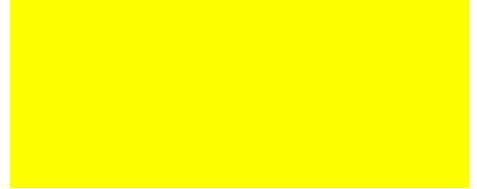


UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA  
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES



**MAESTRÍA EN CIENCIAS DE INGENIERÍA**

**- MENCIÓN TRANSPORTE -**



**FACTORES LOCALES PARA CÁLCULO DE DEMORA EN  
INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS.**

Autor: Ing. María Laura Albrieu

Director: Prof. MSc. Ing. Jorge Galarraga

CIUDAD DE CÓRDOBA – ARGENTINA  
AGOSTO 2014

A Gerardo, Guillermina y Daniela  
Nunca es tarde.

#### AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Jorge J. Galarraga por su inmensa paciencia y tiempo dedicado.

Al Ing. Marcelo Herz porque me impulsó a finalizar esta tesis.

A la Secretaria de Políticas Universitarias que a través de su Programa de Ingeniería de Transporte permitió enriquecer esta producción, especialmente al Ingeniero Licinio Portugal da Silva cuyo aporte fue fundamental en la elaboración de esta tesis y al DSc. Raul De Bonis Almeida Simões por acceder gentilmente a formar parte del tribunal evaluador.

A mis compañeros de maestría y en particular a los que compartieron tardes y noches de trabajo. A mis amigas por su aliento constante

A la ing Cecilia Torres que compartió algunos de sus conocimientos que contribuyeron a alivianar parte de mis tareas.

A mis hijos y familia por su apoyo incondicional.

## RESUMEN

En el Manual de Capacidad de Carreteras 2010 (HCM2010) del Transportation Research Board se presentan procedimientos de predicción de capacidad y medidas de eficiencia para intersecciones con semáforos. Los estudios que dieron origen a esta metodología fueron realizados con base empírica, sobre intersecciones de Estados Unidos, por lo que los parámetros encontrados responden adecuadamente a las características propias de vehículos y conductores de ese lugar.

En este trabajo se encuentran los factores con mayor incidencia en el cálculo de la tasa de flujo de saturación y, en consecuencia, en las demoras, seleccionando los más importantes: tránsito peatonal, vehículos pesados y transporte público. Para ellos se proponen los ajustes que permiten un cálculo más aproximado a la realidad local. Adicionalmente se realiza la calibración y aplicación del modelo de simulación NETSIM para extender los resultados en un caso de aplicación.

---

## ABSTRACT

In the Highway Capacity Manual 2010 of the Transportation Research Board (HCM2010), capacity and efficiency measures prediction procedures for signalized intersections are presented. The studies that led to this methodology were carried out with empirical base on intersections in the United States, and so the parameters found respond adequately to the characteristics typical of the vehicles and drivers from that place.

In this work, the factors with higher incidence in the calculation of the saturation flow rate and, consequently, in the delays, are found, selecting the most important: pedestrian traffic, heavy vehicles, and public transport. For them settings that allow a more accurate calculation to local conditions are proposed. Additionally calibration and application of the simulation model NETSIM is performed to extend the results in an application case.

