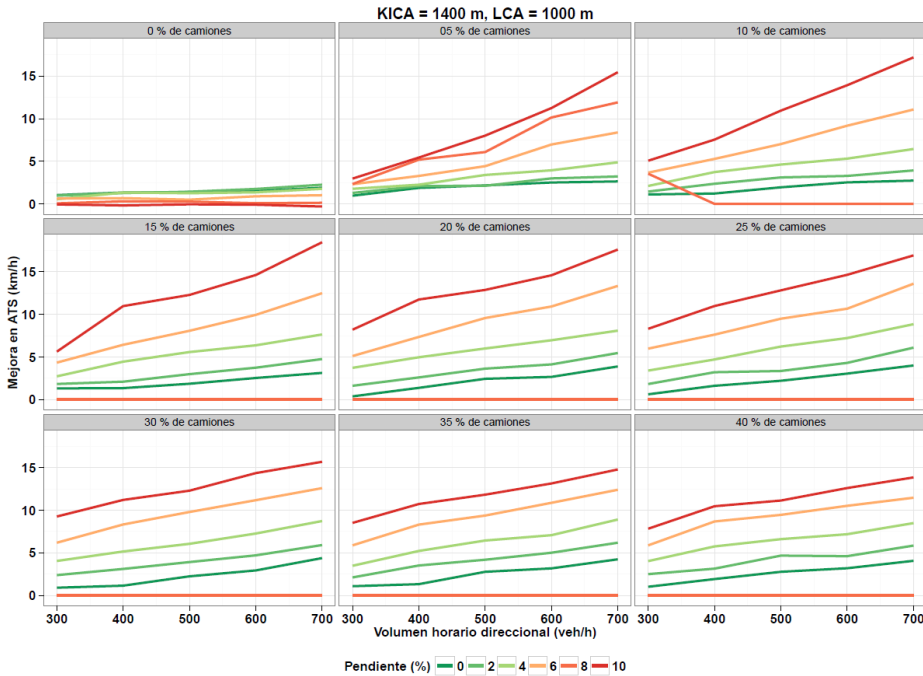


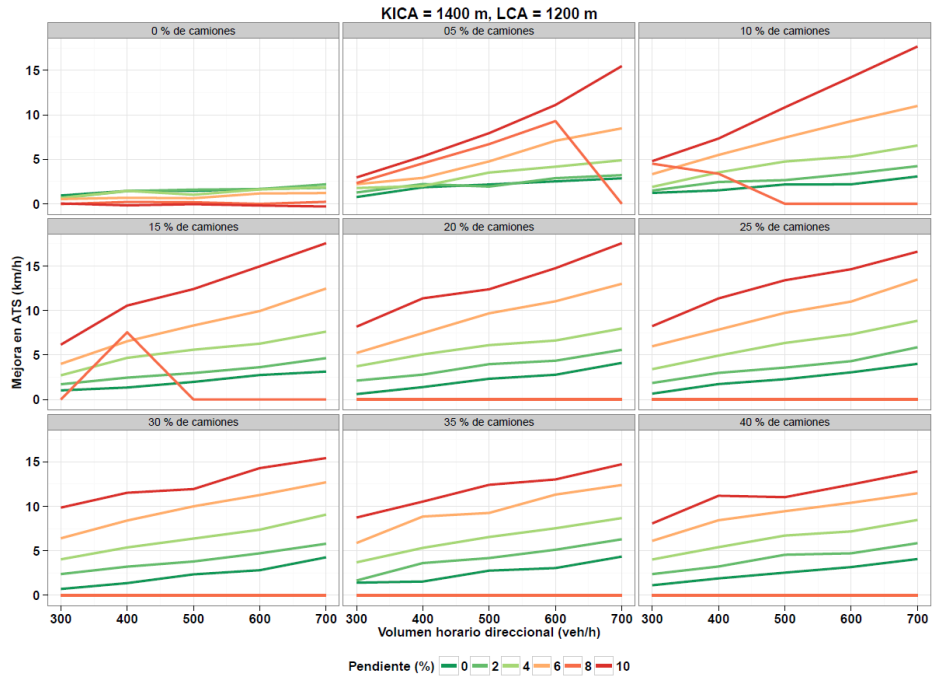


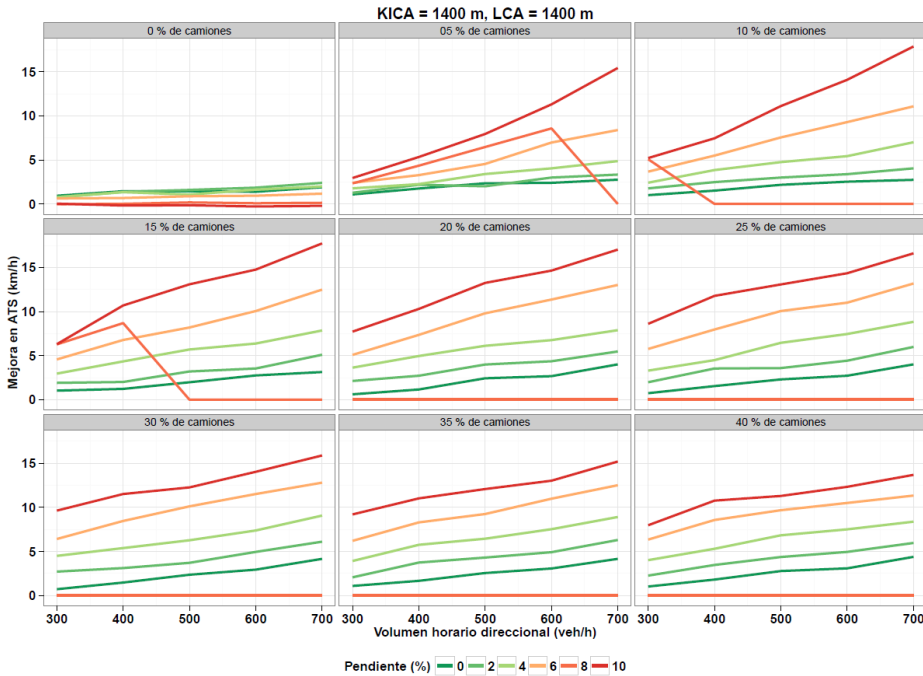












Anexo III. Resultados de la aplicación del TWOPAS a Carriles Auxiliares.

