



Universidad
LATINA

LAUREATE INTERNATIONAL UNIVERSITIES®

**UNIVERSIDAD LATINA DE COSTA RICA
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

Licenciatura en Ingeniería Civil

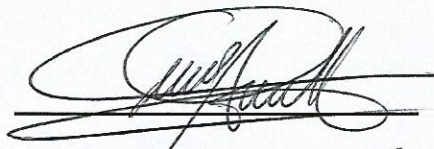
Tesis de grado

Análisis de factibilidad funcional de la implementación de carriles exclusivos de autobuses en facilidades urbanas en el cantón central de San José.

Carlos Alonso Mena Lozano.

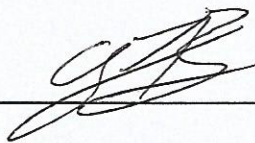
Heredia, setiembre 2016

TRIBUNAL EXAMINADOR



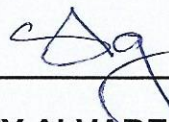
ING. ERICK ACOSTA HERNÁNDE

TUTOR



ING. GUSTAVO BARRANTES SÁNCHEZ

LECTOR



ING. SIRLEY ALVÁREZ GONZÁLEZ

REPRESENTANTE DE RECTORÍA

COMITÉ ASESOR

ING. ERICK ACOSTA HERNÁNDE

TUTOR

ING. GUSTAVO BARRANTES SÁNCHEZ

LECTOR

ING. SIRLEY ALVAREZ GONZÁLEZ

REPRESENTANTE DE RECTORÍA

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR TUTOR DEL
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD TESIS DE GRADO**

Heredia, 21 de Setiembre, de 2016

Sres.
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad Tesis de Grado bajo el título Análisis de factibilidad funcional de la implementación de carriles exclusivos de autobuses en facilidades urbanas en el cantón central de San José, por parte del estudiante: Carlos Alonso Mena Lozano, como requisito para que el citado estudiante puedan optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,



**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR LECTOR DEL
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD TESIS DE GRADO**

Heredia, 21 de Setiembre, de 2016

Sres.
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad Tesis de Grado bajo el título Análisis de factibilidad funcional de la implementación de carriles exclusivos de autobuses en facilidades urbanas en el cantón central de San José, por parte del estudiante: Carlos Alonso Mena Lozano, como requisito para que el citado estudiante pueda optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,



Ing. Gustavo Barrantes Sánchez

Constancia de Revisión Filológica

Heredia , 26 de septiembre del 2016

Señores
Comités de Trabajos Finales de Graduación
Universidad Latina de Costa Rica
Escuela de Ingeniería Civil

Estimados Señores:

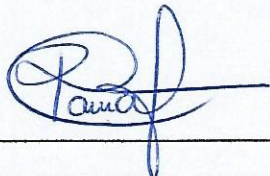
Se ha revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación del estudiante Carlos Alonso Mena Lozano ,denominado *Análisis de factibilidad funcional de la implementación de carriles exclusivos de autobuses en facilidades urbanas en el cantón central de San José*, para optar por el grado académico de Licenciatura en Ingeniería Civil.

Se ha corregido errores gramaticales, de puntuación, ortográficos y de estilo que se manifiestan en el documento escrito, y se ha verificado que estos fueron corregidos por el autor.

Esta tesis cumple con los requisitos formales y de contenido exigido por la Universidad, y por tanto se avala para su defensa oral ante dicho Tribunal.

Atentamente.

Licda. Raissa Pizarro Alfaro



Carné COLYPRO 35554



“Carta Autorización del autor(es) para uso didáctico del Trabajo Final de Graduación”

Vigente a partir del 31 de Mayo de 2016

Instrucción: Complete el formulario en PDF, imprima, firme, escanee y adjunte en la página correspondiente del Trabajo Final de Graduación.

Yo (Nosotros):

Escriba Apellidos, Nombre del Autor(a). Para más de un autor separe con " ; "

Carlos Alonso Mena Lozano

De la Carrera / Programa: Ingeniería Civil

autor (es) del (de la) *(Indique tipo de trabajo):* Tesis de grado
titulado:

Análisis de factibilidad funcional de la implementación de carriles exclusivos de autobuses en facilidades urbanas en el cantón central de San José.

Autorizo (autorizamos) a la Universidad Latina de Costa Rica, para que exponga mi trabajo como medio didáctico en el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI o Biblioteca), y con fines académicos permita a los usuarios su consulta y acceso mediante catálogos electrónicos, repositorios académicos nacionales o internacionales, página web institucional, así como medios electrónicos en general, internet, intranet, DVD, u otro formato conocido o por conocer; así como integrados en programas de cooperación bibliotecaria académicos dentro o fuera de la Red Laureate, que permitan mostrar al mundo la producción académica de la Universidad a través de la visibilidad de su contenido.

De acuerdo con lo dispuesto en la Ley No. 6683 sobre derechos de autor y derechos conexos de Costa Rica, permita copiar, reproducir o transferir información del documento, conforme su uso educativo y debiendo citar en todo momento la fuente de información; únicamente podrá ser consultado, esto permitirá ampliar los conocimientos a las personas que hagan uso, siempre y cuando resguarden la completa información que allí se muestra, debiendo citar los datos bibliográficos de la obra en caso de usar información textual o paráfrasis de esta.

La presente autorización se extiende el día *(Día, fecha)* 29 del mes setiembre del año 2016 a las 3:00 . Asimismo declaro bajo fe de juramento, conociendo las consecuencias penales que conlleva el delito de perjurio: que soy el autor(a) del presente trabajo final de graduación, que el contenido de dicho trabajo es obra original del (la) suscrito(a) y de la veracidad de los datos incluidos en el documento. Eximo a la Universidad Latina; así como al Tutor y Lector que han revisado el presente, por las manifestaciones y/o apreciaciones personales incluidas en el mismo, de cualquier responsabilidad por su autoría o cualquier situación de perjuicio que se pudiera presentar.

Firma(s) de los autores *Según orden de mención al inicio de ésta carta:*

Agradecimientos

En primer lugar quiero agradecer a Dios por brindarme entendimiento, paciencia y fortaleza durante esta experiencia y mis padres, Juan Carlos y Nayra, quienes con su apoyo y confianza hicieron posible el éxito en mis estudios y en culminación de esta tesis.

Además quiero externar mi agradecimiento a todas las personas que de alguna u otra forma contribuyeron a superar este desafío en mi vida. Mis más sinceros agradecimientos y mejores deseos para: Erick Acosta, Gustavo Barrantes, Mario Grant y Hannia Sáenz.

Dedicatoria

A mi familia y amigos, quienes estuvieron brindándome su apoyo.

Índice

ABREVIATURAS.....	1
RESUMEN	2
INTRODUCCIÓN	3
ANTECEDENTES	3
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
OBJETIVO GENERAL	5
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
JUSTIFICACIÓN	6
ALCANCES Y LIMITACIONES.....	6
IMPACTO.....	7
CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO.....	8
1.1. NIVELES DE ANÁLISIS	8
1.2. PERÍODO DE ESTUDIO Y PERÍODO DE ANÁLISIS.....	9
1.3. MEDIDAS DE DESEMPEÑO.....	10
1.4. CONCEPTO DE NIVEL DE SERVICIO	13
1.5. MEDIOS DE TRANSPORTE	16
1.6. INFRAESTRUCTURA DE TRÁNSITO	17
CAPÍTULO 2. MARCO METODOLÓGICO	39
2.1. SEGMENTOS URBANOS.....	39
2.2. FACILIDADES URBANAS.....	78
2.3. INTERSECCIONES CON SEMÁFORO.....	81
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS	124
3.1. ANÁLISIS OPERACIONAL DE LA SITUACIÓN ACTUAL.....	126
3.2. ANÁLISIS OPERACIONAL CON CARRIL EXCLUSIVO DE AUTOBUSES.....	138
3.3. SISTEMAS COORDINADOS	141
3.4. FACTIBILIDAD DE LA PROPUESTA	145
CONCLUSIONES.....	149
RECOMENDACIONES	153
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155
ANEXOS	157

Índice de tablas

Tabla 1. Principales medidas de desempeño.....	10
Tabla 2. Datos de entrada para evaluar segmentos urbanos.....	20
Tabla 3. Datos de entrada para evaluar facilidades urbanas.....	26
Tabla 4. Datos de entrada para evaluar intersecciones con semáforo.....	27
Tabla 5. Valores de la razón de pelotón.....	29
Tabla 6. Valores estándar para la tasa de maniobras por parqueos.....	33
Tabla 7. Valores típicos de verde máximo.....	36
Tabla 8. Valores para el factor de ajuste por sección transversal.....	43
Tabla 9. Valore para el factor de ajuste por puntos de acceso.....	44
Tabla 10. Valores para el intervalo de seguimiento.....	49
Tabla 11. Valores para el indicador variable.....	50
Tabla 12. Valores para el factor l_1	68
Tabla 13. Valores para el factor f_x	68
Tabla 14. Nivel de servicio para segmentos urbanos.....	77
Tabla 15. Nivel de servicio para facilidades urbanas.....	80
Tabla 16. Determinación de grupos de movimientos y grupos de carriles.....	83
Tabla 17. Valores para el factor f_s	98
Tabla 18. Valores para el factor de ajuste por ancho de carril.....	100
Tabla 19. Nivel de servicio para intersecciones con semáforos.....	123
Tabla 20. Niveles de servicio obtenidos para cada segmento de avenida 01.....	128
Tabla 21. Niveles de servicio obtenidos para cada segmento de avenida 08.....	131
Tabla 22. Porcentaje de variación promedio de demora.....	132
Tabla 23. Porcentaje de variación promedio de tiempo de recorrido.....	133
Tabla 24. Porcentaje de variación promedio de velocidad de viaje.....	133
Tabla 25. Porcentaje de variación promedio de tiempo de viaje.....	134
Tabla 26. Niveles de servicio obtenidos con ciclos optimizados en avenida 01.....	137
Tabla 27. Niveles de servicio obtenidos con ciclos optimizados en avenida 08.....	137
Tabla 28. Comparación de demoras en avenida 01.....	138
Tabla 29. Comparación de velocidades de viaje en avenida 01.....	138
Tabla 30. Niveles de servicio con carril exclusivo de autobuses en avenida 01.....	139
Tabla 31. Comparación de demoras en avenida 08.....	139
Tabla 32. Comparación de velocidades de viaje avenida 08.....	140
Tabla 33. Niveles de servicio con carril exclusivo de autobuses en avenida 08.....	140
Tabla 34. Factores de coordinabilidad de las facilidades estudiadas.....	143
Tabla 35. Comparación de demoras al coordinar semáforos de avenida 01.....	143
Tabla 36. Comparación de velocidad de viaje al coordinar semáforos de avenida 01.....	143
Tabla 37. Niveles de servicio al coordinar semáforos de avenida 01.....	144
Tabla 38. Comparación de velocidad de viaje al coordinar semáforos de avenida 08.....	144
Tabla 39. Comparación de velocidad de viaje al coordinar semáforos de avenida 08.....	144
Tabla 40. Niveles de servicio al coordinar semáforos de avenida 08.....	144

Índice de figuras

Figura 1. Periodo de estudio y periodo de análisis.....	9
Figura 2. Nivel de servicio A.....	13
Figura 3. Nivel de servicio B.....	14
Figura 4. Nivel de servicio C.....	14
Figura 5. Nivel de servicio D.....	15
Figura 6. Nivel de servicio E.....	15
Figura 7. Nivel de servicio F.....	16
Figura 8. Segmento urbano.....	18
Figura 9. Definición de nodos y enlaces.....	19
Figura 10. Ancho de la intersección en calle de dos sentidos.....	22
Figura 11. Ancho de la intersección en calle de un sentido.....	22
Figura 12. Longitud de almacenamiento de giro.....	23
Figura 13. Facilidad urbana.....	24
Figura 14. Intersecciones de cuatro y tres ramales.....	26
Figura 15. Metodología para el análisis operacional de segmentos urbanos.....	39
Figura 16. Metodología para el análisis operacional de facilidades urbanas.....	78
Figura 17. Metodología para el análisis operacional de intersecciones con semáforo.....	81
Figura 18. Configuración actual del tramo estudiado (Avenida 01).....	126
Figura 19. Demoras en cada segmento de avenida 01.....	127
Figura 20. Tiempos de recorrido de cada segmento de avenida 01.....	127
Figura 21. Velocidad de viaje de cada segmento en avenida 01.....	128
Figura 22. Tiempo de viaje de cada segmento de avenida 01.....	128
Figura 23. Configuración actual del tramo estudiado (Avenida 08).....	129
Figura 24. Demoras en cada segmento de avenida 08.....	129
Figura 25. Tiempos de recorrido de cada segmento de avenida 08.....	130
Figura 26. Velocidad de viaje de cada segmento en avenida 08.....	130
Figura 27. Tiempo de viaje de cada segmento de avenida 08.....	131
Figura 28. Demora total en avenida 01.....	136
Figura 29. Demora total en avenida 08.....	136
Figura 30. Configuración de la avenida 01 con carril exclusivo de autobuses.....	138
Figura 31. Configuración de la avenida 08 con carril exclusivo de autobuses.....	139
Figura 32. Comportamiento en demoras al optimizar ciclos en facilidades estudiadas.....	141
Figura 33. Comparación de demoras al usar sistemas coordinados en avenida 01.....	146
Figura 34. Comparación de demoras al usar sistemas coordinados en avenida 08.....	146
Figura 35. Emisión de gases contaminantes en avenida 01.....	147
Figura 36. Emisión de gases contaminantes en avenida 08.....	147

Abreviaturas

TRB: Consejo de investigación sobre transporte, por sus siglas en inglés TRB (Transportation Research Board).

HCM: Manual de capacidad de carreteras, por sus siglas en inglés (Highway Capacity Manual).

DGIT: Dirección General de Ingeniería de Tránsito.

CCT: Centro de Control de Tránsito.

CDN: Centro distrital de negocios.

PHF: Factor de hora pico.

I: Factor de ajuste de filtración corriente arriba.

s_0 : Flujo de saturación base o ideal.

s: Flujo de saturación ajustado.

h: Razón de frenado.

R, b, c: Variables de cálculos intermedios.

d_1 : demora uniforme.

d_2 : demora incremental.

d_3 : demora por cola inicial.

veh/h: Vehículos por horas.

vl/h/carril: Vehículos livianos por hora por carril.

s: segundos.

veh/s: Vehículos por segundo

s/veh: Segundos por vehículos.

Resumen

Se realizará el análisis operacional en facilidades urbanas ubicadas en el cantón central de San José, mediante la metodología propuesta por la versión 2010 del HCM (uno de las más novedosas) y el programa "Synchro" (uno de los más usados en el país). Se calcularán las demoras, tiempo de recorrido, tiempo de viaje, velocidad de viaje y niveles de servicio de los segmentos que componen la facilidad estudiada.

Los resultados obtenidos se compararán entre ellos, para conocer su porcentaje de variación y tratar de identificar las posibles fuentes que provoquen estas diferencias. Además se propondrá el uso de un carril exclusivo para buses y se realizará el análisis operacional de este escenario y se comparará con respecto a la situación actual.

Los resultados obtenidos indican que la principal fuente de variación entre las dos metodologías seleccionadas es el cálculo de la demora, afectando a los demás indicadores estudiados debido a que estos son dependientes de la demora. Además se comprobó que la incorporación de sistemas coordinados de semáforos afectan de manera positiva la funcionalidad de la propuesta, debido a que la factibilidad de la misma depende del uso de estos sistemas.

Palabras clave: Ingeniería de tránsito; Facilidades urbanas; Segmentos Urbanos; Demoras; Niveles de servicio; Intersecciones con semáforo; HCM 2010.

Introducción

Antecedentes

En nuestro país no se han realizado investigaciones sobre la operación de facilidades o segmentos urbanos, las investigaciones se centran en el análisis de intersecciones como elementos aislados. Al final de la década de los ochenta se realizaron estudios de demoras y capacidad en intersecciones con semáforo.

Dichos estudios han analizado la confiabilidad de los métodos del HCM, en el año 1987, Sáenz encontró que el método del HCM 1985 sobrestima el valor de la capacidad en los carriles de acceso estudiados.

De acuerdo con Morales (1988), el método que mejor se ajusta para el cálculo de demoras, para el caso de nuestro país, es el propuesto por el HCM 1985. Sin embargo, estas investigaciones son muy antiguas, por esto los resultados obtenidos por estas se pueden considerar obsoletos tomando en cuenta el avance en los modelos y el cambio en la condiciones del tránsito.

Otras investigaciones realizadas tocan el tema del efecto de vehículos pesados y autobuses en intersecciones con semáforos, en el año 1997, Zumbado concluyó que la cantidad de autobuses aumenta el intervalo de seguimiento y las demoras por el efecto de las paradas que estos realizan.

Los vehículos pesados detenidos mantienen intervalos más largos que los vehículos livianos cuando atraviesan intersecciones, en consecuencia causan demora a los vehículos de atrás (Benekohal & Zhao, 2000).

El flujo de saturación base o ideal se ha estudiado en varias investigaciones a través de los años, de acuerdo con Acosta (2007), los valores para el flujo de saturación ideal para la mayoría de grupos de carriles es de 2000 vl/h/carril a excepción de grupos de carriles que comparten todos los movimientos, en este caso el flujo de saturación base o ideal será de 1850 vl/h/carril.

En el año 1994, Koutsopoulos & Habbal encontraron que la metodología del HCM puede ser usada para incorporar exitosamente demoras en una intersección en modelos de asignación de tránsito.

A pesar de que muchas investigaciones han comprobado que la metodología propuesta por el HCM en versiones anteriores es muy eficiente al calcular demoras, sin embargo, la falta de investigaciones recientes no permiten asegurar la efectividad de la versión 2010, al menos para las condiciones de nuestro país.

Planteamiento del problema

¿Cómo mejorar la movilidad dentro del cantón central de San José?

El tránsito en las zonas urbanas se dificulta debido a la interacción de peatones, transporte público y vehículos automotores. Todos los usuarios desean realizar sus actividades de manera segura, cómoda y rápida, por esto es necesario un sistema de transporte eficiente.

Para lograr el objetivo de mejorar los sistemas de transportes actuales en nuestra capital es necesario efectuar un análisis operacional detallado de cada uno de los componentes de la infraestructura vial.

Las facilidades urbanas representan una parte importante dentro del sistema de transporte en centros urbanos, debido a que estas pueden ser parte de un colector o arteria. Por lo que cumplen una función de movilizar un flujo de tránsito importante desde estas zonas hacia carreteras de mayor volumen vehicular.

Al verificar la variación de la metodología propuesta por el HCM en su edición 2010 con respecto al programa "Synchro" (programa muy usado en el país) representa la posibilidad de encontrar los aspectos que provocan estas diferencias y dar paso a posibles validaciones de este método para la condiciones de nuestro país.

Analizar el desempeño de facilidades urbanas no es una práctica común en nuestro país, ya que las evaluaciones realizadas por las instituciones competentes se centran en el estudio de intersecciones, en ocasiones como un elemento aislado, dejando de lado el papel de estas dentro de un conjunto como son las facilidades urbanas.

Objetivo general

Analizar la factibilidad funcional de la implementación de un carril exclusivo para autobuses mediante la metodología HCM 2010 y el programa "Synchro" para mejorar la movilidad en el cantón central de San José.

Objetivos específicos

1. Definir los parámetros de entrada para asegurar que ambos métodos tengan el mismo punto de partida.
2. Realizar el análisis operacional de la situación actual de las facilidades seleccionadas con el procedimiento HCM 2010 y el programa "Synchro".
3. Evaluar la variación de las medidas de eficiencia para facilidades urbanas con el fin de identificar las posibles fuentes que provocan estas diferencias.
4. Analizar la factibilidad de implementar carriles exclusivos de autobuses en facilidades urbanas, para mejorar la movilidad dentro en el cantón central de San José.
5. Valorar el impacto de los sistemas coordinados en las facilidades estudiadas.

Justificación

El cantón central de San José posee una gran densidad poblacional, en esta provincia convergen zonas industriales, comerciales y residenciales, por esta razón el estudio de los facilidades urbanas es indispensable para favorecer la movilidad dentro de esta zona.

Las zonas urbanas son áreas donde múltiples medios de transporte comparten un mismo espacio físico, esto representa un reto porque cada medio tiene un propósito, duración y expectativa diferente, por lo que se deben tomar en cuenta diversos factores para brindar una buena calidad de servicio a cada uno de ellos. Se analizará el desempeño de facilidades urbanas, con el fin de mejorar las condiciones actuales del sistema de transporte.

Conocer las diferencias entre metodologías permite conocer cuál de estas podría acercarse o simular de mejor manera las condiciones reales de las carreteras de Costa Rica. Además se puede tener una variabilidad de los resultados, la posibilidad realizar comparaciones y mejorar la toma de decisiones.

Alcances y limitaciones

Con el desarrollo de esta investigación se realizó el análisis operacional de facilidades urbanas en el cantón central de la provincia de San José, con el objetivo de analizar la factibilidad desde el punto de vista funcional de la implementación de un carril exclusivo de autobuses. Para esto se calcularán los valores de algunos indicadores para cada uno de los segmentos que componen la facilidad.

En algunas ocasiones no se tomaron en cuenta todas las intersecciones dentro de la facilidad estudiada, ya que no todas aportaban un volumen de tránsito

significativo. Además no se presentaron eventos especiales que afectarán el funcionamiento normal de las facilidades escogidas.

A pesar de que existen varios indicadores para medir la funcionalidad de la infraestructura vial, solo se tomará en cuenta la demora, tiempo de recorrido, tiempo de viaje, velocidad de viaje y el nivel de servicio, con el propósito de tener un punto de comparación entre ambos métodos.

Los parámetros de entrada usados para la elaboración de los análisis fueron proporcionados por el Centro de Control de Tránsito (CCT) departamento perteneciente a la Dirección General de Ingeniería de Tránsito (DGIT). Sin embargo, solo se obtuvieron conteos de vehículos, ya que el departamento no cuenta con otros estudios, como: colas iniciales, rebotes de colas, entre otros, con los cuales se podrían lograr resultados más precisos.

En algunos aspectos se trabajó con valores estándar propuestos por el HCM 2010, debido a que tampoco se cuenta con información referente a temas como maniobras por parqueo. Se realizó el análisis solo con 2 facilidades por la disponibilidad de datos y limitaciones económicas y de tiempo.

Impacto

Se busca colaborar con la comprensión de herramientas novedosas para el análisis operacional de infraestructura de tránsito, ya que se evaluará la variación de la metodología propuesta en la versión 2010 del HCM, para llegar a mejores soluciones y beneficiar a los usuarios. Al contar con diferentes métodos para la evaluación de la funcionalidad de sistemas de transportes, se puede tener una variabilidad de resultados y mejorar la calidad de los estudios realizados, ayudando a la toma de decisiones en el tema de transporte.

Capítulo 1. Marco Teórico

El HCM 2010 brinda metodologías para la evaluación de la capacidad y de la calidad de servicio proveído a los usuarios, sin embargo, estas metodologías son más que solo herramientas para realizar estas evaluaciones. Estas incluyen una serie de medidas de desempeño que pueden describir la operación de un tramo de carretera para múltiples medios de transporte. Estas pueden brindar pistas para identificar problemas y desarrollar de estrategias de mejora (Transportation Research Board [TRB], 2010).

1.1. Niveles de análisis

El nivel de análisis indica el nivel de detalle usado para analizar la infraestructura vial, la metodología cambia dependiendo de este. Existen tres niveles:

1.1.1. Operacional.

El análisis a nivel de operación por lo general se usa para determinar la capacidad o el nivel de servicio. Este requiere información muy detallada como: condiciones geométricas, señalización, datos operativos, entre otras (Garber & Hoel, 2005).

1.1.2. Diseño.

Posee un nivel de complejidad y detallado similar al análisis operacional, pero en este caso se trabaja con condiciones deseadas como nivel de servicio y a partir de este

se establecen aspectos como condiciones geométricas, datos operativos, entre otros (Garber & Hoel, 2005).

1.1.3. Planeamiento e ingeniería preliminar.

Este nivel se utiliza para determinar la geometría requerida para un flujo dado o para estimar un estado operativo durante la etapa de planificación. Se necesitan principalmente los volúmenes de tránsito y algunos datos geométricos básicos como anchos de carril (Garber & Hoel, 2005).

1.2. Período de estudio y período de análisis.

El periodo de estudio es el intervalo de tiempo en el que se realiza la evaluación de desempeño. Consiste en una o más periodos de análisis, este periodo es el intervalo de tiempo en el que se evalúa una solo aplicación de la metodología.

La metodología está basada en la suposición que las condiciones de tránsito son estables durante el periodo de análisis. Por lo general se utilizan periodos de análisis de 15 min, pero este puede variar desde 0,25 h hasta 1 h, periodos de análisis mayores a 1 h no son adecuados, ya que las condiciones de tránsito por largos periodos de tiempo no se mantienen estables (TRB, 2010).

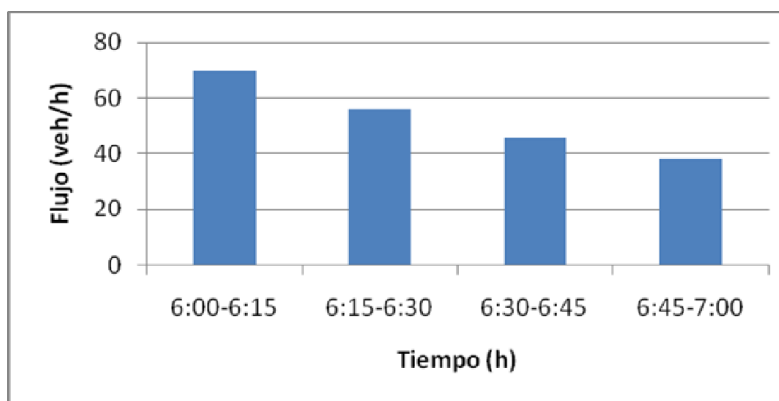


Figura 1. Periodo de estudio y periodo de análisis.

Fuente: Dirección General de Ingeniería de Tránsito, Departamento de semáforos.

1.3. Medidas de desempeño.

La infraestructura vial se puede evaluar mediante uno o más valores que caracterizan algunos aspectos del servicio provisto a un grupo de usuarios. En este caso segmentos, facilidades e intersecciones con semáforos pueden contar con varias medidas de eficiencia.

Las medidas desempeño más comunes según el tipo de infraestructura vial son las siguientes:

Tabla 1. Principales medidas de desempeño.

Medidas de desempeño			
Segmentos Urbanos	Velocidad	Tiempo de viaje	Demora
Facilidades Urbanas	Velocidad	Tiempo de viaje	Demora
Intersecciones con semáforo	V/C	Demora	Colas

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 7-9.

1.3.1. Velocidad y tiempo de viaje.

Estos dos conceptos son tratados de manera conjunta porque están cercanamente relacionados. La velocidad promedio de un vehículo circulando en un segmento de carretera se calcula dividiendo la longitud del segmento entre el tiempo de viaje. La estimación del tiempo de viaje para un vehículo que circula en un segmento dado se puede calcular como la diferencia del tiempo en el cual el vehículo entra al segmento y el tiempo en el cual el vehículo abandona el segmento (TRB, 2010).

1.3.2. Colas.

Se considera que un vehículo se está uniendo a una cola cuando este se aproxima a un vehículo detenido hasta detenerse. Existen muchas herramientas para la simulación de este fenómeno, las cuales arrojan resultados muy útiles que llegan más allá de los métodos propuestos por el HCM 2010 (TRB, 2010).

Para el desarrollo de esta investigación el estudio de la longitud de cola, debido a que esta determina si la cola ha alcanzado un punto donde interfiere con otros movimientos de tránsito, esto es de vital importancia en la evaluación de segmentos y facilidades urbanas

Las colas presentan problemas en condiciones sobresaturadas, debido a que dispersar la cola entera en un ciclo es difícil a causa de la restricción de la duración máxima del ciclo. La optimización de la temporización debe ser diseñada para regular el tránsito para una demora mínima durante el periodo de sobresaturación completo (Chang & Lin, 2000).

En caso de analizar la longitud de cola por simulación se deben considerar tres casos diferentes:

1.3.2.1. Funcionamiento no cíclico poco saturado.

Funcionamiento típico de dos vías controladas por una señal de alto, en este caso la acumulación y descarga de la cola sigue más o menos patrones aleatorios (TRB, 2010).

1.3.2.2. Funcionamiento cíclico poco saturado.

Funcionamiento típico en un semáforo, en este caso la máxima longitud de cola está asociada con cada ciclo y cada ciclo representa una observación para propósitos de análisis estadístico. El uso de una distribución de valores instantáneos no es apropiado, en este caso, porque la acumulación y descarga de la cola son mucho más sistemáticos que los patrones aleatorios (TRB, 2010).