## ÍNDICE

CAPITULO UNO.....	5
1 INTRODUCCIÓN.....	5
1.1. Contexto del Trabajo.....	5
1.2. Objetivo.....	5
1.3. Estructura del trabajo.....	6
CAPÍTULO DOS.....	7
2 MARCO DE REFERENCIA.....	7
2.1 Introducción.....	7
2.2 Importancia de la tasa de saturación en el análisis del desempeño de una intersección semaforizada.....	7
2.3 Tasa de flujo de Saturación.....	8
• Factores de ajustes.....	11
2.3.1 <i>Factor de ajuste por ancho de carril.....</i>	11
2.3.2 <i>Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.....</i>	12
2.3.3 <i>Factor de ajuste debido a pendientes.....</i>	13
2.3.4 <i>Factor de ajuste por estacionamiento.....</i>	13
2.3.5 <i>Factor de ajuste debido al transporte público.....</i>	14
2.3.6 <i>Factor de ajuste por tipo de área.....</i>	15
2.3.7 <i>Factor de ajuste por utilización de carriles.....</i>	15
2.3.8 <i>Factor de ajuste por giro a la derecha.....</i>	15
2.3.9 <i>Factor de ajuste por giro a la izquierda.....</i>	17
2.3.10 <i>Factor de ajuste por tránsito peatonal.....</i>	17
2.4 Conclusión.....	18
CAPÍTULO TRES.....	20
3 SELECCIÓN DE LAS VARIABLES A ANALIZAR.....	20
3.1 Introducción.....	20
3.2 Análisis de sensibilidad de las variables.....	20
3.2.1 <i>Factor de ajuste por ancho de carril.....</i>	20
3.2.2 <i>Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.....</i>	21
3.2.3 <i>Factor de ajuste debido a pendientes.....</i>	22
3.2.4 <i>Factor de ajuste por estacionamiento.....</i>	22
3.2.5 <i>Factor de ajuste debido al transporte público.....</i>	23
3.2.6 <i>Factor de ajuste por giro a la derecha.....</i>	23
3.2.7 <i>Factor de ajuste por giro a la izquierda.....</i>	24
3.2.8 <i>Factor de ajuste por tránsito peatonal.....</i>	24
3.3 Análisis de los resultados obtenidos.....	25
3.4 Conclusiones.....	26
CAPITULO CUATRO.....	28
4 FACTORES DE AJUSTE.....	28
4.1 Introducción.....	28
4.2 Metodología de aplicación.....	28
4.3 Factor de ajuste por tránsito peatonal.....	30
4.3.1 <i>Introducción.....</i>	30
4.3.2 <i>Marco de referencia.....</i>	31
4.3.3 <i>Relevamiento de la información.....</i>	37
4.3.4 <i>Análisis de características locales.....</i>	38
4.4 Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados.....	39
4.4.1 <i>Introducción.....</i>	39
4.4.2 <i>Marco de referencia.....</i>	39



4.4.3	<i>Relevamiento y procesamiento de la información</i>	42
4.4.4	<i>Análisis de características locales</i>	44
4.5	Factor de ajuste debido al transporte público.	50
4.5.1	<i>Introducción</i>	50
4.5.2	<i>Marco de referencia</i>	51
4.5.3	<i>Relevamiento y procesamiento de la información</i>	57
4.5.4	<i>Análisis de características locales</i>	60
4.6	Conclusiones y recomendaciones.	62
4.6.1	<i>Peatones</i>	62
4.6.2	<i>Vehículos pesados</i>	63
4.6.3	<i>Paradas de Ómnibus</i>	63
CAPITULO CINCO		65
5	SIMULACIÓN	65
5.1	Introducción	65
5.2	El Modelo de simulación de tráfico Netsim	65
5.2.1	<i>Datos generales</i>	66
5.2.2	<i>Datos de la Geometría</i>	67
5.2.3	<i>Datos del tránsito</i>	68
5.2.4	<i>Datos de la señalización</i>	70
5.2.5	<i>Resultados de la simulación</i>	71
5.2.6	<i>Relevamiento y procesamiento de la información</i>	73
5.2.7	<i>Calibración del modelo</i>	75
5.2.8	<i>Resultado de la calibración</i>	77
5.2.9	<i>Utilización del modelo</i>	78
5.3	Comparación demoras simuladas con calculadas.	80
5.4	Conclusiones del capítulo.	82
CAPITULO SEIS		83
6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	83
6.1	Conclusiones	83
6.1.1	<i>Revisión de la bibliografía existente</i>	83
6.1.2	<i>Importancia relativa de los distintos coeficientes</i>	83
6.1.3	<i>De los coeficientes de cálculo</i>	84
	<i>Peatones</i>	84
	<i>Vehículos pesados</i>	84
	<i>Paradas de Ómnibus</i>	85
6.1.4	<i>Verificación de los comportamientos locales mediante simulación</i>	85
6.1.5	<i>Propuesta de adecuación para condiciones argentinas</i>	86
	<i>Peatones</i>	86
	<i>Vehículos pesados</i>	86
	<i>Paradas de Ómnibus</i>	86
6.2	Recomendaciones para futuros estudios	87
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		88
ANEXO I		91
	Relevamiento y Cálculo de Ocupación Peatonal	92
	Relevamiento y cálculo Vehículos Pesados	94
	Relevamiento y cálculo tiempo de parada de ómnibus	129
ANEXO II		169
	Simulación: Datos de Entrada	170
	Simulación: Resultados	183