1.3.2.3. Funcionamiento sobresaturado.

Se da cuando la demanda excede la capacidad de llegada, por lo que se considera que la cola crecerá indefinidamente. Para propósitos de simulación la medida de interés es la cola residual al final de los intervalos de simulación (TRB, 2010).

1.3.3. Demoras.

"La demora del vehículo es quizás el parámetro más importante usado para evaluar el desempeño de intersecciones con semáforo. La importancia de la demora del vehículo está reflejada en el uso de este en ambas prácticas, diseño y evaluación." (Dion, Rakha, & Kang, 2004, p. 101)

Generalmente son definidas como el exceso de tiempo que se gasta en un segmento de carretera comparado con el tiempo que se duraría con la velocidad objetivo que representa una condición de cero demora. La velocidad objetivo es la velocidad en la que un conductor específico preferiría transitar, esta depende de variables como la agresividad del conductor y características de la carretera (TRB, 2010).

De acuerdo con Dion et al (2004) la demora en intersecciones con semáforo es calculada como la diferencia entre el tiempo de viaje que es experimentada en realidad por un vehículo mientras atraviesa la intersección y el tiempo de viaje que este vehículo habría experimentado en la ausencia de control de semáforos.

1.4. Concepto de nivel de servicio

Cal y Mayor & Cárdenas (2000), dicen lo siguiente:

Para medir la calidad del flujo vehicular se usa el concepto de nivel de servicio. Es una medida cualitativa que describe las condiciones de operación de un flujo vehicular, y de su percepción por los motoristas y/o pasajeros. Estas condiciones se describen en términos de factores tales como la velocidad y el tiempo de recorrido, la libertad de maniobras, la comodidad, la conveniencia y la seguridad vial (p. 328).

Existen dos tipos de factores que afectan el nivel de servicio, estos son: los internos y los externos. Los primeros son los que están relacionados con la condiciones de tránsito (velocidad, volumen, composición del tránsito, etc.) mientras que los segundos son los factores afines a las características físicas (ancho de carriles, pendientes, etc.) (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).

Se han establecido seis niveles de servicio, estos son los siguientes:

1.4.1. Nivel de servicio A.

Los usuarios están virtualmente exentos de de los efectos de la presencia de otros en circulación. Poseen una altísima libertad para seleccionar las velocidades deseadas y maniobrar (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).



Figura 2. Nivel de servicio A.
Fuente: Cal y Mayor & Cárdenas, 2000 p. 329

1.4.2. Nivel de servicio B.

Está dentro del rango de flujo estable, aunque se comienzan a ver otros vehículos integrantes de la circulación. La libertad de la selección de velocidades deseadas sigue relativamente inafectada, pero disminuye un poco la libertad de maniobra (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).



Figura 3. Nivel de servicio B.
Fuente: Cal y Mayor & Cárdenas, 2000 p. 329

1.4.3. Nivel de servicio C.

Pertenece al rango de flujo estable pero marca el comienzo de una afectación significativa de la selección de la velocidad deseada y la libertad de maniobras debido a la interacción con otros usuarios (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).



Figura 4. Nivel de servicio C.
Fuente: Cal y Mayor & Cárdenas, 2000 p. 329

1.4.4. Nivel de servicio D.

Circulación de densidad elevada, aunque estable. La velocidad y la libertad de maniobras quedan seriamente restringidas. Pequeños aumentos del flujo por lo general ocasionan problemas de funcionamiento (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).



Figura 5. Nivel de servicio D.
Fuente: Cal y Mayor & Cárdenas, 2000 p. 329

1.4.5. Nivel de servicio E.

El funcionamiento está en el límite de su capacidad o cerca de él. La velocidad se ve reducida a un valor bajo y la libertad de maniobra para circular es extremadamente difícil. La circulación es normalmente inestable, debido a pequeños aumentos del flujo o ligeras perturbaciones del tránsito producen colapso (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).



Figura 6. Nivel de servicio E.
Fuente: Cal y Mayor & Cárdenas, 2000 p. 329

1.4.6. Nivel de servicio F.

Representa condiciones de flujo forzado, esto se produce cuando la cantidad de tránsito que se acerca a un punto excede la capacidad que puede pasar por él. En estos lugares se forman colas y la operación se caracteriza por la existencias de ondas de parada y arranque (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).



Figura 7. Nivel de servicio F.
Fuente: Cal y Mayor & Cárdenas, 2000 p. 329

1.5. Medios de transporte

Garber & Hoel (2005), afirman:

Actualmente un sistema de transportes es una red compleja y desarrollada, consta de varias modalidades y con instalaciones que suministra a los despachadores y a los viajeros una amplia gama de selecciones en términos de servicios proporcionados. Cada modalidad ofrece un conjunto único de características de servicio tales como tiempo de viaje, frecuencia, comodidad, confiabilidad, conveniencia y seguridad. Se usa el término nivel de servicio para describir los valores relativos a estos atributos (p. 23).

El HCM 2010 presenta una variedad de metodologías, con las cuales permiten evaluar el desempeño desde la perspectiva de automóviles, peatones, ciclistas y transporte público. Cada metodología consiste en una serie de procedimientos para calificar la calidad del servicio provisto por cada medio de transporte.

Se evaluará el modo automóvil, el cual se refiere a todos los vehículos motorizados que pueden que circulan legalmente en las carreteras (automóviles,

motocicletas y camiones), con excepción de vehículos que se detienen para recoger pasajeros a lo largo de la carretera.

1.6. Infraestructura de tránsito

Por lo general el transporte por carretera es el sistema dominante, ya sea para transportar pasajeros o carga. En cualquier país el sistema de carreteras se compone de varios miles de kilómetros de vías, estas pueden variar desde autopistas de alta capacidad hasta calles urbanas y caminos rurales, en algunos casos sin pavimentar. Los caminos urbanos se ubican generalmente en áreas que cuentan con 2500 habitantes o más y son usados principalmente para viajes cotidianos. Por otro lado los caminos fuera de estas áreas y que unen centros de población más pequeña son los rurales (Garber & Hoel, 2005).

La infraestructura de un sistema vial urbano posee condiciones geométricas y de tránsito particulares, debido a que satisfacer a todos los medios de transporte que en él participan, por esto el análisis de estos sistemas es complejo. A continuación se evaluarán tres elementos que se encuentran en un sistema vial urbano.

1.6.1. Segmentos urbanos.

Esta metodología es aplicable en calles urbanas o suburbanas. El segmento puede ser parte de una arteria o un colector con uno o dos sentidos, además las intersecciones en el segmento pueden ser con o sin semáforo.

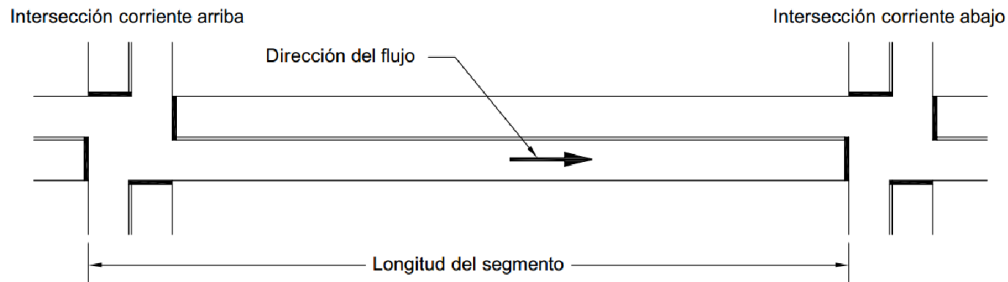


Figura 8. Segmento urbano.
Fuente: El autor, 2016.

1.6.1.1. Definición de un segmento urbano.

Para propósitos de análisis, la calzada es separada en elementos individuales que son físicamente adyacentes y operan como una entidad única sirviendo a los viajeros. En sistemas de calles urbanas dos elementos se encuentran comúnmente:

- Nodos: Representan el límite entre enlaces y son representados por una intersección o rampa terminal.
- Enlaces: Representa la longitud de calzada entre dos nodos.

El conjunto de un enlace y sus respectivos nodos límites son conocidos como un segmento. Este conjunto debe ser evaluado junto para obtener una mayor exactitud del desempeño del segmento (TRB, 2010).

Para identificar los límites de un segmento que está dentro de un sistema coordinado de señales, se pueden considerar las siguientes reglas:

- Siempre se usa una intersección con semáforo para definir un límite del segmento.
- Solamente intersecciones en la cuales el movimiento directo es no controlado, pueden existir a lo largo del segmento entre límites.

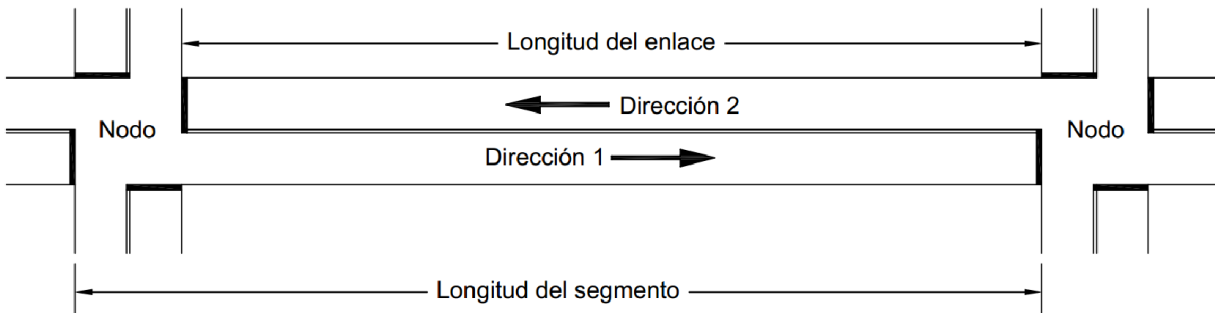


Figura 9. Definición de nodos y enlaces.
Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 17-5.

1.6.1.2. Consideraciones.

Cuando un segmento tiene una longitud corta, entonces la interacción entre los movimientos de tránsito y dispositivos de control de tránsito en los dos intersecciones límite es muy compleja, por lo que un análisis por separado de cada elemento no proporcionará resultados precisos sobre el desempeño de calle urbana. Esto se puede dar independientemente del tipo de control presente en las dos intersecciones de frontera; sin embargo, es particularmente complicado cuando las dos intersecciones tienen semáforos, cuando esto ocurre es mejor analizar el segmento con otra metodología (TRB, 2010).

Es difícil definir las condiciones específicas bajo las cuales un segmento es corto, pero se pueden tener en cuenta dos reglas generales:

- Un segmento se considera corto si la cola con frecuencia se extiende hasta llegar a la otra intersección (es decir, rebote de cola) durante el período de análisis.
- Un segmento se considera corto si la duración de la fase en la intersección corriente abajo es más larga que la necesaria, para servir a todos los vehículos que se almacenan en el segmento más cualquier vehículo que pueda entrar desde la intersección corriente arriba, mientras que corriente abajo la señal esté en verde.

Por lo general, segmentos que limitan con intersecciones con semáforo y tienen una longitud menor a 122 m pueden experimentar una de estas dos condiciones. Si los segmentos tienen una longitud mayor a 3,2 km y sus nodos límites tienen semáforos, entonces el segmento debe ser analizado como un segmento de autopista con intersecciones aisladas (TRB, 2010).

1.6.1.3. Datos de entrada.

Tabla 2. Datos de entrada para evaluar segmentos urbanos.

Categoría	Ubicación	Dato	Base
Características del tránsito	Límite	Flujo de demanda	Grupo de movimientos
	Segmento	Flujo de puntos de acceso	Grupo de movimientos
		Flujo de segmento medio	Segmento
Diseño geométrico	Límite	Número de carriles	Grupo de movimientos
		Ancho de la intersección corriente arriba	Intersección
		Longitud de almacenamiento de giro	Acceso de segmento
	Segmento	Número de carriles directos	Segmento
		Número de carriles en los puntos de acceso	Acceso de segmento
		Longitud de almacenamiento de giro en los puntos de acceso	Acceso de segmento
		Longitud del segmento	Segmento
		Longitud de la mediana protegida	Segmento
		Proporción del segmento con bordillo	Segmento
		Número de puntos de acceso	Segmento
Otros	Segmento	Duración del periodo de análisis	Segmento
		Límite de velocidad	Segmento

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 17-9.

1.6.1.4. Conceptos.

1.6.1.4.1. Flujo de demanda.

El flujo es la frecuencia con la que pasan los vehículos por un punto o sección transversal, ya sea en un carril o calzada. En otras palabras, el número de vehículos que pasan durante un intervalo de tiempo específico inferior a una hora, expresada en unidades de minutos o segundos (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).

1.6.1.4.2. Flujo de puntos de acceso.

El flujo en los puntos de acceso utiliza el mismo concepto de anterior aplicado a los puntos de acceso, siempre y cuando los accesos se consideren activos. En caso contrario se considera que no tiene un impacto significativo en la operación del segmento. Un punto de acceso es activo cuando tiene un flujo entrante de 10 veh/h o superior durante el periodo de análisis (TRB, 2010).

1.6.1.4.3. Flujo del segmento medio.

El flujo del segmento medio es definido como el conteo de vehículos viajando a lo largo del segmento durante el periodo de análisis, dividido entre la duración del periodo de análisis. Este puede ser medido entre los límites del segmento o entre un punto de acceso y un límite, si existe una variación significativa a lo largo del segmento este flujo debe ser promediado (TRB, 2010).

1.6.1.4.4. Número de carriles.

Representa la cantidad de carriles que son provistos para cada movimiento de tránsito en la intersección. Para un movimiento de giro, se cuentan los carriles reservados para uso exclusivo de vehículos que giran. Los carriles que son compartidos por dos o más movimientos se cuentan como carriles directos. Este concepto también se aplica en los puntos de acceso (TRB, 2010).

1.6.1.4.5. Ancho de la intersección corriente arriba.

Es el ancho efectivo de la sección transversal de la calle para una dirección dada.

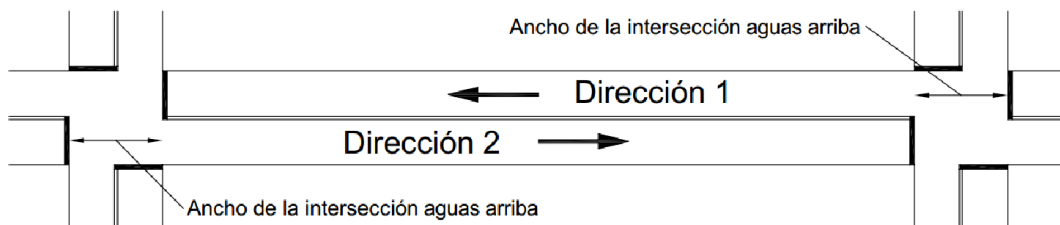


Figura 10. Ancho de la intersección en calle de dos sentidos.
Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 17-11.

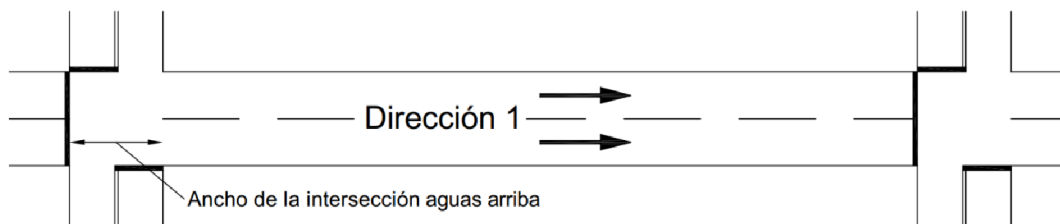


Figura 11. Ancho de la intersección en calle de un sentido.
Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 17-11.

1.6.1.4.6. Longitud de almacenamiento de giro.

Representa la longitud de almacenamiento en el límite de la intersección para los cuales los carriles tienen anchura total en los cuales pueden almacenar los vehículos en cola. Esta es medida de forma paralela a la línea de centro de la calzada. Este concepto también se aplica en los puntos de acceso (TRB, 2010).

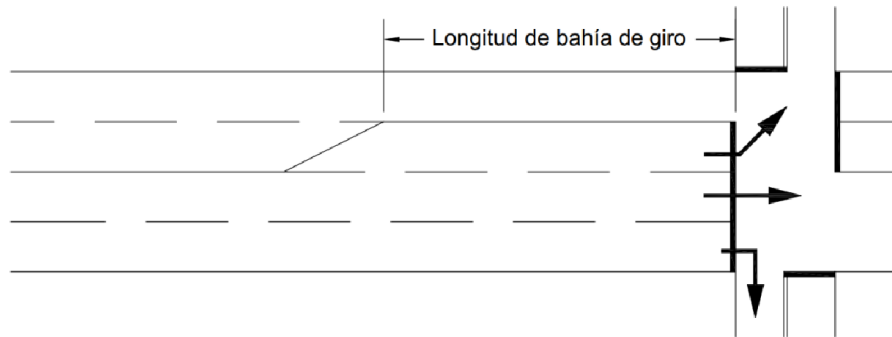


Figura 12. Longitud de almacenamiento de giro.
Fuente: El autor, 2016.

1.6.1.4.7. Número de carriles directos.

Representa la cantidad de carriles que se extienden por la longitud del segmento y sirven a vehículos directos. Esto se realiza para cada dirección de viaje a lo largo del segmento y no incluye carriles exclusivos para giros (TRB, 2010).

1.6.1.4.8. Longitud del segmento.

Distancia entre límites de intersección que definen el segmento, esta se mide desde la línea de alto, ceda o equivalente sobre la línea de centro de la carretera (TRB, 2010).

1.6.1.4.9. Longitud de mediana protegida.

Longitud de la calle con mediana protegida, por ejemplo: bordillo elevado (TRB, 2010).

1.6.1.4.10. Proporción del segmento con bordillo.

Proporción de la longitud de enlace que tiene bordillo a lo largo del lado derecho del segmento, esta es calculada dividiendo la longitud de la calle con bordillo en su sección transversal entre la longitud de enlace (TRB, 2010).

1.6.1.4.11. Cantidad de puntos de acceso.

Cantidad de puntos de acceso a lo largo del segmento representa la cantidad de entradas de vehículos sin semáforo y acceso de calle pública al segmento sin importar la demanda de tránsito entrante. Esto se realiza para cada lado del segmento (TRB, 2010).

1.6.2. Facilidades urbanas.

Esta metodología es aplicable a calles urbanas o suburbanas. La calle puede ser clasificada como una arteria o un colector con uno o dos sentidos, además las intersecciones a lo largo de la carretera pueden ser con o sin semáforo.

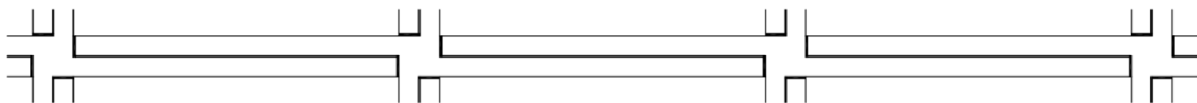


Figura 13. Facilidad urbana.
Fuente: El autor, 2016.

1.6.2.1. Definición de una facilidad urbana.

De igual manera que en los segmentos urbanos, la calzada es separada en elementos individuales (nodos y enlaces) que son físicamente adyacentes y operan como una entidad única sirviendo a los viajeros. Una facilidad urbana es la longitud de calzada compuesta por segmentos urbanos contiguos y pueden ser clasificadas como una arteria o un colector (TRB, 2010).

Garber & Hoel (2005) definen arteria de la siguiente manera:

Este sistema de vías presta servicio a los principales centros de actividad del área urbana y consiste principalmente de los corredores que tienen máximo volumen de tránsito. Desalja una alta proporción del total millas-vehículo de viajes dentro del área urbana, y desaloja a la mayor parte de los viajes que tienen su origen o destino dentro del área urbana (p. 694).

Los colectores son las vías que cumplen con el siguiente propósito: "recolecta el tránsito desde la vías locales en las áreas residenciales o de las áreas comerciales y conducirlo al sistema arterial" (Garber & Hoel, 2005, p. 695).

1.6.2.2. Consideraciones.

Una arteria o un colector urbano son diseñados para llevar a cabo viajes más largos que en las calles locales. Una facilidad urbana con esos atributos típicamente tiene una longitud de 1,6 km o mayor (TRB, 2010).

A lo largo de la facilidad al menos una intersección debe tener un control que se imponga al movimiento a través de él. Un cambio significativo en una o más características del facilidad puede indicar el final de la misma y el inicio de otra (TRB, 2010). Las principales características que pueden influir en la extensión de la facilidad son los siguientes:

- Sección transversal.

- Tránsito promedio diario.
- Tipo de carretera.
- Velocidad de los vehículos.

1.6.2.3. Datos de entrada.

Tabla 3. Datos de entrada para evaluar facilidades urbanas.

Categoría	Ubicación	Dato	Base
Diseño geométrico	Segmento	Longitud del segmento	Segmento
Otros	Segmento	Duración del período de análisis	Facilidad

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 16-10.

La metodología usada para evaluar el desempeño de una facilidad toma los datos obtenidos en el análisis de los segmentos que componen la facilidad.

1.6.3. Intersecciones con semáforo.

Esta metodología es aplicable en intersecciones de tres o cuatro ramales, ya sea en calles o autopistas.



Figura 14. Intersecciones de cuatro y tres ramales.
Fuente: El autor, 2016.

1.6.3.1. Datos de entrada.

Tabla 4. Datos de entrada para evaluar intersecciones con semáforo.

Categoría	Dato	Base
Características del tránsito	Flujo de demanda	Movimiento
	Flujo de giro a la derecha en rojo	Acceso
	Porcentaje de vehículos pesados	Grupo de movimientos
	Factor de hora pico de la intersección	Intersección
	Razón de pelotón	Grupo de movimientos
	Factor de ajuste de filtración corriente arriba	Grupo de movimientos
	Cola inicial	Grupo de movimientos
	Flujo base de saturación	Grupo de movimientos
	Factor de ajuste por utilización del carril	Grupo de movimientos
	Flujo de peatones	Acceso
	Flujo de bicicletas	Acceso
	Tasa de maniobras por parqueos	Grupo de movimientos
	Razón de parada de autobuses	Acceso
	Diseño geométrico	Número de carriles
Ancho promedio del carril		Grupo de movimientos
Número de carriles de recepción		Acceso
Longitud de almacenamiento de giro		Grupo de movimientos
Presencia de parqueos sobre calle		Grupo de movimientos
Pendiente del acceso		Acceso
Señalización	Tipo de semáforo	Intersección
	Secuencia de la fase	Intersección
	Modo operacional de giros izquierdos	Acceso
	Duración del verde	Fase
	Verde mínimo	Fase
	Intervalo de cambio	Fase
	Intervalo de despeje en rojo	Fase
	Caminata	Fase
	Intervalo de despeje peatonal	Fase
	Fase requerida	Fase
Otros	Duración del periodo de análisis	Intersección
	Límite de velocidad	Acceso
	Tipo de área	Intersección

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 18-8.

1.6.3.2. Conceptos.

1.6.3.2.1. Flujo de demanda.

El flujo es la frecuencia con la que pasan los vehículos por un punto o sección transversal, ya sea en un carril o calzada. En otras palabras, la cantidad de vehículos que pasan durante un intervalo de tiempo específico inferior a una hora, expresada en unidades de minutos o segundos (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).

1.6.3.2.2. Flujo de giro a la derecha en rojo.

Conteo de vehículos que giran a la derecha en la intersección cuando la señal está en rojo, dividido entre la duración del periodo de análisis. Este difícil predecir este flujo debido a que está basado en muchos factores que varían de intersección a intersección, por esta razón este debe ser medido en campo mientras sea posible (TRB, 2010).

1.6.3.2.3. Porcentaje de vehículos pesados.

Conteo de vehículos pesados que llegan durante el periodo de análisis, dividido entre el conteo total de vehículos para el mismo periodo. Este porcentaje debe ser provisto para movimiento de tránsito en la intersección. Se considera como vehículo pesado, un vehículo con más de cuatro llantas, pero la metodología analiza los autobuses por separado (TRB, 2010).

Otro concepto importante con respecto a los vehículos pesados es el de vehículos equivalentes, este ha sido usado para tomar en cuenta los efectos adversos de vehículos pesados en la operación del tránsito. Los vehículos pesados, debido a su tamaño y menores capacidades de aceleración y desaceleración, pueden afectar adversamente el desempeño de los flujos de tránsito en intersecciones (Benekohal & Zhao, 2000).

1.6.3.2.4. Factor de hora pico de la intersección.

El factor de hora pico para la intersección completa se calcula con la siguiente ecuación:

$$PHF = \frac{n_{60}}{4n_{15}} \quad (1)$$

Donde:

PHF = Factor de hora pico.

n_{60} = Conteo de vehículos durante un periodo de 1 h (veh).

n_{15} = Conteo de vehículos durante un periodo de 15 min (veh).

1.6.3.2.5. Razón de pelotón.

Usado para describir la calidad de la progresión de la señal para el grupo de movimientos correspondiente. Este valor típicamente oscila en un rango entre 0,33 y 2,0.

Tabla 5. Valores de la razón de pelotón.

Razón de pelotón	Tipo de llegada	Calidad de progresión
0,33	1	Muy pobre
0,67	2	No favorable
1,00	3	Llegadas al azar
1,33	4	Favorable
1,67	5	Altamente favorable
2,00	6	Excepcionalmente favorable

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 18-12.

- Tipo de llegada 1: pelotón denso que llega al inicio de la fase de la luz roja y contiene más del 80% del volumen del grupo de carriles.

- Tipo de llegada 2: pelotón moderadamente denso que llega a la mitad de la fase de la luz roja o un pelotón disperso que llega durante la fase de la luz roja conteniendo del 40% al 80% del volumen del grupo de carriles.
- Tipo de llegada 3: Pelotones muy dispersos, lo que implica la llegada aleatoria de vehículos, en el que el grupo principal contiene menos del 40% del volumen del grupo de carriles.
- Tipo de llegada 4: pelotón moderadamente denso que llega a la mitad de la fase de luz verde o un pelotón disperso que contiene del 40% al 80% del volumen del grupo de carriles durante toda la fase de luz verde.
- Tipo de llegada 5: Pelotón denso que contiene más del 80% del volumen del grupo de carriles al inicio de la fase de luz verde.
- Tipo de llegada 6: Pelotón muy denso que avanza a través de varias intersecciones cercanas con muy poco tránsito, proveniente de las calles laterales.

La razón de pelotón para un grupo de movimientos puede ser estimado con datos de campo con la siguiente ecuación:

$$R_p = \frac{P}{\left(\frac{g}{C}\right)} \quad (2)$$

Donde:

R_p = Relación de pelotón.

P = Proporción de vehículos llegando durante la señal verde (decimal).

g = Tiempo efectivo en verde (s).

C = Duración del ciclo (s).

1.6.3.2.6. Factor de ajuste de filtración corriente arriba.

El factor de ajuste de filtración corriente arriba toma en cuenta el efecto de una señal corriente arriba sobre la llegada de vehículos al grupo de movimientos, específicamente este factor refleja la manera en que una señal corriente arriba cambia la varianza de la cantidad de llegadas por ciclo (TRB, 2010).

Para calcularlo se utiliza la siguiente ecuación:

$$I = 1,0 - 0,91X_u^{2,68} \geq 0,090 \quad (3)$$

Donde:

I = Factor de ajuste de filtración corriente arriba.

X_u = Relación volumen-capacidad ponderada para todos los movimientos corriente arriba que contribuyen al volumen en el grupo de movimientos estudiado.

1.6.3.2.7. Cola inicial.

Cola presente al inicio del periodo del análisis para un grupo de movimientos estudiado. Esta cola se da cuando la sobre saturación es sostenida por un periodo de tiempo considerable (TRB, 2010).

1.6.3.2.8. Flujo base de saturación.

Máximo flujo para un carril medido desde la línea de alto durante la señal verde. Este representa el flujo de saturación para un carril de 3.65 m de ancho que no tiene vehículos pesados, pendiente plana, sin parqueos, sin buses que se detengan en la intersección y sin vehículos que giran (TRB, 2010).

1.6.3.2.9. Factor de ajuste por utilización del carril.

El factor de ajuste por utilización del carril considera la distribución irregular del tránsito entre los carriles en un movimiento dado con más de un carril exclusivo. Este factor provee un ajuste al flujo de saturación base para tomar en cuenta el uso desigual de los carriles (TRB, 2010).

Este factor es calculado con la siguiente ecuación:

$$f_{LU} = \frac{v_g}{N_e v_{g1}} \quad (4)$$

Donde:

f_{LU} = Factor de ajuste por utilización del carril.

v_g = Flujo de demanda para el grupo de movimiento (veh/h).

v_{g1} = Flujo de demanda del carril exclusivo con el flujo más alto de todos los carriles exclusivos en el grupo de movimiento (veh/h/carril).

N_e = Número de carriles exclusivos en el grupo de movimiento (carril).

El factor de ajuste por utilización del carril toma el valor de 1,0 cuando el grupo de movimientos tiene solamente un carril exclusivo o cuando la distribución del tráfico puede ser asumida como uniforme a través de todos los carriles exclusivos en el grupo de movimientos (TRB, 2010).

1.6.3.2.10. Flujo de peatones.

Conteo de peatones que viajan en el paso peatonal que es cruzado (zona de conflicto) por los vehículos que giran a la derecha desde el acceso estudiado durante el periodo de análisis (TRB, 2010).

1.6.3.2.11. Flujo de bicicletas.

Conteo de bicicletas que viajan ya sea, en un carril exclusivo o en el espaldón, paso que es cruzado por los vehículos que giran a la derecha desde el acceso estudiado durante el periodo de análisis (TRB, 2010).

1.6.3.2.12. Tasa de maniobras por parqueos.

Cantidad de las maniobras de parqueos que ocurren en un ramal de la intersección, durante el periodo de análisis. Una maniobra influye directamente en el grupo de movimientos adyacente (TRB, 2010).

Tabla 6. Valores estándar para la tasa de maniobras por parqueos.

Tipo de calle	Número de espacios en 76 m	Tiempo límite de parqueo (h)	Tasa de rotación (veh/h)	Tasa de maniobras (man/h)
Un sentido	10	1	1,0	16,0
		2	0,5	8,0
Dos sentidos	20	1	1,0	32,0
		2	0,5	16,0

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 18-78.

1.6.3.2.13. Razón de parada de autobuses.

Cantidad de autobuses que paran y bloquean el flujo de tránsito en una grupo de movimientos, la cantidad es dividida entre la duración del periodo de análisis. Como valor estándar en un centro distrital de negocios se puede utilizar 12 buses/h en otras áreas 2 buses/h, si no hay presencia de autobuses el valor será 0 buses/h (TRB, 2010).

1.6.3.2.14. Número de carriles.

Cantidad de carriles que son provistos para cada movimiento de tránsito en la intersección. Para un movimiento de giro, se cuentan los carriles reservados para uso exclusivo de vehículos que giran. Los carriles que son compartidos por dos o más movimientos se cuentan como carriles directos. Este concepto también se aplica en los puntos de acceso (TRB, 2010).

1.6.3.2.15. Ancho promedio del carril.

Ancho promedio de los carriles en un grupo de movimientos. El ancho promedio del carril mínimo es 2,44 m y el ancho estándar 3,7 m. Se pueden incluir carriles con anchos mayores a 4,9 m, pero se debe considerar si este opera como dos carriles estrechos (TRB, 2010).

1.6.3.2.16. Número de carriles de recepción.

Cantidad de carriles que salen de la intersección. Este número debe ser determinado para cada movimiento de giro, tanto izquierdo como derecho (TRB, 2010).

1.6.3.2.17. Longitud de almacenamiento de giro.

Longitud de almacenamiento en el límite de la intersección para los cuales los carriles tienen anchura total en los cuales pueden almacenar los vehículos en cola. Esta es medida de forma paralela a la línea de centro de la calzada. Este concepto también se aplica en los puntos de acceso (TRB, 2010).

1.6.3.2.18. Presencia de parqueos sobre la calle.

Indica si los parqueos sobre la calle están permitidos a lo largo de la línea de bordillo adyacente al grupo de movimientos (TRB, 2010).

1.6.3.2.19. Pendiente del acceso.

Pendiente promedio a lo largo del acceso, medida desde la línea de alto a un punto 30,5 m corriente arriba sobre una línea paralela a la dirección de viaje (TRB, 2010).

1.6.3.2.20. Tipos de control de semáforos.

Los semáforos pueden ser categorizados de acuerdo con el tipo de control que proveen, actualmente en esta clasificación se distinguen dos grupos:

Semáforos de tiempo fijo.

Consiste en una secuencia fija de fases que son mostradas en un orden repetitivo, la duración de cada fase es fija. Sin embargo, la duración del intervalo verde puede ser cambiada dependiendo de la hora del día o semana para acomodar las variaciones de tráfico (TRB, 2010).

Estos se utilizan en intersecciones donde los patrones de tránsito son relativamente estables, especialmente se adaptan a intersecciones donde se desea sincronizar el funcionamiento de los semáforos con otros semáforos próximos o adyacentes (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).

Semáforos accionados por el tránsito.

La duración de los ciclos en los semáforos accionados por el tránsito responden a las variaciones del tránsito vehicular, esta es registrada por aparatos detectores conectados al control del semáforo, este tipo de control se ajusta continuamente en la duración del ciclo y en la división interna del mismo para satisfacer la demanda (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).

1.6.3.2.21. Secuencia de fases.

Este concepto se refiere al orden predeterminado en el que ocurren las fases del ciclo para cada movimiento de tránsito (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).

1.6.3.2.22. Modo operacional de giros izquierdos.

Describe como los movimientos de giro a la izquierda son ejercidos por el controlador.

- Giros permitidos: son los que se realizan aprovechando las brechas de un flujo vehicular en sentido contrario o atravesando un flujo de peatones en conflicto, los giros permitidos dependen de las características geométricas de la intersección, el volumen de la maniobra y el volumen en sentido contrario (Garber & Hoel, 2005).
- Giros protegidos: se dan entre flujos opuestos de vehículos o peatones en un cruce peatonal en conflicto, esta utiliza el tiempo disponible de la luz verde para ejecutar la maniobra (Garber & Hoel, 2005).

1.6.3.2.23. Verde máximo.

Cantidad máxima de tiempo en la que la señal verde puede ser mostrada en presencia de una demanda conflictiva. Típicamente los valores de verde máximo pueden variar según el movimiento al que sirvan (TRB, 2010).

Tabla 7. Valores típicos de verde máximo.

Movimientos	Verde Máximo (s)
Giros izquierdos	15 - 30
Movimiento directo en vías secundarias	20 - 40
Movimiento directo en vías principales	30 - 60

Fuente: Transportation Research Board.

1.6.3.2.24. Verde mínimo.

Intervalo de tiempo menor en el que la señal verde es mostrada cuando la fase es activada. Esta duración está basada en consideraciones como: el tiempo de reacción del conductor, tamaño de cola, entre otras. Por lo general este valor varía entre 4 y 15 segundos (TRB, 2010).

1.6.3.2.25. Intervalo de cambio y despeje en rojo.

"Duración total del tiempo en segundos de los colores amarillo y rojo. Se suministra este periodo de tiempo para que los vehículos salgan de la intersección después del intervalo verde, antes de que se liberen los movimientos conflictivos." (Garber & Hoel, 2005, p. 299).

1.6.3.2.26. Intervalo de caminata.

Intervalo destinado a dar a los peatones un tiempo adecuado para percibir la señal de caminata y salir del bordillo después de que el intervalo de despeje de peatón inicia (TRB, 2010).

1.6.3.2.27. Intervalo de despeje peatonal.

Intervalo de tiempo destinado a que los peatones que salen del bordillo durante la señal de caminata lleguen al bordillo opuesto. Este valor puede ser igual al tiempo de cruce el cual es igual a la distancia entre bordillos dividida entre la velocidad de caminata del peatón (TRB, 2010).

1.6.3.2.28. Fase requerida.

Si se utiliza, este consiste en la posibilidad de que el controlador convoque una fase específica cada vez que el controlador sirva a una fase conflictiva (TRB, 2010).

1.6.3.2.29. Tipo de área.

El factor de ajuste por tipo de área toma en cuenta la ineficiencia de las intersecciones localizadas en centros distritales de negocios (CDN) o zonas similares (TRB, 2010). Una intersección es considerada estar en un CDN cuando presenta características como:

- Calles con derechos de vía angostos.
- Frecuentes maniobras de parqueo.
- Bloqueos de vehículos.
- Actividad de taxis y autobuses.
- Radios de giros pequeños.
- Uso limitado de carriles de giro exclusivos.
- Alta actividad de peatones.
- Entre otros.

Este factor tiene un valor de 0,90 cuando es usado.

Capítulo 2. Marco Metodológico

2.1. Segmentos urbanos

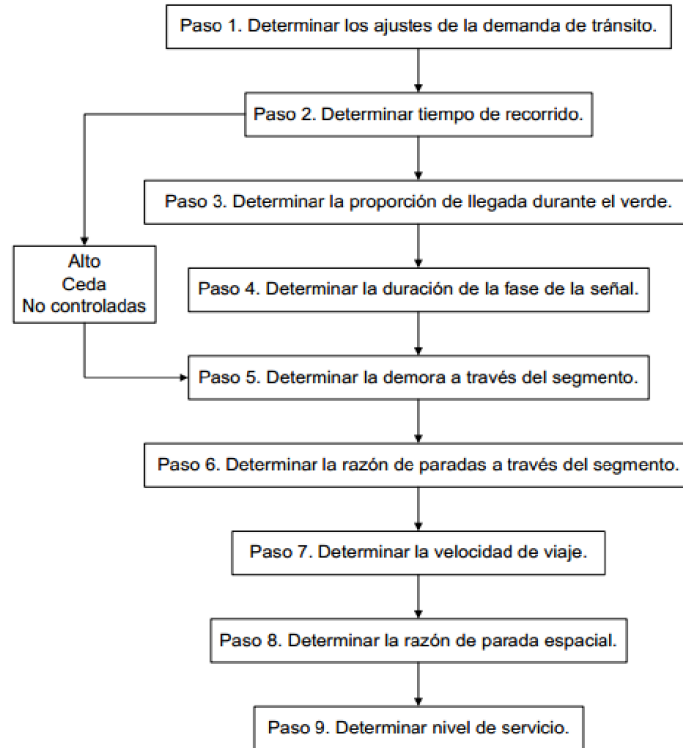


Figura 15. Metodología para el análisis operacional de segmentos urbanos.
Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 17-29.

2.1.1. Determinar los ajustes de la demanda de tráfico.

Estos ajustes se llevan a cabo para asegurar la exactitud de los volúmenes evaluados, reflejando las condiciones de tránsito del segmento. Los ajustes incluyen:

2.1.1.1. Restricción de capacidad.

Cuando el volumen de la demanda para un movimiento de tránsito de una intersección excede su capacidad, el volumen de descarga de la intersección es restringido. Cuando esto ocurre para un movimiento que entra al segmento estudiado, el volumen que llega a la señal corriente abajo es reducido por debajo del valor no restringido.

Para determinar si esto ocurre, la capacidad de cada movimiento corriente arriba que descarga en el segmento estudiado debe ser calculada y luego revisada contra el volumen de la demanda asociada. Si este volumen excede la capacidad de movimiento, entonces el volumen entrando al segmento debe ser reducido al igual que la capacidad de movimiento.

2.1.1.2. Balance de volumen.

El balance de volúmenes se refiere a una condición en la cual los volúmenes combinados de todos los movimientos entrando a un segmento son iguales a los volúmenes combinados salientes, en una dirección de viaje dada. El segmento está balanceado cuando el volumen entrante es igual al volumen saliente para ambas direcciones de viaje.

Los volúmenes no balanceados usualmente existen cuando se realizan conteos en intersecciones adyacentes con intervalos de tiempo diferentes. También se pueden dar cuando existen puntos de acceso, pero estos no son tomados en cuenta.

La exactitud de la evaluación de desempeño puede ser afectada si los volúmenes no son balanceados. La metodología asume que el volumen para cada uno de los movimientos entrantes al segmento es correcto y ajusta los volúmenes para cada uno de los movimientos de salida del segmento de una manera proporcional para lograr este balance. Los volúmenes salientes calculados de esta manera representan una mejor estimación del volumen de la demanda actual.

2.1.1.3. Distribución origen-destino.

El volumen de tránsito que llega corriente abajo de la intersección, para un movimiento corriente abajo dado, representa el volumen combinado de cada uno de los puntos de entrada corriente arriba ponderado por su porcentaje de contribución al movimiento corriente abajo. La distribución de estas contribuciones de porcentajes entre cada par corriente arriba y corriente abajo es representado como una matriz de distribución origen destino.

2.1.1.4. Ocurrencia de rebote de cola.

El rebote de cola en el segmento se puede caracterizar en dos tipos:

- Cíclico: ocurre cuando el límite corriente abajo de la intersección es señalado y la cola se prolonga hasta la intersección corriente arriba como resultado del desarrollo de la cola durante la señal roja. Cuando la señal cambia a verde la cola se disipa y el rebote de cola no se presenta durante el resto del ciclo.
- Sostenido: ocurre en algún punto durante el periodo de análisis y es resultado de sobresaturación. La cola no se disipa al final de cada ciclo.

2.1.2. Determinar tiempo de recorrido.

El desarrollo de este paso incluye el cálculo la velocidad de circulación libre, el factor de ajuste por la proximidad del vehículo y el tiempo de recorrido adicional debido a otras fuentes de demora. Estos cálculos son explicados en los siguientes puntos para poder llegar a la determinación del tiempo de recorrido en el segmento:

2.1.2.1. Determinar la velocidad de circulación libre.

La velocidad de circulación libre representa la velocidad promedio de recorrido de los automóviles que circulan a lo largo del segmento bajo condiciones de volúmenes bajos y sin demoras por dispositivos de control de tránsito u otros vehículos.

Esto refleja los efectos de entorno de la calle sobre la elección de la velocidad del conductor. Los elementos de este ambiente que influyen en esta decisión bajo condiciones de circulación libre son: Límite de velocidad, densidad de puntos de acceso, presencia de bordillo, longitud del segmento, entre otros.

La velocidad de circulación libre es calculada usando la siguiente ecuación:

$$S_f = S_{fo} f_L \quad (5)$$

Donde:

S_f = Velocidad de circulación libre (mi/h).

S_{fo} = Velocidad base de circulación libre (mi/h).

f_L = Factor de ajuste por separación de señales.

2.1.2.1.1. Velocidad base de circulación libre.

La velocidad base de circulación libre se define como la velocidad de circulación libre en segmentos más largos. Incluye la influencia del límite de velocidad, densidad de puntos de acceso, presencia de bordillo, entre otros. Esta es calculada usando la siguiente ecuación:

$$S_{fo} = S_o + f_{CS} + f_A \quad (6)$$

Donde:

S_{fo} = Velocidad base de circulación libre (mi/h).

S_o = Velocidad constante (mi/h).

f_{CS} = Ajuste por sección transversal (mi/h).

f_A = Ajuste por puntos de acceso (mi/h).

$$S_o = 25,6 + 0,47S_{pl} \quad (7)$$

Donde:

S_o = Velocidad constante (mi/h).

S_{pl} = Límite de velocidad (mi/h).

Tabla 8. Valores para el factor de ajuste por sección transversal.

Límite de velocidad (mi/h)	Tipo de mediana	Porcentaje	Ajuste por sección transversal	
			Sin bordillo	Con bordillo
25	Protegida	20	0,3	-0,9
30		40	0,6	-1,4
35		60	0,9	-1,8
40		80	1,2	-2,2
45		100	1,5	-2,7
50	No protegida	No aplica	0,0	-0,5
55	No mediana	No aplica	0,0	-0,5

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 17-33.

Tabla 9. Valore para el factor de ajuste por puntos de acceso.

Densidad de puntos de acceso (puntos/mi)	Ajuste por puntos de acceso (f_A) por carriles (N_{th}) (mi/h)			
	1 Carril	2 Carriles	3 Carriles	4 Carriles
0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	-0,2	-0,1	-0,1	0,0
4	-0,3	-0,2	-0,1	-0,1
10	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2
20	-1,6	-0,8	-0,5	-0,4
40	-3,1	-1,6	-1,0	-0,8
40	-4,7	-2,3	-1,6	-1,2

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 17-33.

2.1.2.1.2. Ajuste por separación de señales.

Evidencia empírica sugiere que una longitud de segmento más corta tiende a influir en la elección de la velocidad de circulación libre del conductor, por lo que segmentos más cortos tienen velocidades de circulación libre más bajas, manteniendo constantes todos los otros factores. La siguiente ecuación es utilizada para calcular el valor de este factor de ajuste:

$$f_L = 1,02 - 4,7 \frac{S_{fo} - 19,5}{\max(L_s, 400)} \leq 1,0 \quad (8)$$

Donde:

f_L = Factor de ajuste por separación de señales.

S_{fo} = Velocidad base de circulación libre (mi/h).

L_s = Distancia entre intersecciones adyacentes (ft).

2.1.2.2. Calcular ajuste por la proximidad de vehículo.

Este factor ajusta el tiempo de recorrido en circulación libre para tomar en cuenta el efecto de la densidad de tránsito. El ajuste genera un incremento en el tiempo de manejo, una reducción de la velocidad y un incremento en el volumen. La reducción en la velocidad es el resultado de intervalos más cortos asociados con volúmenes más altos y la tendencia de los conductores a ser más cuidadosos cuando los intervalos son más cortos.

La siguiente ecuación es usada para calcular este factor:

$$f_v = \frac{2}{1 + \left(1 - \frac{v_m}{52,8N_{th}S_f}\right)^{0,21}} \quad (9)$$

Donde:

f_v = Factor de ajuste por proximidad.

v_m = Tasa de flujo demanda a la mitad del segmento (veh/h).

N_{th} = Número de carriles en el segmento en una dirección (carril).

S_f = Velocidad de circulación libre (mi/h).

2.1.2.3. Calcular demora debido a los vehículos que giran.

Los vehículos que giran desde el segmento estudiado hacia un punto de acceso pueden causar demora a los vehículos siguientes que circulan a través del segmento. En los vehículos que giran a la derecha las demoras se generan cuando los vehículos siguientes deben disminuir la velocidad para que el vehículo que gira realice la maniobra. En el caso de los vehículos que giran a la izquierda la demora se da cuando los vehículos siguientes tienen que esperar en cola,

mientras el vehículo que gira ejecuta la maniobra.

2.1.2.3.1. Demora debido a giros izquierdos.

Esta demora es calculada usando la siguiente ecuación:

$$d_{ap,l} = p_{ov} d_{t,1} \left(\frac{1}{P_L} - 1 \right) \frac{P_{lt}}{1 - P_{lt} - P_{rt}} \quad (10)$$

Donde:

$d_{ap,l}$ = Demora debido a giros izquierdos (s/veh).

p_{ov} = Probabilidad de sobreflujo en el almacenamiento de giro izquierdo (decimal).

$d_{t,1}$ = Demora promedio en el carril interno (s/veh).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

P_{rt} = Proporción de vehículos que giran a la derecha en el sentido estudiado (decimal).

P_{lt} = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el sentido estudiado (decimal).

Como se muestra en la ecuación anterior, la demora debido a vehículos que giran a la izquierda está basada en varias variables, las cuales se pueden estimar con los siguientes pasos:

1. Calcular la probabilidad de cambio de carril.

$$P_{lc} = 1 - \left(\left[2 \frac{v_{app}}{s_{lc}} \right] - 1 \right)^2 \geq 0,0 \quad (11)$$

Donde:

P_{lc} = Probabilidad de cambio de carril.

v_{app} = Flujo de demanda promedio por carril de movimiento directo (veh/h/carril).

s_{lc} = Flujo máximo en el cual puede ocurrir el cambio de carril (veh/h/carril).

$$s_{lc} = \frac{3600}{t_{lc}} \quad (12)$$

Donde:

s_{lc} = Flujo máximo en el cual puede ocurrir el cambio de carril (veh/h/carril).

t_{lc} = Intervalo crítico de convergencia (s). $t_{lc} = 3,7$ s

$$v_{app} = \frac{v_{lt} + v_{th} + v_{rt}}{N_{sl} + N_t + N_{sr}} \quad (13)$$

Donde:

v_{app} = Flujo de demanda promedio por carril de movimiento directo (veh/h/carril).

v_{lt} = Flujo de demanda de giro a la izquierda (veh/h).

v_{th} = Flujo de demanda de movimiento directo (veh/h).

v_{rt} = Flujo de demanda de giro a la derecha (veh/h).

N_{sl} = Número de carriles compartidos con giro a la izquierda y movimiento directo (carril).

N_t = Número de carriles exclusivos de movimiento directo (carril).

N_{sr} = Número de carriles compartidos con giro a la derecha y movimiento directo (carril).

Si la relación v_{app}/s_{lc} excede el valor de 1,0 entonces se debe utilizar el valor de 1,0.

2. Calcular vehículos equivalentes para giros izquierdos.

$$E_{L1} = \frac{1800}{c_l} \quad (14)$$

Donde:

E_{L1} = Número equivalente de vehículos directos para un giro izquierdo permitido.

c_l = Capacidad de un movimiento de giro izquierdo con operación permitida (veh/h).

$$c_l = \frac{v_o e^{-v_o t_{cg}/3600}}{1 - e^{-v_o t_{fh}/3600}} \quad (15)$$

Donde:

c_l = Capacidad de un movimiento de giro izquierdo con operación permitida (veh/h).

v_o = Flujo de demanda opuesto (veh/h).

t_{cg} = Intervalo crítico (s). $t_{cg} = 4,5$ s

t_{fh} = Intervalo de seguimiento (s).

Tabla 10. Valores para el intervalo de seguimiento.

Intervalo de seguimiento	
Carril compartido	4,5 s
Carril exclusivo	2,5 s

Fuente: Transportation Research Board, 2010.

3. Calcular vehículos directos equivalentes modificados.

$$E_{L1,m} = (E_{L1} - 1)P_{lc} + 1 \quad (16)$$

$$E_{R,m} = (E_{R,ap} - 1)P_{lc} + 1 \quad (17)$$

Donde:

$E_{L1,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un giro izquierdo permitido.

E_{L1} = Número equivalente de vehículos directos para un giro izquierdo permitido.

P_{lc} = Probabilidad de cambio de carril.

$E_{R,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un giro derecho protegido.

$E_{R,ap}$ = Vehículos directos equivalentes para un giro derecho protegido en un punto de acceso. $E_{R,ap} = 2,20$

4. Calcular proporción de giros izquierdos en el carril interno.

$$P_L = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4I_t R c}}{2I_t R c} \quad (18)$$

Donde:

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

I_t = Indicador variable.

R, b, c = Variables de cálculos intermedios.

Tabla 11. Valores para el indicador variable.

Indicador variable	
Giro izquierdo	1,0
Giro derecho	0,00001

Fuente: Transportation Research Board, 2010.

El indicador variable (I_t) es usado para adaptar las ecuaciones para el análisis del volumen de un carril tanto para giros izquierdos como derechos, por lo que este toma un valor cuando es aplicado a la evaluación de demoras relacionadas con giros izquierdos y otro cuando se aplicada a la evaluación de demoras relacionadas con giros derechos.

$$R = 1 + P_{rt} (E_{R,m} - 1) \quad (19)$$

Donde:

P_{rt} = Proporción de vehículos que giran a la derecha en el sentido estudiado (decimal).

$E_{R,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un giro derecho protegido.

$$b = R - P_{lt} [I_t + (N_{sl} + N_t + N_{sr} - 1) ([1 + I_t] E_{L1,m} - 1)] \quad (20)$$

Donde:

P_{lt} = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el sentido estudiado (decimal).

I_t = Indicador variable.

$E_{L1,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un giro izquierdo permitido.

N_{sl} = Número de carriles compartidos con giro a la izquierda y movimiento directo (carril).

N_t = Número de carriles exclusivos de movimiento directo (carril).

N_{sr} = Número de carriles compartidos con giro a la derecha y movimiento directo (carril).

$$c = P_{lt} (N_{sl} + N_t + N_{sr}) \quad (21)$$

Donde:

P_{lt} = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el sentido estudiado (decimal).

N_{sl} = Número de carriles compartidos con giro a la izquierda y movimiento directo (carril).

N_t = Número de carriles exclusivos de movimiento directo (carril).

N_{sr} = Número de carriles compartidos con giro a la derecha y movimiento directo (carril).

Si el número de carriles de movimiento directo en el acceso de la intersección estudiada ($=N_{sl}+ N_t+ N_{sr}$) es igual a 1,0, entonces $P_L = P_{lt}$. Si el número de vehículos que giran a la derecha tienen un carril exclusivo de giro, entonces P_{lt} debe ser igual a cero en la ecuación ($R=...$) y en todas las ecuaciones subsecuentes.

5. Calcular proporción de giros derechos en el carril externo.

$$P_R = P_{rt} \frac{\frac{s_1}{1800} + N_{sl} + N_t + N_{sr} - 1}{P_{rt} \left(\frac{s_1}{1800} + N_{sl} + N_t + N_{sr} - 2 \right) (E_{R,m} - 1)} \leq 1,0 \quad (22)$$

Donde:

P_R = Proporción de giros derechos en carril externo movimiento directo.

P_{rt} = Proporción de vehículos que giran a la derecha en el sentido estudiado (decimal).

s_1 = Flujo de saturación para el carril interno (veh/h/carril).

$E_{R,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un giro derecho protegido.

N_{sl} = Número de carriles compartidos con giro a la izquierda y movimiento directo (carril).

N_t = Número de carriles exclusivos de movimiento directo (carril).

N_{sr} = Número de carriles compartidos con giro a la derecha y movimiento directo (carril).

$$s_1 = \frac{1800(1 + P_L I_t)}{1 + P_L (E_{L1,m} - 1)(P_L E_{L1,m} I_t)} \quad (23)$$

Donde:

s_1 = Flujo de saturación para el carril interno (veh/h/carril).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

I_t = Indicador variable.

$E_{L1,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un giro izquierdo permitido.

Si el número de carriles de movimiento directo en el acceso de la intersección estudiada ($=N_{sl} + N_t + N_{sr}$) es igual a 1,0, entonces $P_R = P_{rt}$.

6. Calcular flujos del carril interno y externo.

$$v_1 = \frac{v_{1t}}{P_L} \quad (24)$$

Donde:

v_1 = Flujo para el carril interno (veh/h/carril).

v_{lt} = Flujo de demanda de giro a la izquierda (veh/h).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

Si $P_R > 0,0$

$$v_n = \frac{v_{rt}}{P_R} \quad (25)$$

Donde:

v_n = Flujo de demanda para el carril externo (veh/h/carril).

v_{rt} = Flujo de demanda de giro a la derecha (veh/h).

P_R = Proporción de giros derechos en carril externo movimiento directo.

Si $P_R = 0,0$

$$v_n = \frac{v_{lt} + v_{th} + v_{rt} - v_1}{N_{sl} + N_t + N_{sr} - 1} \quad (26)$$

Donde:

v_n = Flujo de demanda para el carril externo (veh/h/carril).

v_1 = Flujo para el carril interno (veh/h/carril).

v_{lt} = Flujo de demanda de giro a la izquierda (veh/h).

v_{th} = Flujo de demanda de movimiento directo (veh/h).

v_{rt} = Flujo de demanda de giro a la derecha (veh/h).

N_{sl} = Número de carriles compartidos con giro a la izquierda y movimiento directo (carril).

N_t = Número de carriles exclusivos de movimiento directo (carril).

N_{sr} = Número de carriles compartidos con giro a la derecha y movimiento directo (carril).

7. Calcular flujo del carril intermedio.

Si hay más de dos carriles acceso de la intersección estudiada, entonces se debe utilizar la siguiente ecuación para estimar el flujo en los carriles intermedios.

$$v_i = \frac{v_{lt} + v_{th} + v_{rt} - v_1 - v_n}{N_{sl} + N_t + N_{sr} - 2} \quad (27)$$

Donde:

v_i = Flujo para un carril i (veh/h/carril).

v_n = Flujo de demanda para el carril exteno (veh/h/carril).

v_1 = Flujo para el carril interno (veh/h/carril).

v_{lt} = Flujo de demanda de giro a la izquierda (veh/h).

v_{th} = Flujo de demanda de movimiento directo (veh/h).

v_{rt} = Flujo de demanda de giro a la derecha (veh/h).

N_{sl} = Número de carriles compartidos con giro a la izquierda y movimiento directo (carril).

N_t = Número de carriles exclusivos de movimiento directo (carril).

N_{sr} = Número de carriles compartidos con giro a la derecha y movimiento directo (carril).

8. Calcular capacidad de convergencia.

$$c_{mg} = \frac{v_2 e^{-v_2 t_{lc}/3600}}{1 - e^{-v_2 t_{lc}/3600}} \quad (28)$$

Donde:

c_{mg} = Capacidad de convergencia (veh/h).

v_2 = Flujo en el carril adyacente de movimiento directo (veh/h/carril).

t_{lc} = Intervalo crítico de convergencia (s). $t_{lc} = 3,7$ s

9. Calcular demora por convergencia de vehículos.

$$d_{mg} = 3600 \left(\frac{1}{c_{mg}} - \frac{1}{1800} \right) + 900T \left[\frac{v_{mg}}{c_{mg}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_{mg}}{c_{mg}} - 1 \right)^2 + \frac{8v_{mg}}{c_{mg}^2 T}} \right] \quad (29)$$

Donde:

d_{mg} = Demora por convergencia de vehículos (s/veh).

c_{mg} = Capacidad de convergencia (veh/h).

v_{mg} = Flujo de convergencia (veh/h/carril).