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 2.1: Tasas de flujo de saturación recomendadas. ....	10
Tabla N° 2.2: Intervalo de descarga promedio y tasa de flujo de saturación en movimientos de tránsito simple de acuerdo con DanKap (Vejdirektoratet 1999b). ....	17
Tabla N° 3.1: Factores de ajuste máximos y mínimos. ....	25
Tabla N° 4.1: Factor de ajuste por giro a la derecha con presencia de peatones ( $f_{RT}$ ) <sub>85</sub> .....	32
Tabla N° 4.2: : Factor de ajuste por giro a la derecha con presencia de peatones ( $f_{RT}$ ) <sub>94</sub> .....	34
Tabla N° 4.3: Factores de vehículos pesados según HCM 65-85 y 94 .....	40
Tabla N° 4.4. Unidad de autos equivalentes .....	41
Tabla N° 4.5: Intervalos ideales .....	44
Tabla N° 4.6: Test de Hipótesis .....	45
Tabla N° 4.7: Estadísticos de las regresiones lineales- .....	47
Tabla N° 4.8: Tasa de saturación ideal estimada .....	47
Tabla N° 4.9: Equivalentes locales .....	49
Tabla N° 4.10: Factor de Ajuste por bloqueo $f_{BB}$ 85.....	51
Tabla N° 4.11: Tiempos de servicio en verde y total para las dos bases de datos. ....	61
Tabla N° 5.1: Composición de la flota vehicular .....	69
Tabla N° 5.2: Tasa de flujo peatonal simulada y demora debido a una interacción fuerte entre vehículos y peatones.....	69
Tabla N° 5.3: Factor multiplicador de tiempos de paradas.....	76
Tabla N° 5.4: Factor multiplicador del tiempo perdido en el arranque.....	76
Tabla N° 5.5: Factor multiplicador del intervalo entre vehículos.....	77
Tabla N° 5.6: Resultados simulación con distinta cantidad de ómnibus por hora, $t_b=10$ seg. ....	79
Tabla N° 5.7: Resultados simulación con distinta cantidad de ómnibus por hora y $t_b=20$ seg. ....	80

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Modelo rectangular de la tasa de flujo de saturación .....	10
Figura 2.2: Separación entre vehículos debido al ancho de carril. Carriles anchos , carriles angostos.....	11
Figura 2.3: Factor de ajuste por ancho de carril .....	12
Figura 2.4: Factor de ajuste por radio de giro.....	16
Figura 2.5: Tasa de flujo de saturación para giro a la derecha con distinto flujo de peatones cruzando en tres ciudades canadienses.....	18
Figura 3.1. Factor de ajuste por ancho de carril .....	21
Figura 3.2: Factor de ajuste para distintos porcentajes de vehículos pesados, con factor de equivalencia igual a 2.- .....	21
Figura 3.3: Factor de corrección por presencia de vehículos pesados en función de la variación de los equivalentes para distintos porcentajes de pesados. ....	22
Figura 3.4: Factor de ajuste debido a pendiente .....	22
Figura 3.5: Factor de corrección debido a la existencia de carriles de estacionamiento en función de la cantidad de estacionamientos por hora para 2 carriles en el grupo... 23	