T = Duración del período de análisis (h).

$$v_{mg} = v_1 - v_{lt} \geq 0,0 \quad (30)$$

Donde:

v_{mg} = Flujo de convergencia (veh/h/carril).

v_1 = Flujo para el carril interno (veh/h/carril).

v_{lt} = Flujo de demanda de giro a la izquierda (veh/h).

10. Calcular capacidad el carril interno.

$$c_{nm} = \frac{1800(1 + P_L)}{1 + P_L(E_{L1} - 1) + (P_L E_{L1})} \quad (31)$$

Donde:

c_{nm} = Capacidad de no convergencia para el carril interno (veh/h).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

E_{L1} = Número equivalente de vehículos directos para un giro izquierdo permitido.

11. Calcular demora por vehículos que no convergen.

$$d_{nm} = 3600 \left(\frac{1}{c_{nm}} - \frac{1}{1800} \right) + 900T \left[\frac{v_1}{c_{nm}} - 1 + \sqrt{\left(\frac{v_1}{c_{nm}} - 1 \right)^2 + \frac{8v_1}{c_{nm}^2 T}} \right] \quad (32)$$

Donde:

d_{nm} = Demora por no convergencia en el carril interno (s/veh).

c_{nm} = Capacidad de no convergencia para el carril interno (veh/h).

v_1 = Flujo para el carril interno (veh/h/carril).

T = Duración del período de análisis (h).

12. Calcular demora de vehículos en el carril interno.

$$d_{t,1} = \min(d_{nm}, d_{mg}) \quad (33)$$

Donde:

$d_{t,1}$ = Demora promedio en el carril interno (s/veh).

d_{nm} = Demora por no convergencia en el carril interno (s/veh).

d_{mg} = Demora por convergencia de vehículos (s/veh).

13. Calcular la probabilidad de sobreflujo en el almacenamiento de giro izquierdo.

$$p_{ov} = \left(\frac{v_{lt}}{c_l} \right)^{N_{qx,lt}+1} \quad (34)$$

Donde:

p_{ov} = Probabilidad de sobreflujo en el almacenamiento de giro izquierdo (decimal).

v_{lt} = Flujo de demanda de giro a la izquierda (veh/h).

c_l = Capacidad de un movimiento de giro izquierdo con operación permitida (veh/h).

$N_{q_x,lt}$ = Almacenaje máximo de cola para el movimiento de giro izquierdo (veh).

$$N_{q_x,lt} = \frac{N_{lt}L_{a,lt}}{L_h} \quad (35)$$

Donde:

$N_{q_x,lt}$ = Almacenaje máximo de cola para el movimiento de giro izquierdo (veh).

N_{lt} = Número de carriles en la bahía de giro izquierdo (carril).

$L_{a,lt}$ = Almacenaje de cola disponible para el movimiento de giro izquierdo (ft/carril).

L_h = Espaciamiento promedio de vehículos in la cola estacionaria (ft/veh).

$$L_h = L_{pc}(1 - 0,01P_{HV}) + 0,01L_{HV}P_{HV} \quad (36)$$

Donde:

L_h = Espaciamiento promedio de vehículos en la cola estacionaria (ft/veh).

L_{pc} = Longitud de almacenamiento del carril para vehículos de turismo (ft).

$L_{pc} = 25$ ft

P_{HV} = Porcentaje de vehículos pesados en el grupo de movimiento correspondiente (%)

L_{HV} = Longitud de almacenamiento del carril para vehículos pesados (ft). $L_{HV} = 45$ ft

14. Calcular la demora debido a giros a la derecha.

Con los valores obtenidos mediante el uso de las ecuaciones anteriores se calcula la demora debido a giros izquierdos.

2.1.2.3.2. Demora debido a giros derechos.

Esta demora es calculada usando la siguiente ecuación:

$$d_{ap,r} = 0,67 d_{ttr} \frac{P_{rt}}{1 - P_{lt} - P_{rt}} \quad (37)$$

Donde:

$d_{ap,r}$ = Demora debido a giros derechos (s/veh).

d_{ttr} = Demora por maniobra de giro a la derecha (s/veh).

P_{rt} = Proporción de vehículos que giran a la derecha en el sentido estudiado (decimal).

P_{lt} = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el sentido estudiado (decimal).

Como se muestra en la ecuación anterior, la demora debido a vehículos que giran a la derecha está basada en varias variables, las cuales se pueden estimar siguiendo los siguientes pasos:

1. Calcular la velocidad mínima para el primer vehículo.

$$u_m = 1,47S_f - r_d(H_1 - h_{|\Delta < h < H_1}) \geq u_{rt} \quad (38)$$

Donde:

u_m = Velocidad mínima del primer vehículo que es demorado (ft/s).

u_{rt} = Velocidad de giro a la derecha (ft/s). $u_{rt} = 20$ ft/s.

S_f = Velocidad de circulación libre (mi/h).

H_1 = Intervalo máximo que el primer vehículo puede continuar demorado. (s/veh).

$h_{|\Delta < h < H_1}$ = Intervalo promedio entre los intervalos Δ y H_1 (s/veh).

r_d = Tasa de desaceleración (ft/s²). $r_d = 6,7$ ft/s²

$$h_{|\Delta < h < H_1} = \frac{1}{\lambda} + \frac{\Delta - H_1 e^{-\lambda(H_1 - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda(H_1 - \Delta)}} \quad (39)$$

Donde:

$h_{|\Delta < h < H_1}$ = Intervalo promedio entre los intervalos Δ y H_1 (s/veh).

λ = Parámetro de flujo (veh/s).

Δ = Intervalo de flujo de vehículos agrupado (s/veh). $\Delta = 1,5$ s/veh.

H_1 = Intervalo máximo que el primer vehículo puede continuar demorado. (s/veh).

$$H_1 = \frac{1,47S_f - u_{rt}}{r_d} + t_{cl} + \frac{L_h}{1,47S_f} \geq \Delta \quad (40)$$

Donde:

H_1 = Intervalo máximo que el primer vehículo puede continuar demorado. (s/veh).

S_f = Velocidad de circulación libre (mi/h).

u_{rt} = Velocidad de giro a la derecha (ft/s). $u_{rt} = 20$ ft/s.

r_d = Tasa de desaceleración (ft/s²). $r_d = 6,7$ ft/s²

t_{cl} = Intervalo crítico de convergencia (s). $t_{lc} = 3,7$ s

L_h = Espaciamiento promedio de vehículos en la cola estacionaria (ft/veh).

Δ = Intervalo de flujo de vehículos agrupado (s/veh). $\Delta = 1,5$ s/veh.

$$\lambda = \frac{1}{\frac{1}{q_n} - \Delta} \quad (41)$$

Donde:

λ = Parámetro de flujo (veh/s).

Δ = Intervalo de flujo de vehículos agrupado (s/veh). $\Delta = 1,5$ s/veh.

q_n = Flujo del carril externo (veh/s).

$$q_n = \frac{v_n}{3600} \quad (42)$$

Donde:

q_n = Flujo del carril externo (veh/s).

v_n = Flujo para el carril externo (veh/h/carril).

2. Calcular la demora del primer vehículo.

$$d_1 = \frac{(1,47S_f - u_m)}{2(1,47S_f)} \left(\frac{1}{r_d} + \frac{1}{r_a} \right) \quad (43)$$

Donde:

d_1 = demora condicional del primer vehículo (veh/s).

S_f = Velocidad de circulación libre (mi/h).

u_m = Velocidad mínima del primer vehículo que es demorado (ft/s).

r_d = Tasa de desaceleración (ft/s²). $r_d = 6,7 \text{ ft/s}^2$

r_a = Tasa de aceleración (ft/s²). $r_a = 3,5 \text{ ft/s}^2$

3. Calcular la demora del segundo vehículo.

$$d_2 = d_1 - (h_{l\Delta < h < H_2} - \Delta) \quad (44)$$

Donde:

d_2 = demora condicional del segundo vehículo (veh/s).

d_1 = demora condicional del primer vehículo (veh/s).

$h_{l\Delta < h < H_2}$ = Intervalo promedio entre los intervalos Δ y H_2 (s/veh).

Δ = Intervalo de flujo de vehículos agrupado (s/veh). $\Delta = 1,5$ s/veh.

$$h_{|\Delta < h < H_2} = \frac{1}{\lambda} + \frac{\Delta - H_2 e^{-\lambda(H_2 - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda(H_2 - \Delta)}} \quad (45)$$

Donde:

$h_{|\Delta < h < H_2}$ = Intervalo promedio entre los intervalos Δ y H_2 (s/veh).

λ = Parámetro de flujo (veh/s).

Δ = Intervalo de flujo de vehículos agrupado (s/veh). $\Delta = 1,5$ s/veh.

H_2 = Intervalo máximo que el segundo vehículo puede continuar demorado.
(s/veh).

$$H_2 = d_1 + \Delta \quad (46)$$

Donde:

H_2 = Intervalo máximo que el segundo vehículo puede continuar demorado.
(s/veh).

d_1 = demora condicional del primer vehículo (veh/s).

Δ = Intervalo de flujo de vehículos agrupado (s/veh). $\Delta = 1,5$ s/veh.

4. Calcular la demora del tercer vehículo.

$$d_i = d_{i-1} - (h_{i\Delta < h < H_i} - \Delta) \quad (47)$$

Donde:

d_i = Demora condicional del vehículo i ($i=3, 4, \dots$)

$$h_{i\Delta < h < H_i} = \frac{1}{\lambda} + \frac{\Delta - H_i e^{-\lambda(H_i - \Delta)}}{1 - e^{-\lambda(H_i - \Delta)}} \quad (48)$$

$$H_i = d_{i-1} + \Delta \quad (49)$$

Las variables están definidas previamente.

Este paso debe repetirse para el tercer y demás vehículos subsecuentes hasta que la demora calculada para el vehículo i sea menor que 0,1 s.

5. Calcular la demora por maniobra de giro a la derecha.

Esta demora para los primeros dos vehículos es calculada usando la siguiente ecuación:

$$d_{tir} = d_1(1 - e^{-\lambda(H_1 - \Delta)})(1 - P_R) + d_2(1 - e^{-\lambda(H_2 - \Delta)})(1 - e^{-\lambda(H_2 - \Delta)})(1 - P_R)^2 \quad (50)$$

Donde:

d_{ltr} = Demora por maniobra de giro derecho (veh/s).

d_1 = demora condicional del primer vehículo (veh/s).

λ = Parámetro de flujo (veh/s).

Δ = Intervalo de flujo de vehículos agrupado (s/veh). $\Delta = 1,5$ s/veh.

H_1 = Intervalo máximo que el primer vehículo puede continuar demorado.
(s/veh).

P_R = Proporción de giros derechos en carril externo movimiento directo.

d_2 = demora condicional del segundo vehículo (veh/s).

H_2 = Intervalo promedio entre los intervalos Δ y H_2 (s/veh).

Si tres o más vehículos son demorados, entonces es necesario agregar un término adicional a la ecuación anterior para cada vehículo subsecuente.

$$d_{ltr} = \sum_{i=1}^{\infty} \left[d_i * \prod_{j=1}^i (1 - e^{-\lambda(H_j - \Delta)}) (1 - P_R)^j \right] \quad (51)$$

Donde:

d_{ltr} = Demora por maniobra de giro derecho (veh/s).

Las demás variables están definidas previamente.

6. Calcular la demora debido a giros a la izquierda.

Con los valores obtenidos mediante el uso de las ecuaciones anteriores se calcula la demora debido a giros derechos.

2.1.2.4. Estimar demoras debido a otras fuentes.

Otros factores podrían causar que el conductor reduzca la velocidad o incurra en demora mientras viaja a lo largo del segmento. Por ejemplo un vehículo que ceda el paso a peatones, ciclistas en la vía, entre otros pueden causar demoras; si estas demoras son conocidas o estimadas por otros medios, entonces estas pueden ser incluidas en la ecuación para calcular el tiempo de recorrido.

2.1.2.5. Calcular tiempo de recorrido del segmento.

La siguiente ecuación es utilizada para calcular el tiempo de recorrido del segmento basado en consideraciones como: velocidad de circulación libre, la proximidad del vehículo, entre otros:

$$t_R = \frac{6,0 - l_1}{0,0025L} f_x + \frac{3600L}{5280S_f} f_v + \sum_{i=1}^{N_{ap}} d_{ap,i} + d_{other} \quad (52)$$

Donde:

t_R = Tiempo de recorrido en el segmento (s).

l_1 = Tiempo perdido en la puesta en marcha (s).

L = Longitud del segmento (ft).

f_x = Factor de ajuste por tipo de control.

v_{th} = Flujo de demanda para el movimiento directo (veh/h).

c_{th} = Capacidad del movimiento directo (veh/h).

$d_{ap,i}$ = Demora debido a movimientos de giro desde la calle hacia un punto de acceso i de la intersección (s/veh).

N_{ap} = Número de puntos de acceso influyentes a lo largo del segmento (puntos).

$N_{ap,s}$ = Número de puntos de acceso al lado derecho de la dirección de viaje estudiada (puntos).

$N_{ap,o}$ = Número de puntos de acceso al lado derecho en la dirección opuesta de viaje (puntos).

$p_{ap,it}$ = Proporción de $N_{ap,o}$ que puede ser accesada por un giro a la izquierda desde la dirección de viaje estudiada.

d_{other} = Demoras debido a otras fuentes (s/veh).

Tabla 12. Valores para el factor I_1 .

Tiempo perdido en la puesta en marcha (I_1)	
Tipo de control	Factor
Semáforo	2,0
Alto o ceda	2,5

Fuente: Transportation Research Board, 2010.

Tabla 13. Valores para el factor f_x .

Factor de ajuste por tipo de control (f_x)	
Tipo de control	Factor
Semáforo o alto	1,00
No controlado	0,00
Ceda	$\min(v_{th}/c_{th}, 1,00)$

Fuente: Transportation Research Board, 2010.

2.1.3. Determinar la proporción de llegada durante el verde.

Este paso aplica al límite corriente abajo de la intersección cuando la operación de un segmento urbano señalizado es evaluada. Si el límite corriente abajo de la intersección no es señalizado, entonces este paso es omitido.

Si la intersección corriente arriba no está señalizada o es señalizada pero no coordinado con el límite corriente abajo de la intersección, entonces la proporción de llegada durante el verde es igual a la relación verde efectivo-duración del ciclo.

Si los límites de la intersección son coordinados, entonces el cálculo de la proporción de llegada durante el verde es basado en la frecuencia de la señal en los límites corriente arriba y corriente abajo de la intersección. Sin embargo, si las los semáforos son accionados por el tránsito, entonces la estimación de la proporción de llegada durante el verde tiene un efecto sobre la frecuencia de la señal y la capacidad.

La proporción de vehículos que llegan durante la el periodo de verde efectivo para un específico grupo de carriles, es calculada con la siguiente ecuación:

$$P = \frac{n_s}{q_d C} \quad (53)$$

Donde:

P= Proporción de vehículos llegando durante la señal verde.

n_s = Conteo de llegada durante la señal verde (veh).

q_d = Flujo de llegada para un grupo de carriles corriente abajo (veh/s).

C = Ciclo del semáforo (s).

2.1.4. Determinar la duración de la fase de la señal.

Este paso aplica al límite corriente abajo de la intersección cuando la operación de un segmento urbano señalizado es evaluada. Si el límite corriente abajo de la intersección no es señalizado, entonces este paso es omitido.

Si el límite corriente abajo de la intersección tiene semáforos con periodos establecidos, entonces la duración de la fase de la señal es un dato de entrada conocido. Si la intersección tiene alguna forma de control accionada por el tránsito, entonces se pueden utilizar los otros procedimientos para estimar una duración de la fase promedio.

2.1.5. Determinar la demora a través del segmento.

La demora sufrida por los vehículos a través del segmento es la base para la estimación del tiempo de viaje. En este contexto los vehículos que circulan a través del segmento son aquellos que entran y salen del segmento. La demora se representa mediante la suma de de dos fuentes:

- Demora por control: se genera debido a los dispositivos de control de tránsito en los límites de la intersección.
- Demora por geometría: es resultado de la geometría de la intersección, tal como curvatura.

Si el movimiento directo no es controlado en el límite de la intersección, entonces la demora por control para este movimiento es 0,0 s/veh. La demora por geometría para intersecciones de tres o cuatro ramales se puede despreciar.

Si el segmento no está en un sistema coordinado la estimación de la demora debe estar basada en una operación aislada. Por otro lado si el segmento está dentro de un sistema coordinado, la metodología de intersecciones puede ser usada para determinar la demora a través del segmento.

Si el movimiento directo comparte uno o más carriles en un límite señalado de la intersección, entonces la demora a través del segmento, se calcula usando la siguiente ecuación:

$$d_t = \frac{d_{th} v_t N_t + d_{sl} v_{sl} (1 - P_L) + d_{sr} v_{sr} (1 - P_R)}{v_{th}} \quad (54)$$

Donde:

d_t = Demora a través del segmento (s/veh).

v_{th} = Flujo de demanda (veh/h).

d_{th} = Demora en un grupo de carriles con movimiento directo exclusivo (s/veh).

v_t = Flujo de demanda en un grupo de carriles con movimiento directo exclusivo (veh/h/carril).

N_t = Número de carriles en un grupo de carriles con movimiento directo exclusivo (carril).

d_{sl} = Demora en un grupo de carriles con movimientos directo y giro izquierdo compartido (s/veh).

v_{sl} = Flujo de demanda en un grupo de carriles con movimientos directo y giro izquierdo compartido (veh/h).

d_{sr} = Demora en un grupo de carriles con movimientos directo y giro derecho compartido (s/veh).

v_{sr} = Flujo de demanda en un grupo de carriles con movimientos directo y giro derecho compartido (veh/h).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en un carril compartido (decimal).

P_R = Proporción de vehículos que giran a la derecha en un carril compartido (decimal).

2.1.6. Determinar porcentaje de paradas a través del segmento.

El porcentaje de paradas se define como el número promedio de frenados totales por vehículo. El frenado total ocurre en una intersección con semáforo cuando un vehículo reduce su velocidad hasta cero como consecuencia de un cambio en la señal de verde a rojo, pero no necesariamente como respuesta directa de la observación de la señal roja. En una intersección sin semáforo, el frenado ocurre como consecuencia de un dispositivo de control usado para regular el tránsito.

El porcentaje de paradas para un acceso controlado por una señal de alto se puede asumir un valor igual a 1,0 alto/veh. El porcentaje de paradas para un acceso no controlado se puede asumir igual a 0,0 altos/veh. La razón de altos para un acceso controlado por una señal de ceda variará dependiendo de la demanda crítica. Esta última puede ser estimada con un valor igual a la relación volumen capacidad del movimiento directo en el límite de la intersección.

El porcentaje de paradas en un límite de una intersección con semáforo es calculada usando la siguiente ecuación:

$$h = 3600 \left(\frac{N_f}{\min \left(1, \frac{v_{th} C}{N_{th} Sg} \right) g_s} + \frac{N_{th} Q_{2+3}}{v_{th} C} \right) \quad (55)$$

Donde:

h = Razón de frenado total (altos/veh).

N_f = Número de vehículos completamente detenidos (veh/carril).

g = Tiempo verde efectivo (s).

s = Ajuste del flujo de saturación (veh/h/carril).

C = Ciclo del semáforo (s).

v_{th} = Flujo de demanda (veh/h).

N_{th} = Número de carriles (compartidos o exclusivos) (carril).

$$N_f = \frac{N_{f,t}N_t + N_{f,sl}(1 - P_L) + N_{f,sr}(1 - P_R)}{N_{th}} \quad (56)$$

Donde:

N_f = Número de vehículos completamente detenidos (veh/carril).

$N_{f,t}$ = Número de vehículos completamente detenidos en un grupo de carriles con movimiento directo exclusivo (veh/carril).

N_t = Número de carriles en un grupo de carriles con movimiento directo exclusivo (carril).

$N_{f,sl}$ = Número de vehículos completamente detenidos en un grupo de carriles con movimientos directo y giro izquierdo compartido (veh/carril).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en un carril compartido (decimal).

$N_{f,sr}$ = Número de vehículos completamente detenidos en un grupo de carriles con movimientos directo y giro derecho compartido (veh/carril).

P_R = Proporción de vehículos que giran a la derecha en un carril compartido (decimal).

N_{th} = Número de carriles (compartidos o exclusivos) (carril).

$$S = \frac{s_t N_t + s_{sl}(1 - P_L) + s_{sr}(1 - P_R)}{N_{th}} \quad (57)$$

Donde:

s = Flujo de saturación ajustado (veh/h/carril).

s_t = Flujo de saturación en un grupo de carriles con movimiento directo exclusivo (veh/h/carril).

N_t = Número de carriles en un grupo de carriles con movimiento directo exclusivo (carril).

s_{sl} = Flujo de saturación en un grupo de carriles con movimientos directo y giro izquierdo compartido con operación permitida (veh/h/carril).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en un carril compartido (decimal).

s_{sr} = Flujo de saturación en un grupo de carriles con movimientos directo y giro derecho compartido con operación permitida (veh/h/carril).

P_R = Proporción de vehículos que giran a la derecha en un carril compartido (decimal).

N_{th} = Número de carriles (compartidos o exclusivos) (carril).

$$Q_{2+3} = \frac{(Q_{2,t} + Q_{3,t})N_t + (Q_{2,sl} + Q_{3,sl})(1 - P_L) + (Q_{2,sr} + Q_{3,sr})(1 - P_R)}{N_{th}} \quad (58)$$

Donde:

Q_{2+3} = Longitud de cola máxima (veh/carril).

Q_{2t} = Segundo término de longitud de cola máxima para un grupo de carriles con movimiento directo exclusivo (veh/carril).

Q_{3t} = Tercer término de longitud de cola máxima para un grupo de carriles con movimiento directo exclusivo (veh/carril).

N_t = Número de carriles en un grupo de carriles con movimiento directo exclusivo (carril).

Q_{2sl} = Segundo término de longitud de cola máxima para un grupo de carriles con movimientos directo y giro izquierdo compartido (veh/carril).

Q_{3sl} = Tercer término de longitud de cola máxima para un grupo de carriles con movimientos directo y giro izquierdo compartido (veh/carril).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en un carril compartido (decimal).

Q_{2sr} = Segundo término de longitud de cola máxima para un grupo de carriles con movimientos directo y giro derecho compartido (veh/carril).

Q_{3sr} = Tercer término de longitud de cola máxima para un grupo de carriles con movimientos directo y giro derecho compartido (veh/carril).

P_R = Proporción de vehículos que giran a la derecha en un carril compartido (decimal).

N_{th} = Número de carriles (compartidos o exclusivos) (carril).

2.1.7. Determinar velocidad de viaje.

Para calcular la velocidad de viaje para la dirección de viaje estudiada a lo largo del segmento, se utiliza la siguiente ecuación:

$$S_{T,seg} = \frac{3600L}{5280(t_R + d_t)} \quad (59)$$

Donde:

$S_{T,seg}$ = Velocidad de viaje para el segmento (mi/h).

L = Longitud del segmento (ft).

t_R = Tiempo de recorrido del segmento (s).

d_t = Demora a través del segmento (s/veh).

2.1.8. Determinar razón de parada espacial.

Para calcular la proporción de parada espacial para la dirección de viaje estudiada a lo largo del segmento, se utiliza la siguiente ecuación:

$$H_{seg} = 5280 \frac{h + h_{Other}}{L} \quad (60)$$

Donde:

H_{seg} = Razón de parada espacial (altos/mi).

h = Razón de frenado total (altos/veh).

h_{Other} = Razón de frenado total por otras fuentes (altos/veh).

L = Longitud del segmento (ft).

2.1.9. Determinar nivel de servicio.

El nivel de servicio se debe determinar para ambas direcciones de viaje a lo largo del segmento. Este está definido por dos medidas de desempeño, una de ellas es la velocidad de viaje, expresada como un porcentaje de la velocidad base de circulación libre y la segunda es la relación volumen capacidad para el movimiento directo en el límite corriente abajo de la intersección.

Tabla 14. Nivel de servicio para segmentos urbanos.

Nivel de servicio		
Velocidad de viaje (%)	Relación volumen-capacidad	
	$\leq 1,0$	$> 1,0$
>85	A	F
>67-85	B	F
>50-67	C	F
>40-50	D	F
>30-40	E	F
≤ 30	F	F

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 17-7.

2.2. Facilidades urbanas

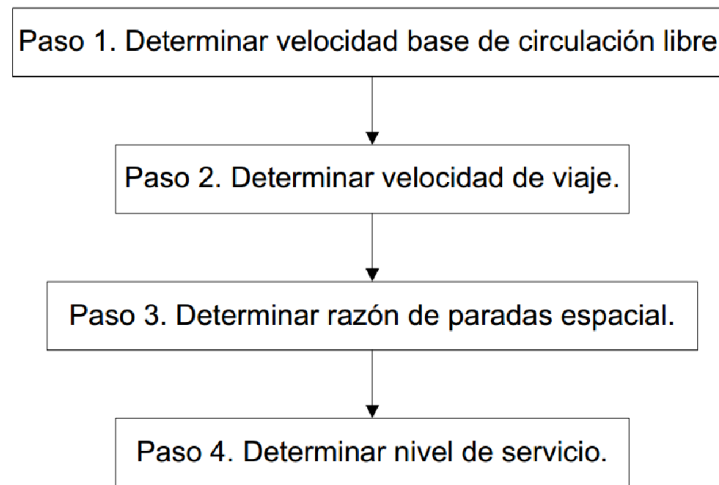


Figura 16. Metodología para el análisis operacional de facilidades urbanas.
Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 16-16.

2.2.1. Determinar velocidad base de circulación libre.

La velocidad de circulación libre para la facilidad es la base para determinar el nivel de servicio. Esta se calcula para cada uno de los segmentos usando los procedimientos descritos anteriormente; para obtener la velocidad de circulación libre para la facilidad se utiliza la siguiente ecuación:

$$S_{fo,F} = \frac{\sum_{i=1}^m L_i}{\sum_{i=1}^m \frac{L_i}{S_{fo,i}}} \quad (61)$$

Donde:

$S_{fo,F}$ = Velocidad de circulación libre para la facilidad (mi/h).

L_i = Longitud del segmento (ft).

m = Número de segmentos en la facilidad.

$S_{fo,i}$ = Velocidad base de circulación libre para el segmento i (mi/h).

2.2.2. Determinar velocidad de viaje.

La velocidad de viaje para la facilidad es la relación entre la longitud de la misma y el tiempo de viaje a través de ella. Esta representa una velocidad promedio equivalente para el flujo de tránsito que expresa la velocidad de recorrido a lo largo de la calle y contemplando alguna demora que pueda ocurrir en los límites de la intersección. La velocidad de viaje para la facilidad es calculada usando la siguiente ecuación:

$$S_{T,F} = \frac{\sum_{i=1}^m L_i}{\sum_{i=1}^m \frac{L_i}{S_{T,seg,i}}} \quad (62)$$

Donde:

$S_{T,F}$ = Velocidad de viaje para la facilidad (mi/h).

L_i = Longitud del segmento (ft).

$S_{T,seg,i}$ = Velocidad de viaje a través de un segmento i (mi/h).

2.2.3. Determinar porcentaje de paradas espacial.

El porcentaje de paradas espacial para una facilidad es la relación entre el recuento de las paradas y la longitud de la misma. Esta relaciona el número de frenados totales cometidos por el promedio de vehículos en la distancia recorrida. El porcentaje de paradas espacial es calculada utilizando la siguiente ecuación:

$$H_F = \frac{\sum_{i=1}^m H_{seg,i} L_i}{\sum_{i=1}^m L_i} \quad (63)$$

Donde:

H_F = Razón de parada espacial para la facilidad (altos/mi).

L_i = Longitud del segmento (ft).

$H_{seg,i}$ = Tasa de parada espacial para un segmento i (altos/mi).

Paso 4. Determinar nivel de servicio.

Este es determinado en ambas direcciones a lo largo de toda la facilidad, este es definido por la velocidad de viaje, expresada como un porcentaje de la velocidad base de flujo libre. Para determinar el nivel de servicio también es relevante calcular la relación volumen-capacidad para el movimiento directo en el límite corriente abajo de la intersección. Hay que ser cautelosos con la interpretación de estos resultados, ya que pueden sugerir una operación aceptable, cuando en realidad algunos segmentos pueden estar operando a un nivel de servicio inaceptable.

Tabla 15. Nivel de servicio para facilidades urbanas.

Nivel de servicio		
Velocidad de viaje (%)	Relación volumen-capacidad	
	≤1,0	>1,0
>85	A	F
>67-85	B	F
>50-67	C	F
>40-50	D	F
>30-40	E	F
≤30	F	F

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p 16-8.