Figura 3.6: Factor de corrección debido al bloqueo del carril proveniente de las paradas del transporte público para un grupo de dos carriles.....	23
Figura 3.7: Factor de ajuste debido a giros a la derecha. ....	24
Figura 3.8: Factor de ajuste debido a giros a la izquierda.....	24
Figura 3.9: Factor de corrección por presencia de peatones interfiriendo en el giro a la derecha, para distintas proporciones de giro.....	25
Figura 3.10: Porcentaje de cambio en el factor en función del porcentaje de cambio en las variables.....	26
Figura 4.1: Estructura metodológica.....	29
Figura 4.2: Zona de conflicto peatón -vehículo.....	35
Figura 4.3: Relación ocupación flujo peatonal, medida, calculada y tendencia. ....	38
Figura 4.4: Intervalo vs. porcentaje de pesados para el carril derecho .....	45
Figura 4.5: Intervalo vs. porcentaje de pesados para el carril izquierdo .....	46
Figura 4.6: Intervalo vs. porcentaje de pesados para los carriles en forma conjunta... ..	46
Figura 4.7: Sensibilidad de tasa de flujo de saturación ante variaciones en los porcentajes de vehículos pesados .....	50
Figura 4.8: Ubicación de la parada.....	53
Figura 4.9: Espacio de almacenamiento en parada posterior. ....	56
Figura 4.10: Formulario para relevamiento.....	57
Figura 4.11: Puntos en maniobra de parada .....	58
Figura 4.12: Inicio de parada en verde. ....	58
Figura 4.13: Inicio de parada en rojo .....	58
Figura 4.14: Desbloqueo en verde. ....	59
Figura 4.15: Desbloqueo en rojo. ....	59
Figura 4.16: Tiempo de servicio en verde. ....	59
Figura 4.17: Tiempo de bloqueo durante el verde con inicio de maniobra en verde y finalización en rojo.....	60
Figura 4.18: Bloqueo que abarca dos verdes.....	60
Figura 4.19: Bloqueo que se inicia en el rojo de un ciclo y finaliza en el verde del siguiente. ....	60
Figura 4.20: Factores de ajuste por parada de ómnibus, con distintas metodologías. ....	62
Figura 5.1: Distribución Erlang para distintos parámetros de la forma.....	67
Figura 5.2: Diagrama de arcos y nodos.....	67
Figura 5.3: Nodos de ingreso para la simulación de una intersección .....	68
Figura 5.4 Código de las señales .....	70
Figura 5.5: Demora de control. ....	72
Figura 5.6: Tramo simulado de calle Belgrano. ....	73
Figura 5.7: Fases y tiempos de la señal. ....	74
Figura 5.8: Volúmenes y composición intersección en análisis.....	74
Figura 5.9: Comparación demoras simuladas y medidas en campo.....	78
Figura 5.10: Variación de la demora simulada en función de la variación de tiempo de permanencia en la parada. ....	79
Figura 5.11 Demoras con 60 ómnibus sirviendo a la parada, con tiempo de servicio a pasajero de 20 y tiempo de bloqueo en verde de 10 segundos .....	81
Figura 5.12 Demoras con 60 ómnibus sirviendo a la parada, con tiempo de servicio a pasajero de 40 segundos y tiempo de bloqueo en verde de 20 segundos. ....	81
Figura 5.13: Demoras con 120 ómnibus sirviendo a la parada, con tiempo de servicio a pasajeros de 40 segundos y tiempo de bloqueo en verde de 20 segundos.....	81

## CAPITULO UNO

### 1 INTRODUCCIÓN

#### 1.1. Contexto del Trabajo

De todos los componentes de las arterias urbanas, las intersecciones son las zonas donde se generan la mayor cantidad de conflictos. En una intersección de dos calles con doble sentido de circulación pueden darse 32 puntos peligrosos, considerando 8 de divergencia, 8 de convergencia y 16 por cruce. Algunos pueden, cuando los volúmenes de tránsito son bajos, ser eliminados o paliados mediante un rediseño en la geometría de la intersección. Con volúmenes altos, la necesidad de utilización del mismo espacio en el mismo momento, por distintas corrientes vehiculares, obligan a separar los movimientos conflictivos en el espacio o en el tiempo. La primera solución se materializaría por medio de intersecciones a distinto nivel, propuesta extremadamente costosa y de baja aplicación en el ámbito urbano. La segunda, separación en el tiempo de manera tal que el mismo espacio sea asignado en forma alternativa a las distintas corrientes vehiculares, es decir, instalación de semáforos, tiene un costo menor y es la más utilizada en la mayoría de las ciudades del mundo.

Por otro lado las intersecciones, semaforizadas o no, son las principales generadoras de las demoras ocasionadas sobre la circulación en el ámbito de las calles urbanas, debido a las paradas y sus consecuentes esperas. Por lo tanto la demora es uno de los factores claves en la evaluación de la operación de una intersección y es el utilizado en numerosos manuales para definir el nivel de Servicio de una intersección semaforizada. El otro factor importante en la evaluación de la operación es la relación volumen capacidad.

Las distintas metodologías actualmente utilizadas para analizar la capacidad y el nivel de servicio en Australia (Akcelik 1982), Canada (Teply, S., et al. 2006), Gran Bretaña (Kimber, R. M., et al. 1986), Suecia (Petersen and Imre 1977), Taiwan (Institute of Transportation 2001), y los Estados Unidos (Transportation Research Board 2000, 2010), están basadas en la tasa de flujo de saturación y para su estimación involucran diversos coeficientes que han sido calculados con base empírica y que por lo tanto tienen implícitos los comportamientos de los conductores y otras características diferentes a las imperantes en la ciudad de Córdoba, Argentina (normas vigentes, tipo de vehículos, etc.). De donde surgen las siguientes preguntas:

- ¿Cuáles son los entornos de variación de la tasa de flujo de saturación?
- ¿Cuáles de las variables de ajuste tienen mayor influencia en el cálculo de la tasa de flujo de saturación?
- ¿Qué variables están más condicionadas por características locales?
- ¿Es posible encontrar valores locales para los factores de ajuste de la tasa de flujo de saturación?

#### 1.2. Objetivo

Como objetivo general se plantea mejorar el análisis de la metodología para la determinación de capacidad y nivel de servicio en intersecciones semaforizadas mediante la estimación de coeficientes de cálculo que representen adecuadamente las condiciones locales.

Los objetivos particulares son los siguientes:

- 1) Revisar la bibliografía existente y determinar el estado del arte con respecto a las distintas metodologías de aplicación para el análisis del desempeño de una intersección semaforizada
- 2) Encontrar la importancia relativa entre los distintos coeficientes de cálculo, permitiendo, de esta manera realizar una jerarquización de los mismos
- 3) Para los factores de ajustes considerados relevantes detectar los coeficientes de cálculo que se encuentran bajo la influencia de los factores locales y determinar su impacto en la determinación de la capacidad y nivel de servicio.
- 4) Verificar los comportamientos locales mediante la utilización de modelos de simulación
- 5) Proponer la adecuación de los coeficientes que se consideren convenientes para el cálculo de capacidad y nivel de servicio en intersecciones semaforizadas para las condiciones argentinas.

### 1.3. Estructura del trabajo

Este trabajo fue elaborado en 6 capítulos

El Capítulo 1 contiene un análisis del contexto del trabajo, planteo de objetivos y una descripción de la estructura del trabajo.

En Capítulo 2 se realiza una revisión bibliográfica del estudio de capacidad y nivel de servicio en intersecciones, tomando especial cuidado en el estudio de la tasa de flujo de saturación y enfatizando en cada uno de los factores que la afectan.

El Capítulo 3 muestra el análisis de sensibilidad realizado con la finalidad de seleccionar las variables en función de su influencia en el cálculo de la tasa de flujo de saturación.

El Capítulo 4 contiene la metodología general utilizada para el análisis de cada variable, el desarrollo del estudio particular de cada factor, con las profundizaciones del estudio bibliográfico, relevamientos de información, procesamiento y posterior definición del factor.

El capítulo 5 incluye los pasos realizados para calibrar el modelo de simulación NETSIM y la utilización del mismo para extender los resultados encontrados para el caso de paradas de ómnibus

El Capítulo 6 presenta las conclusiones y recomendaciones finales.

## CAPÍTULO DOS

### 2 MARCO DE REFERENCIA.

El presente capítulo tiene por objetivo revisar la bibliografía existente relacionada con la capacidad y nivel de servicio en intersecciones semaforizadas, destacando la importancia de la obtención de la tasa de flujo de saturación.

Teniendo en cuenta esta importancia se estudiará el estado del arte con respecto a los procedimientos para estimar la tasa de flujo de saturación y sus factores de ajuste con lo que se espera caracterizar los mismos y encontrar las posibles metodologías aplicadas para el estudio de cada factor. Este capítulo permite también detectar los estudios ya realizados que puedan servir de apoyo al presente trabajo y realizar una discusión sobre la importancia de cada factor.