2.3. Intersecciones con semáforo

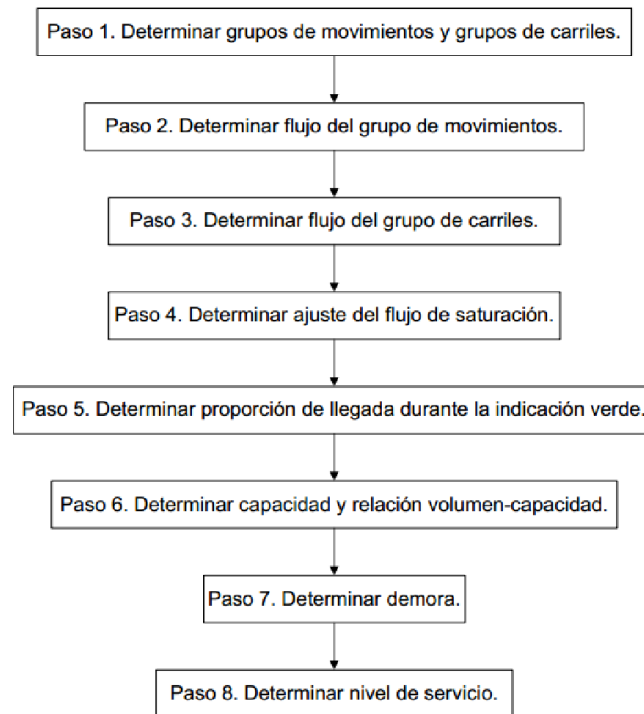


Figura 17. Metodología para el análisis operacional de intersecciones con semáforo.
Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 18-32.

2.3.1. Determinar grupos de movimientos y grupos de carriles.

La metodología para intersecciones señalizadas usa los conceptos de grupos de movimientos y grupos de carriles para describir y evaluar el funcionamiento de la intersección, estos dos conceptos son muy similares. La diferencia surge solamente cuando un carril compartido en el acceso tiene dos o más carriles.

Para determinar grupos de movimientos en una intersección se utilizan las siguientes reglas:

- Giros que sean ejercidos por uno o más carriles exclusivos y carriles no compartidos, deben ser designados como un grupo de movimientos.

- Cualquier carril no asignado a un grupo por la regla previa, debe ser combinado dentro de un grupo de movimientos.

Es concepto de grupos de carriles es muy útil cuando hay carriles compartidos en el acceso que tienen dos o más carriles. Muchos procedimientos dentro de la metodología requiere indicar si los carriles compartidos están al servicio de una mezcla de vehículos o funcionan como un carril exclusivo de giro. Por esta razón se debe calcular la proporción de giros en el carril compartido, si esta proporción es igual a 1,0, entonces se considera que el carril compartido opera como un carril exclusivo de giro.

Para determinar los grupos de carriles en una intersección se utilizan las siguientes reglas:

- Un carril o carriles exclusivos para giros izquierdos, deben ser designados como un grupo de carriles.
- De la misma manera que la regla anterior un carril o carriles exclusivos para giros derechos.
- Cualquier carril compartido, deben ser designados como un grupo de carriles.
- Cualquier carril o carriles que no sean exclusivos para giros o carriles compartidos, deben ser designados como un grupo de carriles.

Para el acceso en una intersección los posibles grupos de carriles resultantes de la aplicación de estas reglas son los siguientes:

- Carril o carriles exclusivos para giro izquierdo.
- Carril o carriles exclusivos para giro derecho.
- Carril o carriles exclusivos para movimiento directo.
- Carril compartido para giro izquierdo y movimiento directo.
- Carril compartido para giro derecho y giro izquierdo.
- Carril compartido para giro derecho y movimiento directo.
- Carril compartido para giro izquierdo, movimiento directo y giro derecho.

Tabla 16. Determinación de grupos de movimientos y grupos de carriles.

Número de carriles	Movimientos por carril	Representación gráfica	Grupo de movimientos	Grupo de carriles
1	Izquierdo, directo y derecha		1	1
2	Izquierdo exclusivo		2	2
	Directo y derecha			
2	Izquierdo y directo		1	2
	Directo y derecha			
3	Izquierdo exclusivo		2	3
	Directo			
	Directo y derecha			

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 18-34.

2.3.2. Determinar flujo del grupo de movimiento.

Una vez determinados los grupos de movimientos siguientes las reglas establecidas en el paso anterior, se procede a asignar los flujos a cada uno de los grupos.

2.3.3. Determinar flujo del grupo de carriles.

Una vez separados los grupos de carriles, se procede a determinar los flujos de cada uno de los grupos. Si no hay carriles compartidos en el acceso de la intersección o el acceso tiene solamente un carril, hay una correspondencia 1 a 1 entre el grupo de carriles y el grupo de movimientos, en esta situación, el flujo será igual para ambos.

El procedimiento descrito a continuación es generalizado así que puede ser aplicado para cualquier acceso en una intersección con semáforo con cualquier combinación de carriles exclusivos o compartidos. Al menos debe existir un carril

compartido y el acceso debe tener dos o más carriles ejerciendo dos o más movimientos de tránsito.

2.3.3.1. Calcular vehículos equivalente modificados.

$$E_{L,m} = (E_L - 1)P_{ic} + 1 \quad (64)$$

Donde:

$E_{L,m}$ = Número equivalente de vehículos directos modificados para un vehículo que gira a la izquierda en modo protegido.

E_L = Número equivalente de vehículos directos para un vehículo que gira a la izquierda en modo protegido.

P_{ic} = Probabilidad de cambio de carril.

$$E_{L1,m} = \left(\frac{E_{L1}}{f_{Lpb}} - 1 \right) P_{ic} + 1 \quad (65)$$

Donde:

$E_{L1,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un vehículo que gira a la izquierda en modo permitido.

E_{L1} = Número equivalente de vehículos directos para un vehículo que gira a la izquierdo en modo permitido.

P_{ic} = Probabilidad de cambio de carril.

f_{Lpb} = Factor de ajuste por grupo peatones para giros izquierdos.

$$E_{L1} = \frac{s_o}{s_p} \quad (66)$$

Donde:

E_{L1} = Número equivalente de vehículos directos para un vehículo que gira a la izquierda en modo permitido.

s_o = Flujo base de saturación (vl/h/carril).

s_p = Flujo de saturación de un giro a la izquierda con operación permitida (veh/h/carril).

$$s_p = \frac{v_o e^{-\frac{v_o t_{cg}}{3600}}}{1 - e^{-\frac{v_o t_{fh}}{3600}}} \quad (67)$$

Donde:

s_p = Flujo de saturación de un giro a la izquierda con operación permitida (veh/h/carril).

v_o = Flujo de demanda opuesto (veh/h).

t_{cg} = Intervalo crítico (s). $t_{cg} = 4,5$ s

t_{fh} = Intervalo de seguimiento (s).

$$E_{L2,m} = \left(\frac{E_{L2}}{f_{Lpb}} - 1 \right) P_{lc} + 1 \quad (68)$$

Donde:

$E_{L2,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un vehículo que gira a la izquierda en modo permitido cuando se opone por una cola en un acceso de un carril.

E_{L1} = Vehículos directos equivalentes para un vehículo que gira a la izquierda en modo permitido, cuando ese oponen por una cola en un acceso de un carril.

P_{lc} = Probabilidad de cambio de carril.

f_{Lpb} = Factor de ajuste por grupo peatones para giros izquierdos.

$$E_{L2} = \frac{1 - (1 - P_{lto})^{n_q}}{P_{lto}} \geq 1,0 \quad (69)$$

Donde:

E_{L2} = Vehículos directos equivalentes para un vehículo que gira a la izquierda en modo permitido cuando ese oponen por una cola en un acceso de un carril.

P_{lto} = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el flujo de tránsito opuesto (decimal).

n_q = Número máximo de vehículos opuestos que podrían llegar después de g_f y antes de g_u (veh).

$$n_q = 0,5(g_p - g_u - g_f) \geq 0,0 \quad (70)$$

Donde:

n_q = Número máximo de vehículos opuestos que podrían llegar después de g_f y antes de g_u (veh).

g_p = Tiempo de verde efectivo para giros izquierdas con operación permitida (s).

g_f = Tiempo antes de que el primer vehículo que gira a la izquierda llegue y bloquee el carril compartido (s).

Esta ecuación es aplicable cuando los vehículos que giran a la izquierda en modo permitido están opuestos por una cola en un acceso de un carril.

Si el acceso que tiene un carril compartido por giros izquierdos y derechos, entonces para calcular el flujo de demanda promedio por carril (con $N_{lr}=1,0$) se utiliza la siguiente ecuación:

$$v_{app} = \frac{(v_{lt} + v_{rt})}{N_{lr}} \quad (71)$$

Donde:

v_{app} = Flujo de demanda promedio por carril de movimiento directo (veh/h/carril).

v_{lt} = Flujo de demanda para giro izquierdo (veh/h).

v_{rt} = Flujo de demanda para giro derecho (veh/h).

N_{lr} = Número de carriles en un grupo de carriles compartidos por giros izquierdos y derechos (carril).

Los vehículos equivalente modificados para un giro a la derecha permitido se calculan con la siguiente ecuación:

$$E_{R,m} = \left(\frac{E_R}{f_{Rpb}} - 1 \right) P_{lc} + 1 \quad (72)$$

Donde:

$E_{R,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un vehículo que gira a la derecha en modo protegido.

E_R = Número equivalente de vehículos directos para un vehículo que gira a la derecha en modo protegido.

P_{lc} = Probabilidad de cambio de carril.

f_{Rpb} = Factor de ajuste por grupo peatones para giros derechos.

2.3.3.2. Estimar el flujo en un grupo de carriles con carriles compartidos.

Este procedimiento requiere una estimación inicial del flujo de demanda para cada movimiento de tránsito en cada grupo de carriles con carriles compartidos en el acceso estudiado.

- Para carriles compartidos sirviendo a vehículos directos y que giran a la izquierda, el flujo de giros izquierdos en el carril compartido $v_{sl,lt}$ es estimado inicialmente como 0,0 veh/h y el flujo total para el grupo de carriles v_{sl} es estimado igual al flujo de demanda promedio por carril v_{app} .
- Para carriles compartidos sirviendo a vehículos directos y que giran a la derecha, el flujo de giros derechos en el carril compartido $v_{sl,rt}$ es estimado inicialmente como 0,0 veh/h y el flujo total para el grupo de carriles v_{sr} es estimado igual al flujo de demanda promedio por carril v_{app} .

2.3.3.3. Calcular flujo para un grupo de carriles exclusivos.

El flujo de demanda en un carril exclusivo para giros izquierdos, se calcula de la siguiente manera:

$$v_l = \frac{v_{lt} - v_{sl,lt}}{N_l} \geq 0,0 \quad (73)$$

Donde:

v_l = Flujo de demanda en un grupo de carriles exclusivos para giro izquierdo (veh/h).

v_{lt} = Flujo de demanda para giro izquierdo (veh/h).

$v_{sl,lt}$ = Flujo de giros izquierdos en un grupo de carriles compartidos (veh/h/carril).

N_l = Número de carriles en un grupo de carriles exclusivos para giro izquierdo (carril).

El flujo de demanda en un carril exclusivo para giros derechos, se calcula de la siguiente manera:

$$v_r = \frac{v_{rt} - v_{sr,rt}}{N_r} \geq 0,0 \quad (74)$$

Donde:

v_r = Flujo de demanda en un grupo de carriles exclusivos para giro derecho (veh/h).

v_{rt} = Flujo de demanda para giro derecho (veh/h).

$v_{sr,rt}$ = Flujo de giros derechos en un grupo de carriles compartidos (veh/h/carril).

N_r = Número de carriles en un grupo de carriles exclusivos para giro derecho (carril).

El flujo de demanda en un carril directo exclusivo, se calcula de la siguiente manera:

$$v_t = \frac{v_{th} - v_{sl,lt} - v_{sr,rt}}{N_t} \geq 0,0 \quad (75)$$

Donde:

v_t = Flujo de demanda en un grupo de carriles directos exclusivos (veh/h).

v_{th} = Flujo de demanda directo (veh/h).

$v_{sl,lt}$ = Flujo de giros izquierdos en un grupo de carriles compartidos (veh/h/carril).

$v_{sr,rt}$ = Flujo de giros derechos en un grupo de carriles compartidos (veh/h/carril).

N_t = Número de carriles en un grupo de carriles directos exclusivos (carril).

2.3.3.4. Calcular proporción de giros en el grupo de carriles con carriles compartidos.

La proporción de vehículos que giran a la izquierda en un carril compartido por giro izquierdo y movimientos directo, se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_L = \frac{v_{sl,lt}}{v_{sl}} \leq 1,0 \quad (76)$$

Donde:

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

$v_{sl,lt}$ = Flujo de giros izquierdos en un grupo de carriles compartidos (veh/h/carril).

v_{sl} = Flujo de demanda en un grupo de carriles compartidos por giro izquierdo y movimiento directo (veh/h).

De igual manera se procede para calcular la proporción de vehículos que giran a la derecha:

$$P_R = \frac{v_{sr,rt}}{v_{sr}} \leq 1,0 \quad (77)$$

Donde:

P_R = Proporción de vehículos que giran a la derecha en el carril compartido (decimal).

$v_{sr,rt}$ = Flujo de giros derechos en un grupo de carriles compartidos (veh/h/carril).

v_{sr} = Flujo de demanda en un grupo de carriles compartidos por giro derecho y movimiento directo (veh/h).

La proporción de vehículos que giran a la izquierda en un carril compartido por giros izquierdos y derechos, se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_L = \frac{v_{sl,lt}}{v_{lr}} \leq 1,0 \quad (78)$$

Donde:

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

$v_{sl,lt}$ = Flujo de giros izquierdos en un grupo de carriles compartidos (veh/h/carril).

v_{lr} = Flujo de demanda en un grupo de carriles compartidos por giros izquierdos y derechos (veh/h).

De igual manera se procede para calcular la proporción de vehículos que giran a la derecha:

$$P_R = \frac{v_{sr,rt}}{v_{lr}} \leq 1,0 \quad (79)$$

Donde:

P_R = Proporción de vehículos que giran a la derecha en el carril compartido (decimal).

$v_{sr,rt}$ = Flujo de giros derechos en un grupo de carriles compartidos (veh/h/carril).

v_{lr} = Flujo de demanda en un grupo de carriles compartidos por giros izquierdos y derechos (veh/h).

2.3.4. Determinar ajuste del flujo de saturación.

En este paso se determina el flujo de saturación ajustado para carril de cada grupo de carriles, este cálculo refleja el efecto de varios factores que ajustan el valor de flujo base de saturación para condiciones específicas presentes en el acceso estudiado de la intersección.

El flujo de saturación para un grupo de carriles compartido por giro a la izquierda y movimiento directo, se calcula con la siguiente ecuación:

$$s_{sl} = \frac{s_{th}}{g_p} \left(g_f + \frac{g_{diff}}{1 + P_L(E_{L2,m} - 1)} + \frac{\min(g_p - g_f, g_u)}{1 + P_L(E_{L1,m} - 1)} \right) \geq s_{sl,min} \quad (80)$$

Donde:

s_{sl} = Flujo de saturación en un grupo de carriles compartido por giro izquierdo y movimiento directo con operación permitida (veh/h/carril).

s_{th} = Flujo de saturación de un carril directo exclusivo (veh/h/carril).

g_p = Tiempo de verde efectivo para giros izquierdas con operación permitida (s).

g_f = Tiempo antes de que el primer vehículo que gira a la izquierda llegue y bloquee el carril compartido (s).

g_{diff} = Tiempo de servicio suplementario para un acceso con solamente un carril compartido (s).

g_u = Duración del tiempo de verde para un giro izquierdo con operación permitida que no está bloqueado por una cola opuesta (s).

$E_{L1,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un vehículo que gira a la izquierda en modo permitido.

$E_{L2,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un vehículo que gira a la izquierda en modo permitido cuando se opone por una cola en un acceso de un carril.

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

$$s_{th} = s_o f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a \quad (81)$$

Donde:

s_{th} = Flujo de saturación de un carril directo exclusivo (veh/h/carril).

s_o = Flujo base de saturación (vl/h/carril).

f_w = Factor de ajuste por ancho de carril.

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados.

f_g = Factor de ajuste por pendiente.

f_p = Factor de ajuste por parqueos.

f_{bb} = Factor de ajuste por bloqueo de autobús.

f_a = Factor de ajuste por tipo de área.

$$s_{sl,min} = (1 + P_L) \frac{3600}{g_p} \quad (82)$$

Donde:

$s_{sl,min}$ = Flujo de saturación mínimo en un grupo de carriles compartido por giro izquierdo y movimiento directo con operación permitida (veh/h/carril).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

g_p = Tiempo de verde efectivo para giros izquierdas con operación permitida (s).

$$g_{diff} = g_p - g_u - g_f \geq 0,0 \quad (83)$$

Donde:

g_{diff} = Tiempo de servicio suplementario para un acceso con solamente un carril compartido (s).

g_p = Tiempo de verde efectivo para giros izquierdas con operación permitida (s).

g_u = Duración del tiempo de verde para un giro izquierdo con operación permitida que no está bloqueado por una cola opuesta (s).

g_f = Tiempo antes de que el primer vehículo que gira a la izquierda llegue y bloquee el carril compartido (s).

El flujo de saturación para un grupo de carriles compartido por giro a la derecha y movimiento directo, se calcula con la siguiente ecuación:

$$s_{sr} = \frac{s_{th}}{1 + P_R(E_{R,m} - 1)} \quad (84)$$

Donde:

s_{sr} = Flujo de saturación en un grupo de carriles compartido por giro derecho y movimiento directo con operación permitida (veh/h/carril).

s_{th} = Flujo de saturación de un carril directo exclusivo (veh/h/carril).

P_R = Proporción de vehículos que giran a la derecha en el carril compartido (decimal).

$E_{R,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un vehículo que gira a la derecha en modo protegido.

El flujo de saturación para un grupo de carriles sirviendo a vehículos que giran a la izquierda en un carril exclusivo, se calcula con la siguiente ecuación:

$$s_l = \frac{s_{lt}}{g_p} \left(\frac{\min(g_p, g_u)}{1 + (E_{L1,m} - 1)} \right) \quad (85)$$

Donde:

s_l = Flujo de saturación en un grupo de carriles exclusivos para giro a la izquierda con operación permitida (veh/h/carril).

s_{lt} = Flujo de saturación en un carril exclusivo para giro a la izquierda con operación protegida (veh/h/carril).

g_p = Tiempo de verde efectivo para giros izquierdas con operación permitida (s).

g_u = Duración del tiempo de verde para un giro izquierdo con operación permitida que no está bloqueado por una cola opuesta (s).

$E_{L1,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un vehículo que gira a la izquierda en modo permitido.

$$s_{lt} = s_o f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} \quad (86)$$

Donde:

s_{lt} = Flujo de saturación de un carril exclusivo para giro a la izquierda con operación permitida (veh/h/carril).

s_o = Flujo base de saturación (vl/h/carril).

f_w = Factor de ajuste por ancho de carril.

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados.

f_g = Factor de ajuste por pendiente.

f_p = Factor de ajuste por parqueos.

f_{bb} = Factor de ajuste por bloqueo de autobús.

f_a = Factor de ajuste por tipo de área.

f_{LU} = Factor de ajuste por utilización del carril.

f_{LT} = Factor de ajuste por giros izquierdos.

El flujo de saturación para un grupo de carriles sirviendo a vehículos que giran a la derecha en un carril exclusivo, se calcula con la siguiente ecuación:

$$s_r = \frac{s_{th}}{1 + (E_{R,m} - 1)} \quad (87)$$

Donde:

s_r = Flujo de saturación en un grupo de carriles exclusivos para giro a la derecha con operación permitida (veh/h/carril).

s_{th} = Flujo de saturación de un carril directo exclusivo (veh/h/carril).

$E_{R,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un vehículo que gira a la derecha en modo protegido.

El flujo de saturación para un grupo de carriles sirviendo a vehículos directos en un carril exclusivo, se calcula con la siguiente ecuación:

$$s_t = s_{th} f_s \quad (88)$$

Donde:

s_t = Flujo de saturación en un grupo de carriles directos exclusivos (veh/h/carril).

s_{th} = Flujo de saturación de un carril directo exclusivo (veh/h/carril).

f_s = Factor de ajuste para todos los carriles sirviendo a vehículos directos en un acceso con grupo de carriles compartidos por giro izquierdo y movimiento directo.

N_{sl} = Número de carriles en un grupo de carriles compartidos por giro izquierdo y movimiento directo (carril).

Tabla 17. Valores para el factor f_s .

N_{sl}	f_s
0	1,0
Todos los demás	0,91

Fuente: Transportation Research Board, 2010.

El flujo de saturación para un grupo de carriles compartido por giros izquierdos y derechos, se calcula con la siguiente ecuación:

$$s_{tr} = \frac{s_{th}}{1 + P_L(E_{L,m} - 1) + P_R(E_{R,m} - 1)} \quad (89)$$

Donde:

s_{lr} = Flujo de saturación en un grupo de carriles compartido por giros izquierdos y derechos (veh/h/carril).

s_{th} = Flujo de saturación de un carril directo exclusivo (veh/h/carril).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

$E_{L,m}$ = Número equivalente de vehículos directos modificados para un vehículo que gira a la izquierda en modo protegido.

P_R = Proporción de vehículos que giran a la derecha en el carril compartido (decimal).

$E_{R,m}$ = Vehículos directos equivalentes modificados para un vehículo que gira a la derecha en modo protegido.

El flujo de saturación para grupos de carriles que consisten en un carril o carriles exclusivos operando bajo un semáforo de periodos establecidos, en modo protegido y sin la interacción de peatones o bicicletas, se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$s = s_o f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{LU} f_{LT} f_{RT} f_{LPb} f_{RPb} \quad (90)$$

Donde:

s = Ajuste del flujo de saturación (veh/h/carril).

s_o = Flujo base de saturación. (vl/h/carril).

f_w = Factor de ajuste por ancho de carril.

f_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados.

f_g = Factor de ajuste por pendiente.

f_p = Factor de ajuste por parqueos.

f_{bb} = Factor de ajuste por bloqueo de autobús.

f_a = Factor de ajuste por tipo de área.

f_{LU} = Factor de ajuste por utilización del carril.

f_{LT} = Factor de ajuste por giros izquierdos.

f_{RT} = Factor de ajuste por giros derechos.

f_{Lpb} = Factor de ajuste por grupo de peatones.

f_{Rpb} = Factor de ajuste por bicicletas.

2.3.4.1. Flujo de saturación base.

Los cálculos comienzan con la selección de un flujo de saturación base. Este valor representa el promedio esperado de la tasa de flujo para un carril en sentido directo teniendo en cuenta las condiciones geométricas y de tránsito.

2.3.4.2. Factor de ajuste por ancho de carril.

Toma en cuenta el impacto negativo de carriles estrechos sobre el flujo de saturación y permite un incremento del flujo en carriles amplios. Los valores para este factor son mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 18. Valores para el factor de ajuste por ancho de carril.

Ancho promedio del carril		Factor de ajuste (f_w)
ft	m	
<10,0	<3,0	0,96
≥10,0-12,9	≥3,0-3,9	1,00
>12,9	>3,9	1,04

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 18-36.

2.3.4.3. Factor de ajuste por vehículos pesados.

Considera en espacio adicional ocupado por vehículos pesados y la diferencia en sus capacidades operativas. Este no incluye autobuses que se detengan en el área de la intersección. El valor para este factor de ajuste es calculado con la siguiente ecuación:

$$f_{HV} = \frac{100}{100 + P_{HV}(E_T - 1)} \quad (91)$$

Donde:

F_{HV} = Factor de ajuste por vehículos pesados

P_{HV} = Porcentaje de vehículos pesados (%).

E_T = Número equivalente de carros por cada vehículo pesado = 2,0

2.3.4.4. Factor de ajuste por pendiente.

Valora los efectos de la pendiente en el desempeño del vehículo, este factor aplica para pendientes que oscilan desde -6,0% hasta 10,0%. El valor para este factor de ajuste es calculado con la siguiente ecuación:

$$f_g = 1 - \frac{P_g}{200} \quad (92)$$

Donde:

f_g = Factor de ajuste por pendiente.

P_g = Pendiente para cada movimiento (%).

2.3.4.5. Factor de ajuste por parqueos.

Toma en cuenta el efecto friccional de un carril de parqueos sobre el flujo del carril adyacente a este, también toma en cuenta el bloqueo ocasional ocasionado por vehículos moviéndose dentro y fuera de un lote de parqueos. Si no hay carriles de parqueos entonces este valor posee un valor de 1,0; si hay parqueos presentes, entonces el valor para este factor de ajuste es calculado con la siguiente ecuación:

$$f_p = \frac{N - 0,1 - \frac{18N_m}{3600}}{N} \geq 0,050 \quad (93)$$

Donde:

f_p = Factor de ajuste por parqueos.

N_m = Tasa de maniobras por parqueos adyacentes al carril (man/h).

N = Número de carriles (carril).

2.3.4.6. Factor de ajuste por bloqueo de autobús.

Considera el efecto de los autobuses que se detienen para bajar o subir pasajeros, en una rango de 76 m de la línea de parada, tanto corriente arriba como corriente abajo. Este factor debe ser utilizado solamente cuando los buses detenidos bloquean el grupo de tráfico en el grupo de carriles. Un límite superior práctico para $N_b=250$ y el valor mínimo de $f_{bb}=0,050$.

$$f_{bb} = \frac{N - \frac{14,4N_b}{3600}}{N} \geq 0,050 \quad (94)$$

Donde:

f_{bb} = Factor de ajuste por bloqueo de autobús.

N_b = Razón de parada de autobuses en el sentido estudiado (buses/h).

N = Número de carriles (carril).

2.3.4.7. Factor de ajuste por giros izquierdos.

El factor de ajuste por giros izquierdos tiene el propósito de reflejar el efecto de la geometría de giro sobre el flujo de saturación. Este valor es calculado con la siguiente ecuación:

$$f_{LT} = \frac{1}{E_L} \quad (95)$$

Donde:

E_L = Número equivalente de vehículos directos para un vehículo que gira a la izquierda en modo protegido. $E_L = 1,05$

Factor de ajuste por giros derechos.

El factor de ajuste por giros derechos tiene el propósito de reflejar el efecto de la geometría de giro sobre el flujo de saturación. Este valor es calculado con la siguiente ecuación:

$$f_{RT} = \frac{1}{E_R} \quad (96)$$

Donde:

E_R = Número equivalente de vehículos directos para un vehículo que gira a la derecha en modo protegido. $E_R = 1,18$

2.3.4.8. Factor de ajuste por grupo de peatones y bicicletas.

Estos factores toman en cuenta la reducción del flujo de saturación de los vehículos que giran con base en el concepto de ocupación de la zona de conflicto entre vehículos, peatones y bicicletas. Si no hay zonas de conflicto entonces los valores de los factores serán iguales a 1,0 o si el grupo de carriles está en una carretera de dos sentidos y opera bajo un modo protegido o con fase dividida.

2.3.5. Determinar proporción de llegada durante el verde.

La demora por control y el tamaño de la cola en una intersección señalizada son altamente dependientes de la proporción de vehículos que llegan durante las indicaciones verde y roja del semáforo. Estos conceptos son más pequeños cuando es más grande la proporción de vehículos que llegan durante la señal verde. Para calcular esta proporción para cada grupo de carriles se utiliza la siguiente ecuación:

$$P = R_p \left(\frac{g}{C} \right) \quad (97)$$

Donde:

R_p = Relación de pelotón.

g = Tiempo efectivo en verde (s).

C = Duración del ciclo (s).

Cuando el tipo de control es un semáforo de periodos establecidos, el tiempo efectivo en verde (g) y la duración del ciclo (C) son valores conocidos. Cuando esta característica no se cumple entonces estos valores deberán ser calculados mediante otros procedimientos.

2.3.6. Determinar capacidad y relación volumen-capacidad.

La capacidad de un grupo de carriles dado que sirve a un movimiento, para los cuales no estén permitidos giros izquierdos, está definida por la siguiente ecuación:

$$c = Ns \frac{g}{C} \quad (98)$$

Donde:

c = Capacidad (veh/h).

N = Número de carriles (carril).

s = Ajuste del flujo de saturación (veh/h/carril).

g = Tiempo efectivo en verde (s).

C = Duración del ciclo (s).

Esta ecuación no puede ser usada para calcular la capacidad de carriles compartidos o de un grupo de carriles donde estén permitidos giros a la izquierda, debido a que en estos existen otros actores que afectan su capacidad.

La capacidad para un grupo de carriles con carriles exclusivos para giros izquierdos en operación protegida, se calcula con la siguiente ecuación:

$$c_{l,e,p} = \frac{g s_{lt}}{C} N_l \quad (99)$$

Donde:

$c_{l,e,p}$ = Capacidad para un grupo de carriles con carriles exclusivos para giros izquierdos en operación protegida (veh/h).

g = Tiempo efectivo en verde (s).

s_{lt} = Flujo de saturación en un carril exclusivo para giro a la izquierda con operación protegida (veh/h/carril).

C = Duración del ciclo (s).

N_l = Número de carriles exclusivos de giro a la izquierda en el grupo de carriles (carril).

La capacidad para un grupo de carriles con carriles exclusivos para giros izquierdos en operación permitida, se calcula con la siguiente ecuación:

$$c_{l,e} = \frac{\min(g_p - g_f, g_u) s_l + 3600 n_s}{C} N_l \quad (100)$$

Donde:

$c_{l,e}$ = Capacidad para un grupo de carriles con carriles exclusivos para giros izquierdos en operación permitida (veh/h).

g_p = Tiempo de verde efectivo para giros izquierdas con operación permitida (s).

g_f = Tiempo antes de que el primer vehículo que gira a la izquierda llegue y bloquee el carril compartido (s).

g_u = Duración del tiempo de verde para un giro izquierdo con operación permitida que no está bloqueado por una cola opuesta (s).

s_l = Flujo de saturación en un grupo de carriles exclusivos para giro a la izquierda con operación permitida (veh/h/carril).

$n_s = 2,0$ s

C = Duración del ciclo (s).

N_l = Número de carriles exclusivos de giro a la izquierda en el grupo de carriles (carril).

La capacidad de un giro izquierdo en operación permitida en un grupo de carriles compartidos, se calcula con la siguiente ecuación:

$$c_{sl} = \frac{g_p s_{sl} + 3600(1 + P_L)}{C} \quad (101)$$

Donde:

c_{sl} = Capacidad de un giro izquierdo en operación permitida en un grupo de carriles compartidos (veh/h).

g_p = Tiempo de verde efectivo para giros izquierdas con operación permitida (s).

s_{sl} = Flujo de saturación en un grupo de carriles compartido por giro izquierdo y movimiento directo con operación permitida (veh/h/carril).

P_L = Proporción de vehículos que giran a la izquierda en el carril compartido (decimal).

C = Duración del ciclo (s).

La relación volumen-capacidad de un grupo de carriles está definida como la relación del volumen del grupo de carriles y su capacidad, esta relación se calcula con la siguiente ecuación:

$$X = \frac{v}{c} \quad (102)$$

Donde:

X = Relación volumen-capacidad.

v = Flujo de demanda (veh/h).

c = Capacidad (veh/h).

Otro concepto usado para el análisis de intersecciones con semáforos es la relación crítica volumen-capacidad X_c . Esta relación es calculada usando la siguiente ecuación:

$$X_c = \left(\frac{C}{C - L} \right) \sum_{i \in c_i} y_{c,i} \quad (103)$$

Donde:

X_c = Relación crítica volumen-capacidad.

C = Duración del ciclo (s).

L = Tiempo perdido en el ciclo (s).

$y_{c,i}$ = Razón de flujo crítico para la fase i .

$$y_{c,i} = \frac{v_i}{(Ns_i)} \quad (104)$$

Donde:

$y_{c,i}$ = Razón de flujo crítico para la fase i.

v_i = Flujo de demanda (veh/h).

N = Número de carriles (carril).

s_i = Flujo de saturación (veh/h/carril).

$$L = \sum_{i \in c_i} l_{t,i} \quad (105)$$

Donde:

L = Tiempo perdido en el ciclo (s).

$l_{t,i}$ = Tiempo perdido en la fase i (s).

2.3.7. Determinar demora.

La demora calculada en este paso representa la demora promedio debido a dispositivos de control de tránsito experimentado por todos los vehículos que llegan durante el periodo de análisis. Esto incluye cualquier demora incurrida por estos vehículos que todavía están en cola después de que el período de análisis termina. La demora por control para uno grupo de carriles es calculada usando la siguiente ecuación:

$$d = d_1 + d_2 + d_3 \quad (106)$$

Donde:

d = Demora (s/veh).

d_1 = Demora uniforme (s/veh).

d_2 = Demora incremental (s/veh).

d_3 = Demora por cola inicial (s/veh).

2.3.7.1. Demora uniforme.

La siguiente ecuación representa una manera de calcular la demora cuando las llegadas son asumidas al azar en todo el ciclo. También se asume un periodo de verde efectivo durante el ciclo y un flujo de saturación durante este periodo.

$$d_1 = \frac{0,5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X) \frac{g}{C}\right]} \quad (107)$$

Donde:

d_1 = Demora uniforme (s/veh).

g = Tiempo efectivo en verde (s).

C = Duración del ciclo (s).

X = Relación volumen-capacidad.

2.3.7.2. Demora incremental.

La demora incremental consiste en dos componentes. El primero toma en cuenta la demora debido al efecto del azar, fluctuaciones ciclo por ciclo en la demanda que ocasionalmente exceden la capacidad. Esta demora es evidenciada por una cola ocasional debido a un sobre flujo al final del intervalo verde. El segundo componente toma en cuenta la demora debido a una sobre saturación sostenida durante el periodo de análisis. Esta demora ocurre cuando la demanda acumulada durante el periodo de análisis excede la capacidad acumulada.

2.3.7.3. Demora por cola inicial.

La ecuación usada para estimar la demora incremental está basada en la suposición que no hay cola inicial al inicio del período de análisis. El término de la demora por cola inicial toma en cuenta la demora adicional que se genera debido a una cola inicial, esta cola es el resultado de una demanda insatisfecha en el periodo de tiempo previo. Esto no incluye ningún vehículo que pueda estar en cola debido al efecto del azar, es decir, las fluctuaciones ciclo por ciclo en la demanda que ocasionalmente exceden la capacidad. Cuando se lleva a cabo un múltiple periodo de análisis, la cola inicial para el segundo y subsecuentes periodos de análisis es igual a la cola residual de los periodos de análisis previos.

Al referirse a la frase "cola inicial", en este caso, es siempre usada en referencia a la cola inicial debido a una demanda insatisfecha en un periodo de tiempo previo.

El procedimiento mostrado a continuación es utilizado para calcular la demora por control para un grupo de carriles durante un periodo de análisis dado.

2.3.7.3.1. Calcular la línea base de la demora uniforme.

$$d_{1b} = \frac{0,5 \sum_{i=1} (Q_{i-1} + Q_i) t_{t,i}}{qC} \quad (108)$$

Donde:

d_{1b} = Línea base de la demora uniforme (s/veh).

Q_i = Tamaño de cola al final del intervalo i (s).

$t_{t,i}$ = Duración del intervalo i (s).

q = Flujo de llegada (veh/s).

C = Duración del ciclo (s).

$$Q_i = Q_{i-1} - \left(\frac{s}{3600} - \frac{q}{N} \right) t_{d,i} \quad (109)$$

Donde:

Q_i = Tamaño de cola al final del intervalo i (s).

s = Ajuste del flujo de saturación (veh/h/carril).

q = Flujo de llegada (veh/s).

N = Número de carriles (carril).

$t_{d,i}$ = Duración del intervalo i durante el cual el flujo de llegada y el flujo de saturación son constantes (s).

$$q = \frac{v}{3600} \quad (110)$$

Donde:

q = Flujo de llegada (veh/s).

v = Flujo demandada (veh/h).

$$t_{t,i} = \min \left(t_{d,i}, \frac{Q_{i-1}}{w_q} \right) \quad (111)$$

Donde:

$t_{t,i}$ = Duración del intervalo i (s).

Q_{i-1} = Tamaño de cola al final del intervalo i (s).

$t_{d,i}$ = Duración del intervalo i durante el cual el flujo de llegada y el flujo de saturación son constantes (s).

w_q = Razón de cambio de cola (veh/s).

2.3.7.3.2. Análisis de cola inicial.

Si una cola inicial está presente para cualquier grupo de carriles en la intersección, los períodos de análisis subsecuentes necesitan contemplar esto para cada grupo de carriles de la intersección. Si la cola inicial no se presenta para ningún grupo, este paso puede ser omitido.

Al principio de este paso, la cola inicial que fue introducida para cada grupo de movimientos necesita ser convertida en una cola inicial para cada grupo de carriles. Cuando hay una correlación uno a uno entre el grupo de movimientos y el grupo de

carriles, la cola inicial para el grupo es igual a la del grupo de movimientos. Cuando hay un carril compartido en un acceso que tiene otro carril compartido o carriles directos adicionales, la cola inicial necesita ser distribuida entre los grupos de carriles que ejercen los movimientos compartiendo el carril. Específicamente, la cola inicial para cada grupo de carriles se estima multiplicando el valor de cola inicial por el número de carriles en el grupo y dividiéndolo entre el total de carriles compartidos y directos.

Los grupos de carriles con cola inicial tendrán sus flujos de llegada con un valor igual a su capacidad, independientemente del valor del flujo de llegada. El resto de los grupos de carriles tendrán el valor del flujo de llegada igual al valor más pequeño del flujo de demanda o de su capacidad.

Un grupo de carriles puede influir sobre la operación de otro grupo de carriles, esto es notablemente adverso cuando uno o más grupo de carriles están operando en estado saturado para una porción del periodo de análisis. Si el grupo de carriles saturado representa un movimiento crítico para un grupo de carriles que incluye giro a la izquierda en operación permitida, entonces la operación del grupo de carriles de giro izquierdo también será afectada adversamente para el mismo periodo de tiempo.

La duración de la demanda insatisfecha es calculada en este paso con la siguiente ecuación:

Si $v \geq c_s$

$$t = T \quad (112)$$

Donde:

t = Duración de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (h).

T = Duración del periodo de análisis (h).

Si $v \leq c_s$

$$t = \frac{Q_b}{(c_s - v)} \leq T \quad (113)$$

Donde:

t = Duración de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (h).

T = Duración del periodo de análisis (h).

Q_b = Cola inicial al principio del periodo de análisis (veh).

v = Flujo de demanda (veh/h).

c_s = Capacidad saturada (veh/h).

Para calcular la duración promedio de la demanda insatisfecha se utiliza la siguiente ecuación:

$$t_a = \frac{1}{N_g} \sum_{i \in N_g} t_i \quad (114)$$

Donde:

t_a = Duración promedio de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (h).

N_g = Número de grupos de carriles para los cuales t excede 0,0 h

El término sumatorio representa la suma de los valores t solamente para los grupos de carriles que tienen un calor de t que excede 0,0 h. La duración promedio t_a es considerada como un valor único representativo de t para todos los grupos de carriles que no tienen una cola inicial.

2.3.7.3.3. Calcular demora uniforme.

Si el grupo de carriles no tiene cola inicial, la demora uniforme es igual a la calculada en el paso A ($d_1=d_{1b}$). Si hay una cola inicial presente para cualquier grupo de carriles en la intersección, entonces las siguientes ecuaciones son usadas para calcular la demora uniforme para cada grupo de carriles:

Si el grupo de carriles i tiene cola inicial:

$$d_{1,i} = d_{s,i} \frac{t_i}{T} + d_{1b,i} \frac{(T - t_i)}{T} \quad (115)$$

Donde:

$d_{1,i}$ = Demora uniforme para un grupo de carriles i (s/veh).

$d_{s,i}$ = Demora uniforme saturada para un grupo de carriles i (s/veh).

t = Duración de la demanda insatisfecha para un grupo de carriles i en el periodo de análisis (h).

T = Duración del periodo de análisis (h).

$d_{1b,i}$ = Línea base de la demora uniforme para un grupo de carriles i (s/veh).

Si el grupo de carriles i no tiene cola inicial:

$$d_{1,i} = d_{s,i} \frac{t_a}{T} + d_{1b,i} \frac{(T - t_a)}{T} \quad (116)$$

Donde:

$d_{1,i}$ = Demora uniforme para un grupo de carriles i (s/veh).

$d_{s,i}$ = Demora uniforme saturada para un grupo de carriles i (s/veh).

t_a = Duración promedio de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (h).

T = Duración del periodo de análisis (h).

$d_{1b,i}$ = Línea base de la demora uniforme para un grupo de carriles i (s/veh).

2.3.7.3.4. Calcular la capacidad promedio.

Si el grupo de carriles no tiene cola inicial, la capacidad promedio del grupo de carriles c_A es igual a la calcula en el paso 7 ($c_A=c$). Si hay una cola inicial presente para cualquier grupo de carriles en la intersección, entonces las siguientes ecuaciones son usadas para calcular la capacidad promedio para cada grupo de carriles:

Si el grupo de carriles i tiene cola inicial:

$$c_{A,i} = c_{s,i} \frac{t_i}{T} + c_i \frac{(T - t_i)}{T} \quad (117)$$

Donde:

$c_{A,i}$ = Capacidad promedio (veh/h).

$c_{s,i}$ = Capacidad saturada para un grupo de carriles i (veh/h).

t = Duración de la demanda insatisfecha para un grupo de carriles i en el periodo de análisis (h).

T = Duración del periodo de análisis (h).

c_i = Capacidad para un grupo de carriles i (veh/h).

Si el grupo de carriles i no tiene cola inicial:

$$c_{A,i} = c_{s,i} \frac{t_a}{T} + c_i \frac{(T - t_a)}{T} \quad (118)$$

Donde:

$c_{A,i}$ = Capacidad promedio (veh/h).

$c_{s,i}$ = Capacidad saturada para un grupo de carriles i (veh/h).

t_a = Duración promedio de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (h).

T = Duración del periodo de análisis (h).

c_i = Capacidad para un grupo de carriles i (veh/h).

2.3.7.3.5. Calcular demora por cola inicial.

Si el grupo de carriles no tiene cola inicial, la demora por cola inicial d_3 es igual a 0,0 s/veh. Si hay una cola inicial presente para cualquier grupo de carriles en la intersección, entonces las siguientes ecuaciones son usadas para calcular la demora por cola inicial para cada grupo de carriles:

$$d_3 = \frac{3600}{vT} \left(t_A \frac{Q_b + Q_e - Q_{eo}}{2} + \frac{Q_e^2 - Q_{eo}^2}{2c_A} - \frac{Q_b^2}{2c_A} \right) \quad (119)$$

Donde:

d_3 = Demora por cola inicial (s/veh).

v = Flujo de demanda (veh/h).

T = Duración del periodo de análisis (h).

t_A = Duración ajustada de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (h).

c_A = Capacidad promedio (veh/h).

Q_b = Cola inicial al principio del periodo de análisis (veh).

Q_e = Cola al final del periodo de análisis (veh).

Q_{e0} = Cola al final del periodo de análisis cuando $v \geq c_A$ y $Q_b=0,0$ (veh).

$$Q_e = Q_b + t_A(v - c_A) \quad (120)$$

Donde:

Q_e = Cola al final del periodo de análisis (veh).

Q_b = Cola inicial al principio del periodo de análisis (veh).

t_A = Duración ajustada de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (h).

v = Flujo de demanda (veh/h).

c_A = Capacidad promedio (veh/h).

Si $v \geq c_A$

$$Q_{e0} = T(v - c_A) \quad (121)$$

Donde:

Q_{e0} = Cola al final del periodo de análisis cuando $v \geq c_A$ y $Q_b=0,0$ (veh).

T = Duración del periodo de análisis (h).

v = Flujo de demanda (veh/h).

c_A = Capacidad promedio (veh/h).

$$t_A = T \quad (122)$$

Donde:

t_A = Duración ajustada de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (h).

T = Duración del periodo de análisis (h).

Si $v \leq c_A$

$$Q_{e0} = 0,0 \text{ veh} \quad (123)$$

$$t_A = \frac{Q_b}{(c_A - v)} \leq T \quad (124)$$

Donde:

t_A = Duración ajustada de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (h).

Q_b = Cola inicial al principio del periodo de análisis (veh).

v = Flujo de demanda (veh/h).

c_A = Capacidad promedio (veh/h).

T = Duración del periodo de análisis (h).

El último vehículo que llegue a una cola por sobre flujo durante el periodo de análisis despejará la intersección en el tiempo obtenido con la siguiente ecuación:

$$t_c = t_A + \frac{Q_e}{c_A} \quad (125)$$

Donde:

t_c = Tiempo de despeje de cola (h).

t_A = Duración ajustada de la demanda insatisfecha en el periodo de análisis (h).

Q_e = Cola al final del periodo de análisis (veh).

c_A = Capacidad promedio (veh/h).

2.3.7.3.6. Calcular el factor de demora incremental.

La ecuación para calcular la demora incremental incluye una variable que toma en cuenta el efecto del tipo de control sobre la demora. Esta es denominada factor de demora incremental k , varía entre los valores de 0,40 y 0,50. Para semáforos de períodos establecidos se recomienda un valor de 0,50.

2.3.7.3.7. Calcular la demora incremental.

El termino demora incremental toma en cuenta la demora debido a variaciones al azar en el número de llegadas ciclo por ciclo. También toma en cuenta la demora causada por que la demanda exceda la capacidad durante el periodo de análisis

(demanda insatisfecha). Las ecuaciones utilizadas para calcular la demora incremental son las siguientes:

$$d_2 = 900T \left[(X_A - 1) + \sqrt{(X_A - 1)^2 + \frac{8kIX_A}{c_A T}} \right] \quad (126)$$

Donde:

d_2 = Demora incremental (s/veh).

T = Duración del periodo de análisis (h).

X_A = Relación volumen-capacidad promedio.

k = Factor de demora incremental.

I = Factor de ajuste de filtración corriente arriba.

c_A = Capacidad promedio (veh/h).

$$X_A = \frac{v}{c_A} \quad (127)$$

Donde:

X_A = Relación volumen-capacidad promedio.

v = Flujo de demanda (veh/h).

c_A = Capacidad promedio (veh/h).

2.3.7.3.8. Calcular la demora por control del grupo de carriles.

La demora uniforme, la demora incremental y la demora por cola inicial calculadas anteriormente son sumadas para estimar la demora por control para el grupo de carriles estudiado.

Paso 9. Determinar nivel de servicio.

El nivel de servicio se puede determinar para cada grupo de carriles, para cada acceso y para la intersección como un todo. El nivel de servicio es una indicación de la aceptabilidad de los niveles de demora en la intersección.

Tabla 19. Nivel de servicio para intersecciones con semáforos.

Nivel de servicio		
Demora (s/veh)	Relación volumen-capacidad	
	≤1,0	>1,0
≤10	A	F
>10-20	B	F
>20-35	C	F
>35-55	D	F
>55-80	E	F
>80	F	F

Fuente: Transportation Research Board, 2010 p. 18-6.

Capítulo 3. Análisis de resultados

El análisis de resultados se dedica a la presentación y discusión de los resultados obtenidos del análisis operacional de facilidades urbanas con la metodología propuesta por el HCM en su versión 2010 y el programa "Synchro".

Las facilidades urbanas a evaluar son la avenida número uno y la avenida número diez, ubicadas en el cantón central de la provincia de San José, la longitud de la facilidad será la comprendida desde la intersección de dichas avenidas con calle número ocho hasta la intersección con calle número veinte.

Las siguientes medidas de desempeño se seleccionaron debido a que son indicadores comunes en los datos de salida de las metodologías propuestas para realizar el análisis operacional de las facilidades, estas se dispondrán para evaluar su variación:

- Demoras.
- Tiempo de recorrido.
- Velocidad de viaje.
- Tiempo de viaje.
- Nivel de servicio.

Además para ambos métodos se proporcionaron datos de entrada idénticos, con el objetivo de disminuir en la medida de lo posible las fuentes de incertidumbre, entre estos datos están:

- Flujo de saturación base o ideal.
- Número de carriles.
- Ancho de carriles.
- Tipo de área.
- Tiempo perdido en la puesta en marcha.
- Volumen de tránsito.
- Factor de hora pico.

- Porcentaje de vehículos pesados.
- Duración de los ciclos.
- Fases divididas.

El análisis de resultados se divide en 4 secciones, la primera muestra el análisis operacional de la situación actual de las facilidades escogidas con ambos métodos (HCM 2010 Y "Synchro"), de este análisis se sustraen los valores de demoras, tiempo de recorrido, tiempo de viaje, velocidad de viaje y nivel de servicio de cada segmento que compone las facilidades estudiadas. También se estudiará la variabilidad de los resultados obtenidos y se repetirá el análisis de la situación actual con los ciclos optimizados.

En la segunda parte se realizará el análisis operacional de las facilidades seleccionadas, en esta ocasión con la presencia de un carril exclusivo para autobuses, dando énfasis a los siguientes indicadores: demoras, velocidad de viaje y nivel de servicio, esto para cada segmento que conforma la facilidad estudiada.

La tercera parte está dedicada al tema sistemas coordinados y la evaluación de la implementación de estos en las facilidades con carril exclusivo de autobuses, una vez más se repetirá el análisis para comparar demoras, velocidades de viaje y niveles de servicio.

Finalmente se hablará de factibilidad de la implementación de carriles exclusivos de autobuses en facilidades urbanas, desde el punto de vista funcional, esto con el fin proponer ideas para mejorar la movilidad en el cantón central de San José.

3.1. Análisis operacional de la situación actual

3.1.1. Avenida 01.

El primer escenario por estudiar es la avenida 01 en el tramo, desde calle 08 hasta calle 20, esta avenida puede representar una posible vía de conexión entre el cantón central de San José y la Ruta Nacional 1 (Autopista General Cañas). Este tramo de carretera posee 6 intersecciones controladas con semáforos de tiempos fijos; para efectos de análisis se desprecia la intersección de la avenida estudiada con calle 18 debido a que su aporte en volumen de tránsito es inferior a los 10 veh/h. Además posee la configuración geométrica mostrada en la figura 18, con anchos de carril de 3.2 m en promedio.

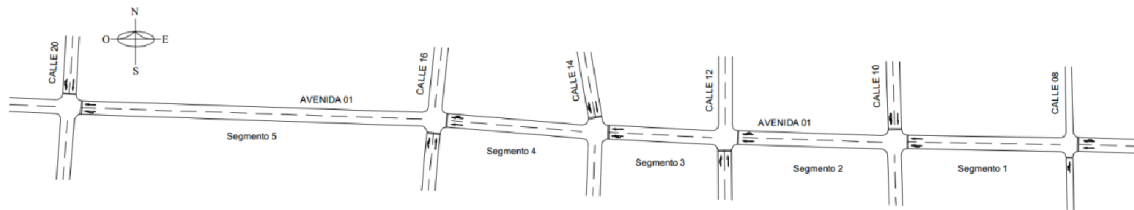


Figura 18. Configuración actual del tramo estudiado (Avenida 01).
Fuente: El autor, 2016.

Tomando en cuenta las condiciones actuales del tramo estudiado se realizó el análisis operacional de esta facilidad obteniendo los siguientes resultados.

3.1.1.1. Demora

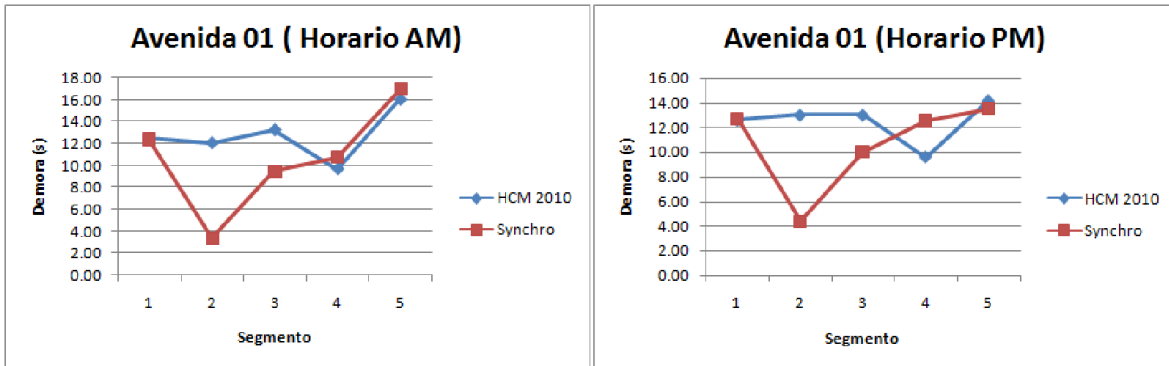


Figura 19. Demoras en cada segmento de avenida 01.
Fuente: El autor, 2016.

3.1.1.2. Tiempo de recorrido

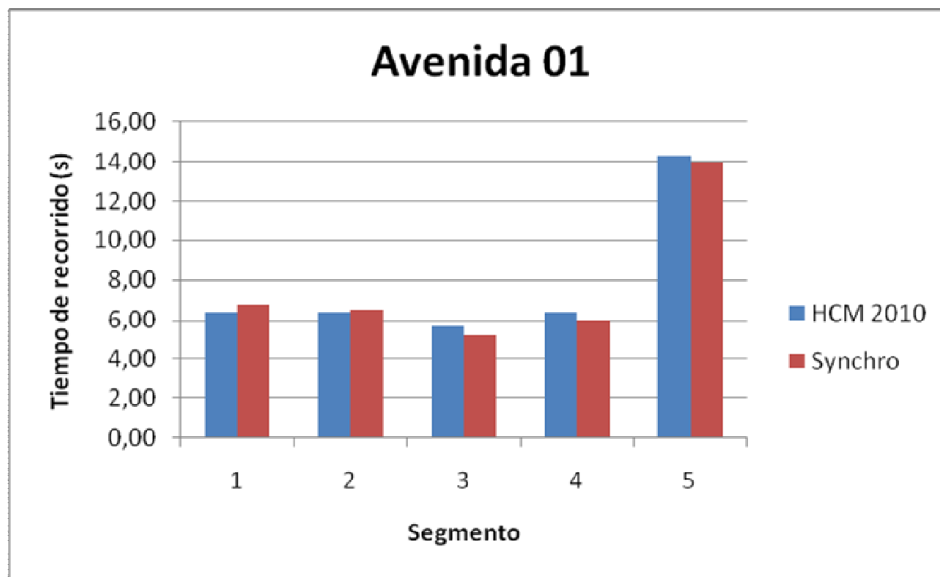


Figura 20. Tiempos de recorrido de cada segmento de avenida 01.
Fuente: El autor, 2016.

3.1.1.3. Velocidad de viaje

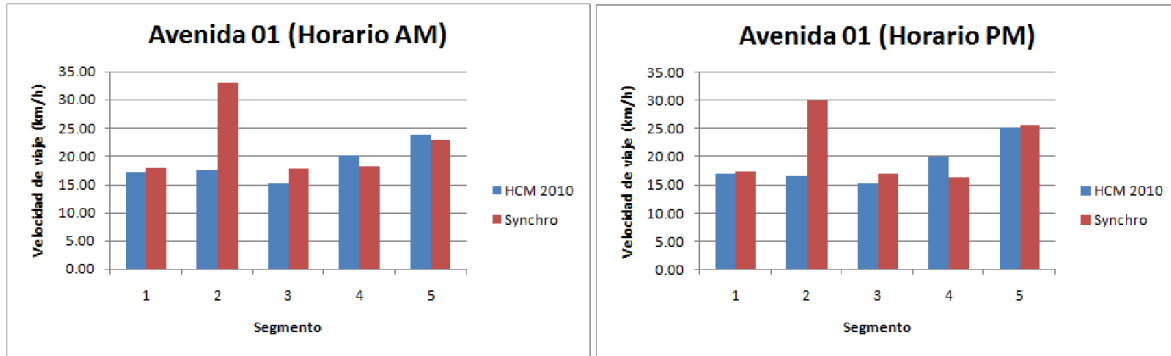


Figura 21. Velocidad de viaje de cada segmento en avenida 01.
Fuente: El autor, 2016.

3.1.1.4. Tiempo de viaje

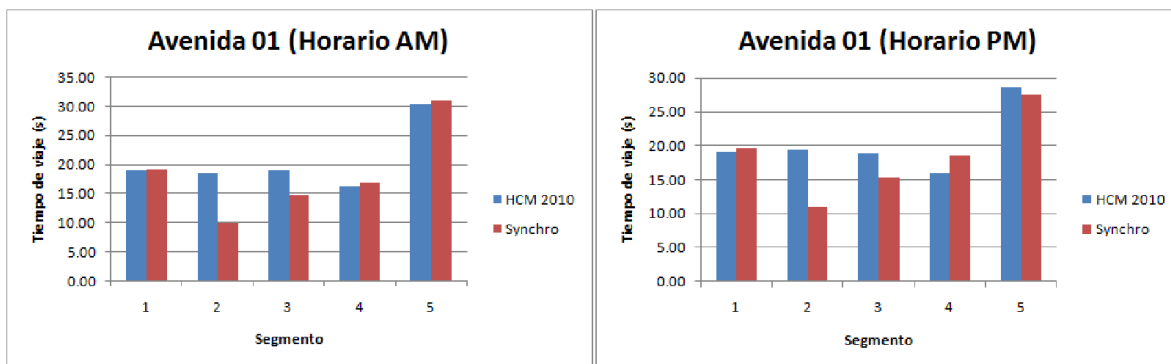


Figura 22. Tiempo de viaje de cada segmento de avenida 01.
Fuente: El autor, 2016.

3.1.1.5. Nivel de servicio

Tabla 20. Niveles de servicio obtenidos para cada segmento de avenida 01.

Avenida 01 (Horario AM)						Avenida 01 (Horario PM)					
Nivel de servicio	Segmentos					Nivel de servicio	Segmentos				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
HCM 2010	F	F	F	F	E	HCM 2010	F	F	F	F	E
Synchro	F	D	F	F	E	Synchro	F	D	F	F	E

Fuente: El autor, 2016.

3.1.2. Avenida 08.

Luego se procederá a estudiar la avenida 08 en el tramo desde calle 08 hasta calle 20, esta avenida puede representar una posible vía de conexión entre el cantón central de San José y la Ruta Nacional 27 (Autopista Próspero Fernández). Este tramo de carretera posee 6 intersecciones controladas con semáforos de tiempos fijos; para efectos de análisis se desprecia la intersección de la avenida estudiada con calle 18 debido a que su salida en volumen de tránsito es inferior a los 10 veh/h. Además posee la configuración geométrica mostrada en la figura 18, con anchos de carril de 3.2 m en promedio.

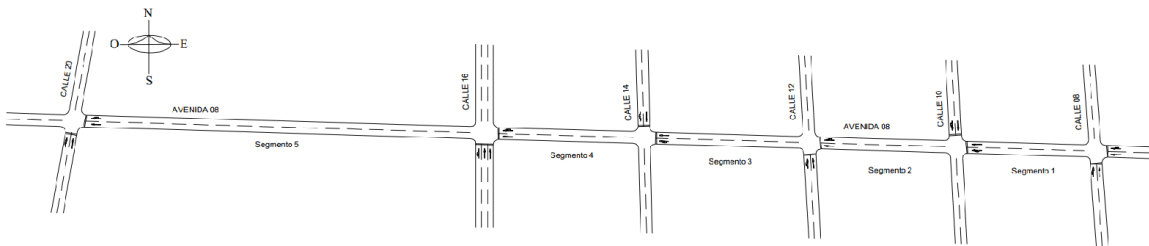


Figura 23. Configuración actual del tramo estudiado (Avenida 08).
Fuente: El autor, 2016.

Tomando en cuenta las condiciones actuales del tramo estudiado se realizó el análisis operacional de esta facilidad obteniendo los siguientes resultados.

3.1.2.1. Demora

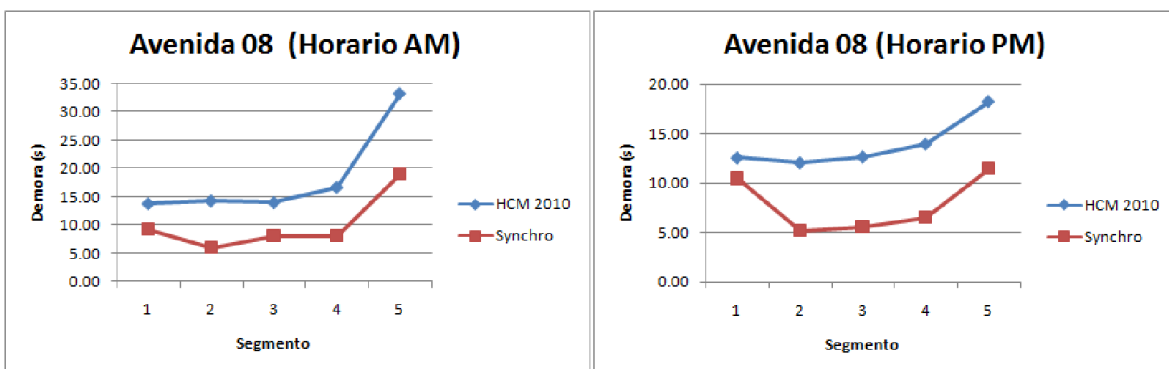


Figura 24. Demoras en cada segmento de avenida 08.
Fuente: El autor, 2016.

3.1.2.2. Tiempo de recorrido

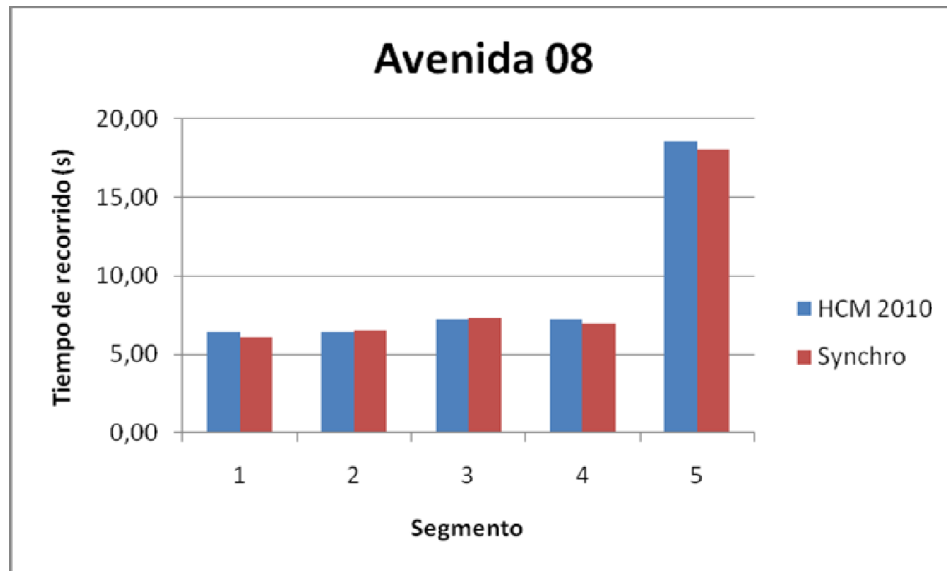


Figura 25. Tiempos de recorrido de cada segmento de avenida 08.
Fuente: El autor, 2016.

3.1.2.3. Velocidad de viaje

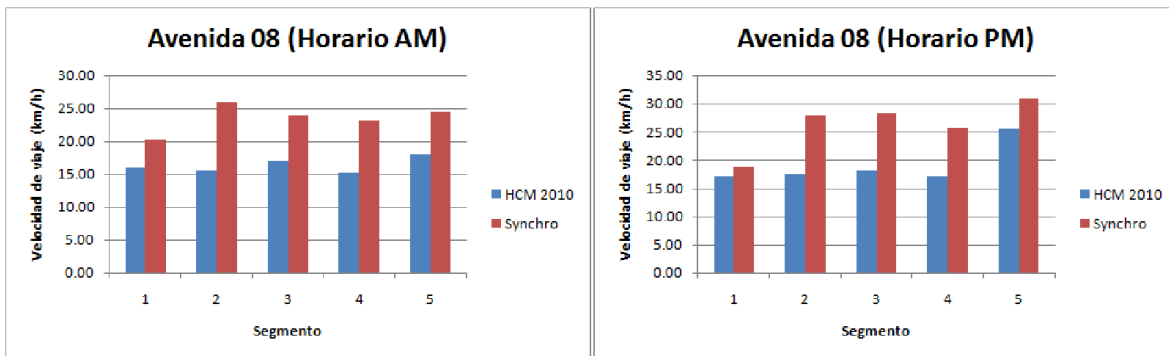


Figura 26. Velocidad de viaje de cada segmento en avenida 08.
Fuente: El autor, 2016.

3.1.2.4. Tiempo de viaje

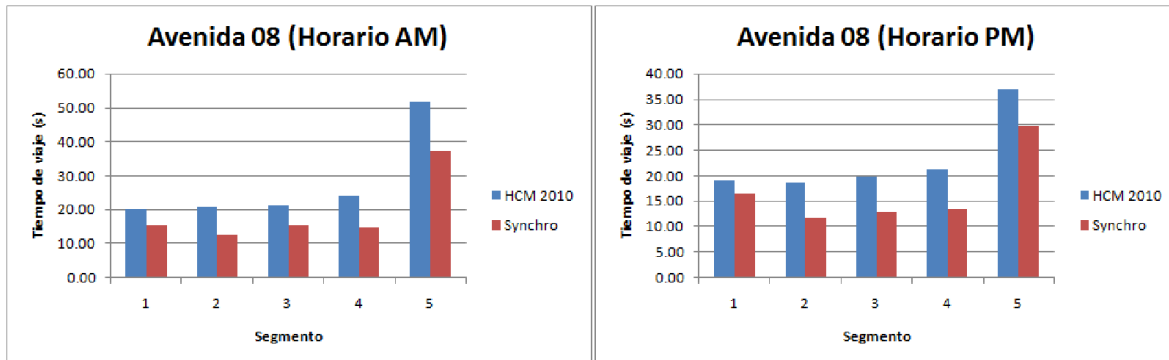


Figura 27. Tiempo de viaje de cada segmento de avenida 08.
Fuente: El autor, 2016.

3.1.2.5. Nivel de servicio

Tabla 21. Niveles de servicio obtenidos para cada segmento de avenida 08.

Avenida 08 (Horario AM)						Avenida 08 (Horario PM)					
Nivel de servicio	Segmentos					Nivel de servicio	Segmentos				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
HCM 2010	F	F	F	F	F	HCM 2010	F	F	F	F	F
Synchro	F	E	E	E	E	Synchro	F	D	D	E	D

Fuente: El autor, 2016.

3.1.3. Análisis de variación

3.1.3.1. Demora

La demora total obtenida con el programa "Synchro" es el resultado de la suma de dos términos, estos son demora por control, la cual es la que resulta de la operación de los controladores de tránsito; y demora por cola, esta toma en cuenta los efectos de eventos como colas iniciales, bloqueos a lo largo del segmento, entre otros.

Por otro lado, el procedimiento del HCM 2010 para calcular la demora total consta de la sumatoria de tres términos, contempla los dos términos que usa el

programa "Synchro" más la incorporación del concepto de demora incremental, que toma en cuenta el efecto de una posible sobresaturación sostenida, es decir, cuando la demanda durante el periodo de análisis excede la capacidad acumulada.

Para efectos de esta investigación no se tomará en cuenta la demora por cola inicial debido a que no se cuentan con datos respecto a este tema, por ende la demora obtenida por el programa "Synchro" es igual al valor de la demora uniforme, mientras este indicador obtenido con el método HCM 2010 además de la demora uniforme contempla la demora incremental.

Por esta razón las demoras observadas en los segmentos de las avenidas número uno y ocho tienden a ser mayores las obtenidas con la metodología HCM 2010.

Tabla 22. Porcentaje de variación promedio de demora.

Porcentaje de variación					
Av 01	0,80	225,67	35,00	16,69	5,24
Av 08	35,00	135,51	100,89	112,07	66,74

Fuente: El autor, 2016.

3.1.3.2. Tiempo de recorrido

El tiempo de recorrido es el tiempo necesario para recorrer el segmento, tomando en cuenta las condiciones del tránsito y la conducta del conductor. Para obtener este valor es necesario conocer la longitud del segmento, la cual varía entre un método y el otro debido a que el programa "Synchro" extrae esta medida de un mapa debidamente escalado reduciendo la incertidumbre ocasionada por errores humanos.

También es necesario conocer la velocidad de circulación libre y el tiempo perdido en la puesta en marcha, estos términos son datos de entrada de igual magnitud para ambos métodos, por lo que no presentan diferencia alguna entre ellos. Además el HCM 2010 utiliza algunos factores de ajuste (Tipo de control y proximidad de vehículos), los cuales no se puede conocer con certeza si son utilizados por el programa "Synchro".

A pesar de la incertidumbre acerca de la utilización de los factores de ajuste anteriormente mencionados, la variación obtenida entre los resultados obtenidos de este indicador son inferiores o cercanos al 5%, por lo que no se consideran significativos desde el punto de vista estadístico y mucha de esta variación es atribuida a diferencias en la longitud del segmento.

Tabla 23. Porcentaje de variación promedio de tiempo de recorrido.

Porcentaje de variación					
Av 01	5,88	1,54	9,62	6,67	2,14
Av 08	4,92	1,54	1,37	4,35	2,76

Fuente: El autor, 2016.

3.1.3.3. Velocidad de viaje

Este indicador es muy importante porque el nivel de servicio es dependiente de este valor. El valor de este depende de tres variables, estas son: la longitud del segmento, la cual será obtenida por el programa o asignada como dato de entrada por el analista; el tiempo de recorrido mencionado y la demora mencionados anteriormente.

Esta medida de desempeño posee una variación significativa de un método a otro por variaciones en los valores de las variables que participan en la ecuación para averiguar la velocidad de viaje, la fuente de mayor variación es la demora.

Tabla 24. Porcentaje de variación promedio de velocidad de viaje.

Porcentaje de variación					
Av 01	3,94	45,65	12,03	16,83	2,75
Av 08	14,94	38,71	32,36	34,51	22,03

Fuente: El autor, 2016.

3.1.3.4. Tiempo de viaje

El tiempo de viaje es el tiempo necesario para recorrer el segmento tomando en cuenta todos los factores del entorno de la carretera, este se puede obtener por diferencias entre el momento de ingreso y salida del segmento.

Este valor es directamente proporcional a la distancia recorrida, es decir, la longitud del segmento; e inversamente proporcional a la velocidad de viaje. En nuestros casos estudiados existe una variación significativa entre los resultados obtenidos con ambos procedimientos porque sus variables acarrearán una incertidumbre o variación considerable.

Tabla 25. Porcentaje de variación promedio de tiempo de viaje.

Porcentaje de variación					
Av 01	1,80	82,43	26,47	8,54	2,79
Av 08	23,54	62,69	46,09	59,31	32,09

Fuente: El autor, 2016.

3.1.3.5. Nivel de servicio

Este indicador es una medida cualitativa, por esta razón puede variar según la apreciación del analista. Existen escalas que asignan una letra según el valor de un indicador específico. Ambas metodologías trabajan con una escala muy similar para determinar el nivel de servicio de facilidades urbanas usando la velocidad de viaje expresada como un porcentaje de la velocidad de circulación libre, sin embargo el HCM 2010 además de este indicador utiliza la relación volumen capacidad.

Este aspecto hace que la escala propuesta por el HCM 2010 sea más estricta otorgando la peor calificación a facilidades operadas sobre la capacidad. Sin embargo esta particularidad no es la responsable de la variación en los resultados obtenidos en algunos segmentos estudiados, esto se debe a la variación considerable obtenida en los valores de velocidad de viaje.

3.1.4. Optimización de ciclos

La optimización de los ciclos del semáforo busca la longitud del ciclo más breve para que exista un desempeño aceptable, dentro del ciclo los tiempos en ámbar y en todo rojo ya están definidos, por lo que se busca proporcionar tiempo suficiente en verde para servir al tránsito porcentual crítico, respetando límites máximos y mínimos establecidos por el analista.

El tiempo asignado en cada fase se optimiza con base en el volumen de tránsito al que sirve y su respectivo flujo saturado ajustado. Además si no hay suficiente tiempo para satisfacer el tránsito porcentual crítico, se procederá a trabajar con el 70th del flujo del grupo de carriles, si aún así el tiempo disponible no es suficiente se trabajará con el 50th del flujo del grupo de carriles.

En intersecciones congestionadas la optimización de los ciclos se configurará a la máxima longitud del ciclo posible. Tomando en cuenta estas premisas la optimización de los ciclos no siempre arroja duraciones menores en el ciclo del semáforo o una reducción en la demoras.

Al optimizar la duración de los ciclos de los semáforos que controlan las intersecciones dentro de las facilidades estudiadas se obtuvieron los siguientes resultados:

3.1.4.1. Demora en la facilidad

3.1.4.1.1. Avenida 01

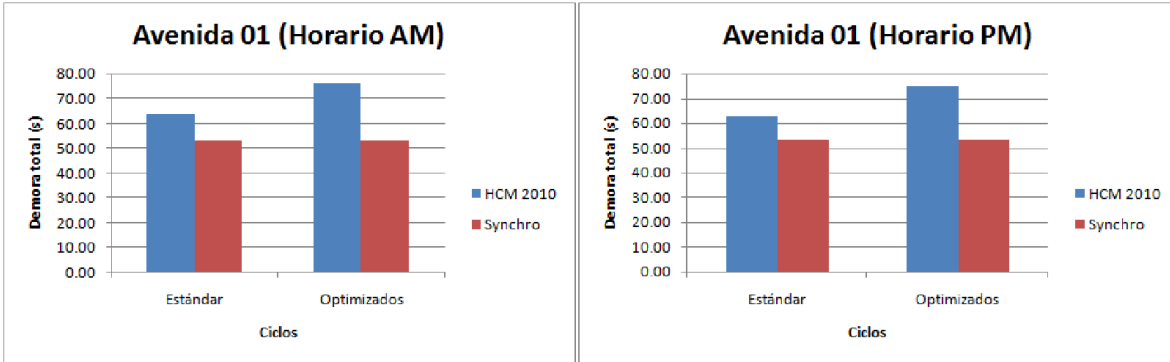


Figura 28. Demora total en avenida 01.
Fuente: El autor, 2016.

3.1.4.1.2. Avenida 08

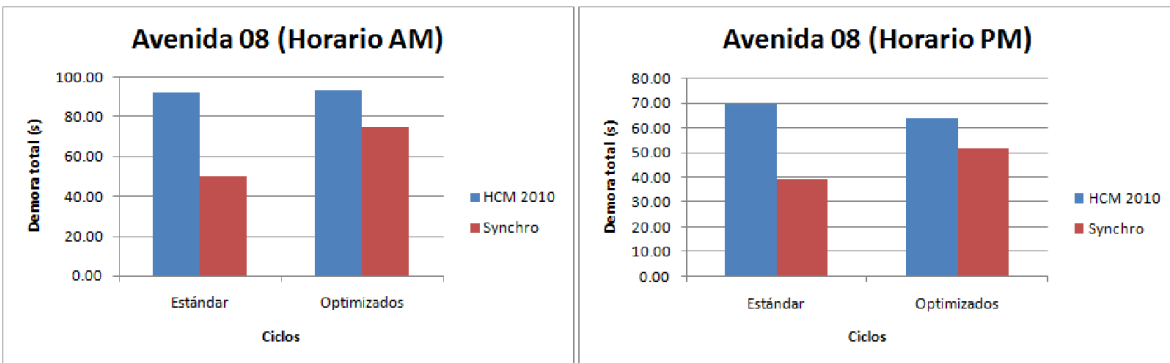


Figura 29. Demora total en avenida 08.
Fuente: El autor, 2016.

3.1.4.2. Nivel de servicio

3.1.4.2.1. Avenida 01

Tabla 26. Niveles de servicio obtenidos con ciclos optimizados en avenida 01.

Avenida 01 (Horario AM)						Avenida 01 (Horario PM)					
Nivel de servicio	Segmentos					Nivel de servicio	Segmentos				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
HCM 2010	D	F	F	F	E	HCM 2010	E	F	F	F	E
Synchro	F	E	F	F	E	Synchro	F	E	F	F	E

Fuente: El autor, 2016.

3.1.4.2.2. Avenida 08

Tabla 27. Niveles de servicio obtenidos con ciclos optimizados en avenida 08.

Avenida 08 (Horario AM)						Avenida 08 (Horario PM)					
Nivel de servicio	Segmentos					Nivel de servicio	Segmentos				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
HCM 2010	F	F	F	F	F	HCM 2010	F	F	F	E	E
Synchro	E	F	F	F	F	Synchro	F	E	E	F	D

Fuente: El autor, 2016.

En las facilidades estudiadas al optimizar los ciclos del semáforo se marcó una tendencia de aumento en la demora, lo cual puede indicar que los segmentos estén operando cerca de su capacidad o sobre ella. Además se observó que la metodología propuesta por el HCM 2010 presenta mayor variación en los valores de velocidad de viaje, debido a que tiende a tener valores de demora más altos.

En la avenida número uno de todos los casos analizados en apenas un 20% de los segmentos se observó una mejora en el nivel de servicio. Por otra parte, en la avenida número ocho en un 20% de los casos estudiados se notó una mejora en el nivel de servicio además otro 20% mostró una disminución en el nivel de servicio.

3.2. Análisis operacional con carril exclusivo de autobuses.

3.2.1. Avenida 01.

Se propondrá la implementación de un carril exclusivo de autobuses de la siguiente manera.

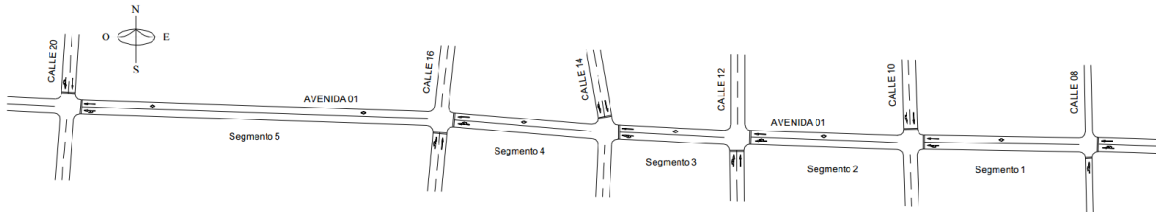


Figura 30. Configuración de la avenida 01 con carril exclusivo de autobuses.
Fuente: El autor, 2016.

3.2.1.1. Demoras

Tabla 28. Comparación de demoras en avenida 01.

Avenida 01				
Carril exclusivo de autobuses		No	Si	Aumento (%)
HCM 2010	Demora Total (AM)	63,70	99,70	56,51
	Demora Total (PM)	62,40	96,30	54,33
Synchro	Demora Total (AM)	53,10	88,70	67,04
	Demora Total (PM)	53,10	86,80	63,47

Fuente: El autor, 2016.

3.2.1.2. Velocidad de viaje

Tabla 29. Comparación de velocidades de viaje en avenida 01.

Avenida 01				
Carril exclusivo de autobuses		No	Si	Disminución (%)
HCM 2010	Velocidad de viaje (AM)	18,70	14,90	20,32
	Velocidad de viaje (PM)	18,92	15,10	20,19
Synchro	Velocidad de viaje (AM)	21,90	15,02	31,42
	Velocidad de viaje (PM)	21,36	15,18	28,93

Fuente: El autor, 2016.

3.2.1.3. Niveles de servicio

Tabla 30. Niveles de servicio con carril exclusivo de autobuses en avenida 01.

Avenida 01 (Horario AM)						Avenida 01 (Horario PM)					
Nivel de servicio	Segmentos					Nivel de servicio	Segmentos				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
HCM 2010	E	F	F	F	F	HCM 2010	F	F	F	F	F
Synchro	F	F	F	F	F	Synchro	F	F	F	F	F

Fuente: El autor, 2016.

3.2.2. Avenida 08.

Se propondrá la implementación de un carril exclusivo de autobuses de la siguiente manera.

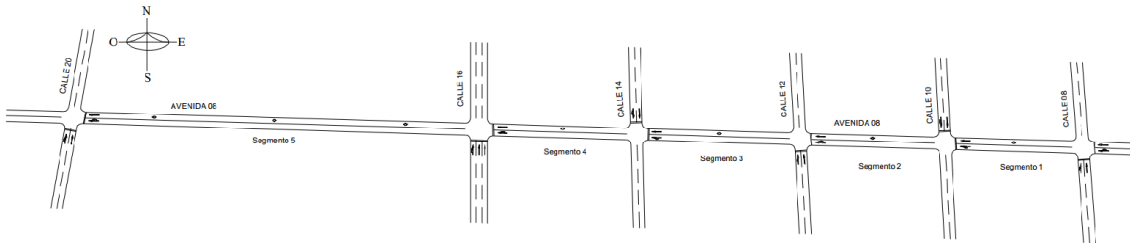


Figura 31. Configuración de la avenida 08 con carril exclusivo de autobuses.

Fuente: El autor, 2016.

3.2.2.1. Demora

Tabla 31. Comparación de demoras en avenida 08.

Avenida 08				
Carril exclusivo de autobuses		No	Si	Aumento (%)
HCM 2010	Demora Total (AM)	92,10	368,60	300,22
	Demora Total (PM)	69,70	122,50	75,75
Synchro	Demora Total (AM)	50,30	279,80	456,26
	Demora Total (PM)	39,30	148,90	278,88

Fuente: El autor, 2016.

3.2.2.2. Velocidad de viaje

Tabla 32. Comparación de velocidades de viaje avenida 08.

Avenida 08				
Carril exclusivo de autobuses		No	Si	Disminución (%)
HCM 2010	Velocidad de viaje (AM)	16,36	10,76	34,23
	Velocidad de viaje (PM)	18,98	15,78	16,86
Synchro	Velocidad de viaje (AM)	23,56	10,74	54,41
	Velocidad de viaje (PM)	26,30	14,40	45,25

Fuente: El autor, 2016.

3.2.2.3. Nivel de servicio

Tabla 33. Niveles de servicio con carril exclusivo de autobuses en avenida 08.

Avenida 08 (Horario AM)						Avenida 08 (Horario PM)					
Nivel de servicio	Segmentos					Nivel de servicio	Segmentos				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
HCM 2010	F	F	F	F	F	HCM 2010	F	F	F	F	F
Synchro	F	F	F	F	F	Synchro	F	F	F	F	F

Fuente: El autor, 2016.

El análisis de la propuesta se realizó con el volumen de tránsito utilizado para modelar la situación actual de las facilidades, también se mantuvieron los mismos factores de hora pico y se disminuyó en un 50% el porcentaje de vehículos pesados.

En cuanto a las condiciones geométricas se mantuvieron con respecto a la situación actual, a excepción de la cantidad de carriles la cual se disminuyó a un carril sobre la avenida para el tránsito particular.

Para este caso en particular se utilizaron los ciclos optimizados, debido a que al analizar el escenario de implementar un carril de autobuses en las avenidas se mostró una disminución en las demoras al hacer las optimizaciones, esto se da posiblemente al disminuir considerablemente el porcentaje de vehículos pesados, con esto disminuimos sus efectos negativos en el desempeño de las facilidades estudiadas, por ende es más sencillo satisfacer el volumen porcentual crítico.

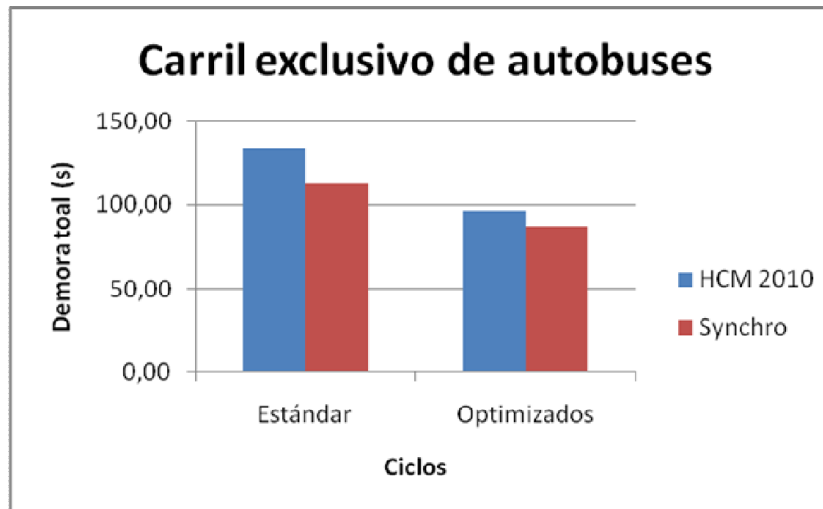


Figura 32. Comportamiento en demoras al optimizar ciclos en facilidades estudiadas.
Fuente: El autor, 2016.

Al comparar los resultados obtenidos con ambas metodologías, se puede observar que desde el punto de vista funcional tenemos un deterioro en los valores de los indicadores. Esto se da porque al quitar un carril para el tránsito particular, se está disminuyendo la capacidad entre un 45% y un 55%, esto tendrá impacto de manera negativa en los demás indicadores.

3.3. Sistemas coordinados

Los sistemas coordinados consisten en un grupo de semáforos cercanos que muestran las señales con un cierto orden entre ellos, ya sea con respecto a un controlador maestro o no, esta coordinación puede ser: simultánea, alternada, progresiva simple o progresiva flexible (Cal y Mayor & Cárdenas, 2000).

Esta coordinación favorece la movilidad y ayuda a evitar repetidas paradas. En carreteras ubicadas en zonas urbanas se puede generar una coordinación para permitir la circulación ininterrumpida teniendo que realizar a lo sumo una parada (coordinación simultánea).

Para definir si es necesaria una coordinación de semáforos en una carretera existen diversos criterios y cabe resaltar que la mayoría son altamente empíricos.

Muchos analistas usan únicamente la distancia como criterio, por lo general se dice que dos o más intersecciones con menos de 500 m de separación entre ellas necesitan ser coordinadas.

La metodología propuesta por el HCM en su versión 2010 utilizada en esta investigación, no contempla coordinabilidad, por esta razón el análisis de estos sistemas se limita solo al programa "Synchro". Este programa utiliza un factor de coordinabilidad que usa una escala de 0 a 100 o más, donde si el valor es superior a 80 indica que las intersecciones deben ser coordinadas y si es inferior a 20 indica lo contrario o que la coordinación es de otra manera no deseable.

3.3.1. Factor de coordinabilidad

El programa "Synchro" utiliza la siguiente ecuación para definir el factor de coordinabilidad:

$$C_F = \text{Max}(C_{F1}, C_{F2}) + A_P + A_V + A_C \quad (128)$$

Donde:

C_F = Factor de coordinabilidad.

C_{F1} = Factor de coordinabilidad inicial a partir del tiempo de viaje.

C_{F2} = Factor de coordinabilidad inicial a partir del volumen por la distancia.

A_P = Ajuste de pelotón.

A_V = Ajuste de volumen.

A_C = Ajuste de duración del ciclo.

Tabla 34. Factores de coordinabilidad de las facilidades estudiadas.

Factor de coordinabilidad		
Variable	Avenida 01	Avenida 08
C_{F1}	96	98
C_{F2}	91	100
A_P	-9	-11
A_V	-2	4
A_C	0	0
C_F	85	93

Fuente: El autor, 2016.

3.3.2. Avenida 01

3.3.2.1. Demora

Tabla 35. Comparación de demoras al coordinar semáforos de avenida 01.

Avenida 01		
Demora	Horario AM	Horario PM
Coordinado	56,40	56,50
No coordinar	88,70	86,80

Fuente: El autor, 2016.

3.3.2.2. Velocidad de viaje

Tabla 36. Comparación de velocidad de viaje al coordinar semáforos de avenida 01.

Avenida 01		
Velocidad de viaje	Horario AM	Horario PM
Coordinado	20,26	20,54
Sin coordinar	15,02	15,18

Fuente: El autor, 2016.

3.3.2.3. Nivel de servicio

Tabla 37. Niveles de servicio al coordinar semáforos de avenida 01.

Avenida 01 (Horario AM)						Avenida 01 (Horario PM)					
Nivel de servicio	Segmentos					Nivel de servicio	Segmentos				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
	F	E	F	F	E		F	E	F	E	E

Fuente: El autor, 2016.

3.3.3. Avenida 08

3.3.3.1. Demora

Tabla 38. Comparación de velocidad de viaje al coordinar semáforos de avenida 08.

Avenida 08		
Demora	Horario AM	Horario PM
Coordinado	265,00	99,90
Sin coordinar	592,60	268,20

Fuente: El autor, 2016.

3.3.3.2. Tiempo de viaje

Tabla 39. Comparación de velocidad de viaje al coordinar semáforos de avenida 08.

Avenida 08		
Velocidad de viaje	Horario AM	Horario PM
Coordinado	13,90	19,22
Sin coordinar	23,56	26,30

Fuente: El autor, 2016.

3.3.3.3. Nivel de servicio

Tabla 40. Niveles de servicio al coordinar semáforos de avenida 08.

Avenida 08 (Horario AM)						Avenida 08 (Horario PM)					
Nivel de servicio	Segmentos					Nivel de servicio	Segmentos				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
	F	F	F	F	F		F	F	E	E	F

Fuente: El autor, 2016.

3.4. Factibilidad de la propuesta

3.4.1. Factibilidad con sistemas no coordinados

Se realizará un análisis de factibilidad desde el punto de vista funcional, por esta razón se procederá a realizar una comparación entre medidas de desempeño entre la situación actual y la propuesta. Los indicadores por tomar en cuenta principalmente la demora, velocidad de viaje y nivel de servicio.

Al analizar las demoras totales, es decir la demora de la facilidad, se observa que con la metodología HCM 2010 aplicada en la avenida 01 las demoras aumentan en promedio un 55% mientras que con el uso del programa "Synchro" para el mismo caso el aumento es de un 61%. En el caso de la avenida 08 los aumentos son aún mayores, con el HCM 2010 la diferencia fue de un 188% y con el programa "Synchro" de un 266%.

En el caso de la velocidad de viaje esta también tendrá variación por su directa relación con las demoras. En la avenida 01 el método HCM 2010 presenta una disminución promedio de 20% en este indicador mientras que el programa "Synchro" la disminución es de 26%. Por otra parte en la avenida 08 como se observó en el indicador analizado anteriormente las diferencias son mayores con disminuciones de 26% y 50% con HCM2010 y el programa "Synchro" respectivamente.

Los niveles de servicio en algunos casos se mantienen y en otros disminuyen, sin embargo, esta medida de desempeño no es considerable debido a que su escala después de cierto punto se mantiene constante aunque su indicador base continúe disminuyendo.

Con base en los resultados obtenidos, desde el punto de funcional, al incorporar un carril exclusivo de autobuses en las avenidas estudiadas empeora el desempeño de ambas, porque existe un aumento considerable en las demoras, disminución de la velocidad de viaje y la disminución de los niveles de servicio de algunos segmentos.

3.4.2. Factibilidad con sistemas coordinados

3.4.2.1. Avenida 01

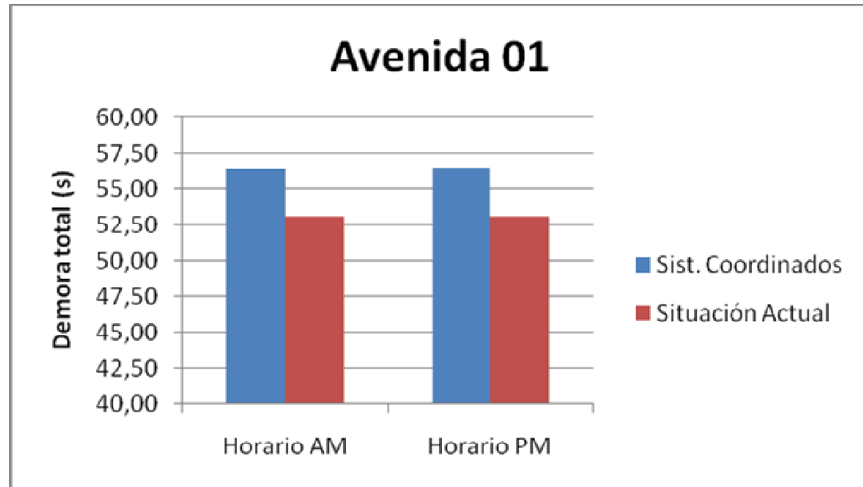


Figura 33. Comparación de demoras al usar sistemas coordinados en avenida 01.
Fuente: El autor, 2016.

3.4.2.2. Avenida 08

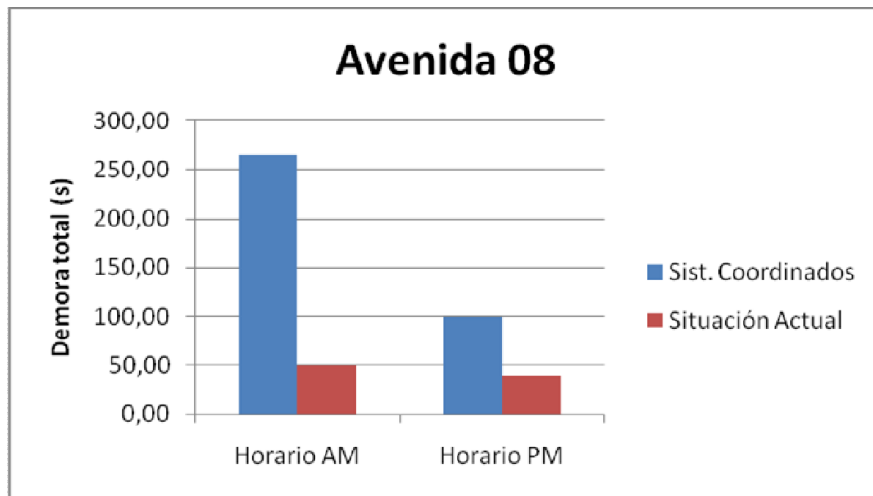


Figura 34. Comparación de demoras al usar sistemas coordinados en avenida 08.
Fuente: El autor, 2016.

3.4.2.3. Emisión de gases contaminantes

3.4.2.3.1. Avenida 01

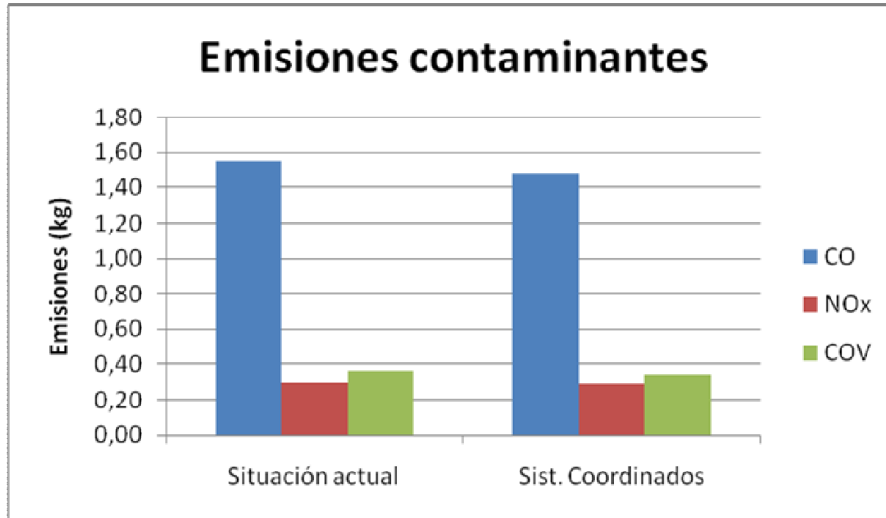


Figura 35. Emisión de gases contaminantes en avenida 01.
Fuente: El autor, 2016.

3.4.2.3.2. Avenida 08

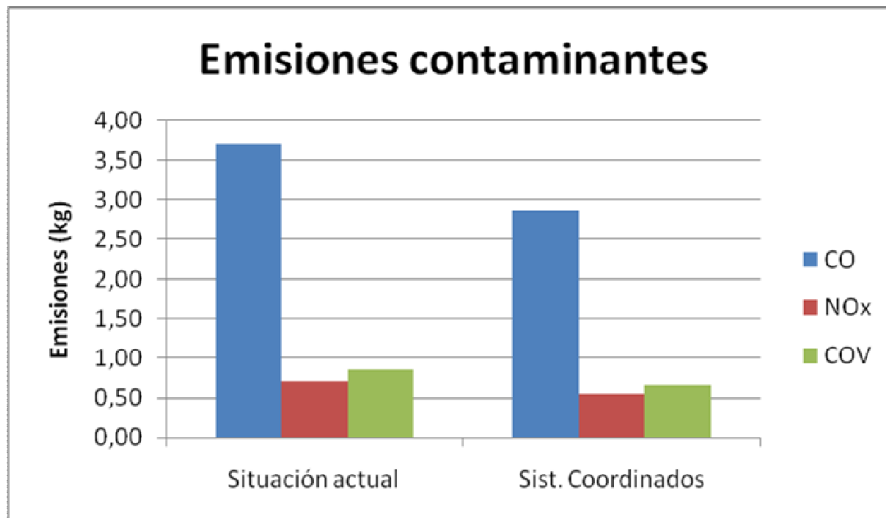


Figura 36. Emisión de gases contaminantes en avenida 08.
Fuente: El autor, 2016.

Al implementar la coordinación de los semáforos en las facilidades estudiadas mediante desfases, se observó una mejora considerable en los indicadores seleccionados con respecto a los resultados obtenidos con el análisis de las facilidades con carril exclusivo para autobuses.

Las demoras sufrieron disminuciones significativas, ya que al coordinar los semáforos en avenida 01, este indicador se redujo alrededor de 36%. Mientras tanto en avenida 08 el valor de demora bajó un 59%.

Al reducir las demoras se logró un aumento muy considerable en las velocidades de viaje, en avenida 01 esta medida de desempeño se incrementó en un 35%. Por otra parte en el caso de avenida 08 el valor de la velocidad de viaje se acrecentó en un 34%.

En algunos casos los niveles de servicio mostraron una leve mejoría, sin embargo en gran parte de los segmentos analizados la calificación se mantuvo estable a pesar la notoria mejoría en los otros indicadores analizados.

En comparación con la situación actual (Ver figura 33 y figura 34) para el caso de avenida 08, la coordinación en el sistema de semáforos no logró los resultados esperados, ya que las demoras se incrementaron un 154% con respecto a la situación actual. Por otra parte al analizar la avenida 01 con la inclusión de un sistema coordinado de semáforos el aumento en la demora fue de un 6% con respecto a la situación actual.

En relación con los resultados obtenidos podemos decir que al implementar un carril exclusivo de autobuses en la avenida 01 su desempeño no se verá afectado de manera significativa, por otra parte en la avenida 08 esta propuesta si tendrá un efecto negativo considerable en la funcionalidad de esta facilidad.

El uso de sistemas coordinados de semáforos además de mejorar el desempeño de las facilidades, también mostró una disminución en la emisión de gases como monóxido de carbono, óxidos de nitrógeno y compuestos de oxígeno volátiles.

Conclusiones

Los parámetros necesarios para realizar un análisis operacional son las condiciones de tránsito, condiciones geométricas y la temporización de los semáforos; para el desarrollo de esta investigación los datos de entrada utilizados fueron conteos manuales, los cuales suministran los volúmenes de tránsito, factores de hora pico y porcentaje de vehículos pesados; planos de las carreteras del área metropolitana los cuales proporcionaron la cantidad y los anchos promedio de carril, además de la configuración de los mismos (exclusivos o compartidos). También se contó con la programación de los semáforos, que brindó la duración de los ciclos y las fases divididas.

Con solamente esta información se logró llegar a resultados aceptables desde el punto de vista cualitativo, ya que si se comparara la opinión de los usuarios posiblemente concordarían con los niveles de servicio obtenidos. Sin embargo, es posible aumentar el nivel de precisión de nuestros análisis con la incorporación de mayor información, de esta manera podemos conocer si los métodos estudiados son aplicables a las condiciones de nuestro país y encontrar mejores soluciones o propuestas para el mejoramiento vial de la capital.

Al realizar el análisis operacional de las facilidades estudiadas, ambos métodos coincidieron en que el desempeño actual de estas facilidades es deficitario, que se opera bajo condiciones de congestión durante ambos horarios estudiados en esta investigación.

Esta realidad aplica para gran parte de la infraestructura vial del cantón central de San José, debido a esto es necesario buscar las herramientas necesarias para brindar soluciones adecuadas a este problema. Por esta razón es importante estudiar y comprender diversas metodologías que nos permitan seleccionar la o las que mejor se adapten a las condiciones de nuestro entorno.

Las soluciones más adecuadas para tratar de dar solución a esta problemática son las soluciones integrales, es decir, aquellas que contemplen todos los medios de transporte que interactúan en áreas urbanas, para tratar de satisfacer las necesidades

de todos. El HCM en su versión 2010 ofrece procedimientos interesantes para lograr un análisis multimodal, por lo que representa una herramienta potencial para brindar soluciones integrales.

Al comparar los métodos usados para analizar la funcionalidad de las facilidades urbanas seleccionadas se observaron varias diferencias, entre ellas es posible citar: el criterio de nivel de servicio ya que el HCM 2010 incorpora el uso de la relación volumen-capacidad en la determinación de este indicador, esto hace que esta metodología sea más estricta en condiciones sobre saturadas.

Si bien es cierto que ambos métodos tienen la capacidad de realizar análisis operacional, el HCM 2010 también se puede utilizar para planeación y análisis preliminar, aspecto que no posee el programa "Synchro", sin embargo, este último tiene la ventaja de la aplicación a tiempos del semáforo, por lo que si se desea trabajar con la optimización de ciclos, desfasamientos y redes de trabajo este programa será muy útil.

Tanto el programa "Synchro" como la metodología HCM 2010 posee una buena precisión esperada, esta ronda entre 10% y 28% según algunos manuales, además algunos estudios han demostrados la aplicabilidad que tienen estos métodos en distintas partes del mundo, comprobando su efectividad para simular con éxito situaciones reales bajo ciertas condiciones. Sin embargo, se encontró que la principal fuente de variabilidad entre ambas metodologías está en el cálculo de la demora.

Para la determinación de este indicador el HCM 2010 toma en cuenta tres términos para calcular la demora total, estos son la demora por control, la demora incremental y la demora por cola inicial. En el caso del programa "Synchro" la demora total es calculada con base en dos términos la demora por control y la demora por cola inicial. De la misma manera, al calcular la demora por control ambos métodos presentan variaciones, en las cuales el programa "Synchro" tiende a proporcionar demoras por control más altas que el HCM 2010.

En los casos estudiados en esta investigación no se tomó en cuenta la demora por cola inicial, por lo que los valores de demora obtenidos en los análisis realizados

con el HCM 2010, son el resultado de la suma de la demora por control (demora uniforme) y de la demora incremental, mientras que los resultados del programa "Synchro" solo contemplaron el valor de la demora por control, esto ocasionó que las demoras obtenidas por el HCM 2010 fueran mayores.

Esta diferencia en las demoras fueron la causa de la variación significativa en los demás indicadores, ya que estos son dependientes de los valores de demora. Otras fuentes de variación considerables fueron los errores de redondeo y discrepancias en la formulación de los modelos. Al analizar las intersecciones que conforman las facilidades urbanas seleccionadas, en la mayoría de los casos no se encontraron variaciones que repercutieran en diferencias en los niveles de servicio de estas por lo que las diferencias más considerables se encontraron en el análisis de facilidades.

Desde el punto de vista funcional, en los casos estudiados en el desarrollo de esta investigación, la propuesta de implementar un carril exclusivo de autobuses en las avenidas seleccionadas, impacta de manera negativa el desempeño de estas facilidades urbanas. Con el uso de ambos métodos se observó que al implementar este carril las demoras aumentaron más de un 50% en todos los casos.

De igual manera se vio afectada la velocidad de viaje, esta disminuyó 20% o más en los casos estudiados, debido al deterioro en los valores de estos indicadores los niveles de servicio en todos los casos disminuyeron, en su mayoría llegando a la peor calificación.

La mayor afectación se observó en el caso de la avenida 08 donde los incrementos en las demoras en algunos casos tuvieron valores de 300% o más, debido a esto los demás indicadores también se vieron enormemente afectados. Por estas razones la propuesta bajo las condiciones estudiadas; es decir, la implementación de un carril exclusivo de autobuses con los tiempos de semáforos actuales o estándar; no es factible debido al impacto negativo que tendría en el desempeño de las facilidades.

El tema de los sistemas coordinados ha sido tratado por algunos autores en varios libros, estos mencionan que estos sistemas favorecen la movilidad, ya que ayuda a reducir la cantidad de paradas dentro de un tramo carretera, estas

coordinaciones se pueden realizar de diferentes maneras, estas pueden ser simultánea, alternada o progresiva.

Los criterios para determinar si es necesaria la coordinación de una carretera son empíricos, sin embargo han demostrado ser efectivos. Para las facilidades estudiadas en esta investigación se tomaron en cuenta dos criterios: la distancia entre intersecciones adyacentes, la cual en todos los casos era inferior a 500 m y la ecuación 128; con ambos criterios se determinó que los tramos analizados necesitaban coordinación. Para este caso específico de estudio se mostró que estos criterios, a pesar de ser empíricos, funcionaron adecuadamente, debido a que al coordinar los semáforos, en ambos casos hubo mejoría en los indicadores.

Con base en los resultados obtenidos, se demostró que al incorporar los sistemas coordinados en la propuesta hecha (facilidad con carril exclusivo de autobuses), los indicadores fueron modificados de manera positiva. Tanto en la avenida 01 como en la avenida 8, las demoras disminuyeron más de un 30% y la velocidad de viaje se aumentó alrededor de un 35%. Además los niveles de servicio en algunos casos mejoraron levemente.

En relación con las premisas expuestas anteriormente, es posible decir que la propuesta de implementar un carril exclusivo de autobuses, si está complementada de un sistema de semáforos coordinados es factible desde el punto de vista funcional en la avenida 01, ya que la afectación en esta vía sería apenas de un incremento del 6% en la demora con respecto a la situación actual, bajo estas condiciones.

Además en la práctica, al implementar la propuesta es posible tener un desempeño mejor al calculado, debido a que un porcentaje del volumen de tránsito posiblemente buscaría rutas alternas a esta vía. Por otro lado, en el caso de la avenida 08 la incorporación de la propuesta, tendría un impacto negativo en su desempeño, debido a que las demoras aumentarían más de un 100% con respecto a la situación actual.

Otro aspecto positivo que se observó al incorporar sistemas coordinados a nuestra propuesta fue la disminución de las emisiones de gases contaminantes en

ambos casos estudiados. Además podemos asegurar que una reducción de estos, significa un ahorro en el consumo de combustibles.

Recomendaciones

Se recomienda la realización de análisis operacionales con mayor cantidad de información inicial para aumentar la exactitud del mismos, es decir, la incorporación de estudios de demandas insatisfechas, estudios de colas iniciales, rebotes de cola y la confección de bases de datos con información acerca de la cantidad de buses y los lugares de parada asignados a estos, cantidad de maniobras promedio por parqueos en las zonas donde estos existan, entre otros aspectos, que afectan el desempeño de las carreteras urbanas, esto ayudaría a obtener resultados que se acerquen más a la realidad.

Realizar estudios de flujos de peatones y bicicletas, este último ,donde sea necesario, para poder realizar análisis multimodales en el cantón central de San José, y de esta manera buscar soluciones que busquen beneficiar a todos, sin priorizar en un medio de transporte en específico.

Mejorar la disponibilidad de datos acerca condiciones geométricas mediante la actualización periódica de planos, así como la documentación de las pendientes que poseen las vías, para estudiar más a fondo el impacto de la geometría de las carreteras del cantón central de San José, sobre la funcionalidad de las mismas.

Evaluar la efectividad de las optimizaciones de los ciclos del semáforo,por parte de ambas metodologías, contra mediciones de campo para conocer cuál es más efectivo al proponer estos cambios en la programación de los semáforos.

Realizar estudios de vehículo flotante para tener la posibilidad de hacer las validaciones y calibraciones correspondientes para los métodos utilizados en esta investigación, de esta manera se puede determinar cuál de las dos metodologías estudiadas es más aplicable a nuestro entorno. Además se pueden estudiar otros

métodos para el análisis de infraestructura vial con el objetivo de tener la posibilidad de crear un compendio de métodos para la evaluación de las carreteras nacionales.

Complementar esta investigación con otros estudios que permitan realizar un análisis de factibilidad integral, que permitan ratificar o descartar la posibilidad de hacer realidad la propuesta de implementar carriles exclusivos de autobuses en facilidades urbanas, ya que desde el punto de vista funcional ,en el caso de la avenida 01, sí es posible implementar dicho carril.

Se recomienda hacer un estudio dedicado a la implementación de sistemas coordinados en carreteras urbanas, ya que estos demostraron mejorar los indicadores de desempeño en las facilidades estudiadas, una disminución en la emisión de gases contaminantes y un posible ahorro en el consumo de combustibles. Además de una verificación de la efectividad de los criterios para obtener los factores de coordinabilidad, para obtener una base teórica para estos.

Referencias Bibliográficas

- Acosta, E. (2007). *Validación del modelo HCM-2000 en Intersecciones Reguladas con Alto y Semáforo*. Tesis inédita. Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica. San Pedro, Costa Rica.
- Benekohal, R., & Zhao, W. (2000). Delay-based passenger car equivalent for trucks at signalized intersections. *Transportation Research* , 437-457.
- Cal y Mayor, R., & Cárdenas, J. (2000). *Ingeniería de tránsito. Fundamentos y aplicaciones*. (Sétima ed.). Bogotá, Colombia: Alfaomega.
- Chang, T.-H., & Lin, J.-T. (2000). Optimal signal timing for an oversaturated intersection. *Transportation Research* , 471-479.
- Courage, K. (2010). Comparison of the 2010 Highway Capacity Manual urban street facilities analysis procedure with other traffic analysis tools. *Transportation Research* , 1-15.
- Dion, F., Rakha, H., & Kang, Y.-S. (2004). Comparison of delay estimates at under-saturated and over-saturated pre-timed signalized intersections. *Transportation Research* , 99-122.
- Garber, N., & Hoel, L. (2005). *Ingeniería de tránsito y carreteras* (Tercera ed.). México D.F., México: Thomson.
- Koutsopoulos, H., & Habbal, M. (1994). Effect of intersection delay modeling on the performance of traffic equilibrium models. *Transportation Research* , 133-149.
- Morales, E. (1988). *Estudio de demoras en intersecciones con semáforo*. Tesis inédita. Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica. San Pedro, Costa Rica.

Sáenz, W. (1987). *Estudio del Efecto de los Vehículos Pesados sobre la Capacidad de las Intersecciones con Semáforos*. Tesis inédita. Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica. San Pedro, Costa Rica.

Transportation Research Board. (2010). *Highway Capacity Manual* (Quinta ed., Vol. III). Washington, Estados Unidos: TRB Publications.

Zumbado, V. (1997). *Determinación del flujo de saturación en intersecciones con semáforo y del efecto de los autobuses*. Tesis inédita. Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad de Costa Rica. San Pedro, Costa Rica.

Anexos

Resumen de volúmenes avenida 01

Intersección Avenida 01 Calle 08						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	50	624	100	68	0
FHP	-	0.69	0.72	0.76	0.71	-
PVP	-	14%	7%	56%	16%	-

Intersección Avenida 01 Calle 08						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	6	524	97	75	0
FHP	-	0.25	0.72	0.90	0.89	-
PVP	-	0%	5%	52%	12%	-

Intersección Avenida 01 Calle 10						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el sur		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	78	593	0	0	130	20
FHP	0.93	0.96	-	-	0.77	0.71
PVP	28%	12%	-	-	7%	15%

Intersección Avenida 01 Calle 10						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el sur		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	87	577	0	0	251	43
FHP	0.75	0.94	-	-	0.92	0.83
PVP	9%	11%	-	-	5%	7%

Intersección Avenida 01 Calle 12						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	403	72	226	397	0
FHP	-	0.88	0.49	0.84	0.84	-
PVP	-	14%	19%	18%	9%	-

Intersección Avenida 01 Calle 12						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	381	125	214	302	0
FHP	-	0.79	0.64	0.63	0.61	-
PVP	-	16%	24%	15%	7%	-

Intersección Avenida 01 Calle 14						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el sur		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	590	74	0	0	358	100
FHP	0.95	0.77	-	-	0.89	0.81
PVP	19%	4%	-	-	12%	10%

Intersección Avenida 01 Calle 14						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el sur		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	585	51	0	0	282	116
FHP	0.94	0.61	-	-	0.89	0.76
PVP	16%	6%	-	-	12%	3%

Intersección Avenida 01 Calle 20						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el sur		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	123	570	0	0	228	302
FHP	0.68	0.81	-	-	0.70	0.85
PVP	8%	28%	-	-	5%	26%

Intersección Avenida 01 Calle 20						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el sur		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	258	406	0	0	228	302
FHP	0.84	0.91	-	-	0.70	0.85
PVP	8%	33%	-	-	5%	26%

Resumen de volúmenes avenida 08

Intersección Avenida 08 Calle 08						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	531	10	91	204	0
FHP	-	0.91	0.63	0.43	0.62	-
PVP	-	12%	30%	21%	35%	-

Intersección Avenida 08 Calle 08						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	175	79	79	175	0
FHP	-	0.84	0.82	0.82	0.84	-
PVP	-	34%	16%	16%	34%	-

Intersección Avenida 08 Calle 10						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el sur		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	86	561	0	0	299	108
FHP	0.74	0.75	-	-	0.89	0.84
PVP	28%	8%	-	-	16%	43%

Intersección Avenida 08 Calle 10						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el sur		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	109	507	0	0	320	88
FHP	0.94	0.85	-	-	0.93	0.85
PVP	39%	8%	-	-	13%	34%

Intersección Avenida 08 Calle 12						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	629	48	277	340	0
FHP	-	0.75	0.44	0.76	0.79	-
PVP	-	8%	2%	1%	4%	-

Intersección Avenida 08 Calle 12						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	584	40	93	245	0
FHP	-	0.96	0.67	0.73	0.74	-
PVP	-	10%	10%	8%	14%	-

Intersección Avenida 08 Calle 14						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el sur		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	34	829	0	0	316	204
FHP	0.71	0.95	-	-	0.83	0.82
PVP	9%	9%	-	-	5%	7%

Intersección Avenida 08 Calle 14						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el sur		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	22	645	0	0	427	167
FHP	0.61	0.91	-	-	0.83	0.80
PVP	0%	9%	-	-	3%	10%

Intersección Avenida 08 Calle 16						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	884	103	176	507	0
FHP	-	0.89	0.83	0.76	0.89	-
PVP	-	10%	2%	10%	5%	-

Intersección Avenida 08 Calle 16						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	714	24	141	283	0
FHP	-	0.83	0.67	0.93	0.88	-
PVP	-	10%	0%	13%	7%	-

Intersección Avenida 08 Calle 20						
Horario AM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	773	466	0	743	361
FHP	-	0.90	0.87	-	0.92	0.88
PVP	-	8%	11%	-	4%	2%

Intersección Avenida 08 Calle 20						
Horario PM	Hacia el oeste			Hacia el norte		
	GI	MD	GD	GI	MD	GD
Volumen	0	692	391	267	550	0
FHP	-	0.93	0.99	0.82	0.94	-
PVP	-	9%	9%	1%	4%	-