#### 2.1 Introducción

El presente capítulo presenta una revisión de la bibliografía existente para la determinación de la capacidad y nivel de servicio en intersecciones semaforizadas.

De esta revisión surge la importancia de la obtención de la tasa de flujo de saturación para la correcta estimación tanto de la capacidad como del funcionamiento de las intersecciones semaforizadas.

Dada esa importancia se analiza el concepto de tasa de flujo de saturación y el estado del arte con respecto a las posibles metodologías para su medición.

El cálculo de la tasa de saturación se realiza afectando a una tasa denominada base o ideal de factores de corrección según distintas características de geometría, tránsito y del entorno, los que son caracterizados y analizados aquí, definiendo el estado del arte de cada uno de ellos.

#### 2.2 Importancia de la tasa de saturación en el análisis del desempeño de una intersección semaforizada.

En general la evaluación de la operación de una intersección semaforizada se realiza por medio de dos medidas de efectividad, la relación entre el volumen y la capacidad y la demora sufrida por los vehículos debida a las paradas y sus consecuentes esperas. Es de destacar que existe una correlación entre ambas, una mayor relación flujo capacidad devendrá en una mayor demora.

La relación entre el flujo y la capacidad tiene gran importancia ya que habla de las condiciones de funcionamiento en forma inmediata, es decir, de la eficacia de la infraestructura para atender la demanda. Muestra si las características físicas y el diseño de la señal son suficientes para atender a la demanda (Layton,1996). Si el volumen es mayor que la capacidad, la demanda es superior a la oferta y por lo tanto se está frente a una infraestructura que no puede satisfacer a la demanda. Ahora bien, en el caso de las intersecciones semaforizadas, la capacidad es la cantidad máxima de vehículos que pueden pasar por hora de tiempo real. Entonces, puede decirse que la capacidad es derivada de la tasa de flujo de saturación (capacidad para verde continuo durante la hora) y del porcentaje de tiempo de verde que posea el acceso. No es un valor que dependa solo de las condiciones geométricas y de circulación, sino que puede ser modificado, alterando las condiciones en que se da la saturación o por medio de cambios en la señal.

La demora sufrida por los conductores, al tener que desacelerar, parar y volver a acelerar, ante un semáforo con señal en rojo refleja la falta de confort, frustración, consumo de energía y tiempo de viaje consumido. En definitiva, es una muestra del funcionamiento de la intersección. Los distintos valores de demora se traducen en distintos niveles de servicio.

Las actuales ecuaciones para el cálculo de la demora reconocen sus orígenes en los primeros estudios realizados por Webster (1958) quien desarrolló la relación entre paradas y demora, bajo el supuesto de llegadas uniformes. Posteriormente, Webster y Cobbe (1966) desarrollaron la función de demoras debido a llegadas aleatorias al acceso de una intersección aislada. Ambas demoras uniforme y aleatoria, están definidas en función del grado de saturación (relación entre el flujo y la capacidad) del acceso analizado. Por lo tanto la demora de una intersección es altamente dependiente de la tasa de flujo de saturación.

Según la bibliografía revisada las metodologías actualmente utilizadas para analizar la capacidad y el nivel de servicio en Australia (Akcelik 1982), Canadá (Tepley, S., et al. 1995), Gran Bretaña (Kimber, R. M., et al. 1986), Suecia (Petersen and Imre 1977), Taiwan (Institute of Transportation 2001), y los Estados Unidos (Transportation Research Board 2010), están basados en la tasa de flujo de saturación.

El Manual de Capacidad HCM 2000 analiza la efectividad por grupos de carriles. La actualización del 2010 realiza una redefinición de dichos grupos de manera tal que en la mayoría de los casos cada carril debe ser tratado por separado. Otros análisis de capacidad, como los de Australia, Canadá y Suecia, utilizan el carril individual.

### **2.3 Tasa de flujo de Saturación**

Formalmente fue Webster en el año 1958 quien introdujo el concepto de Tasa de Flujo de saturación como el flujo que se obtendría si teniendo una fila de infinitos vehículos en el acceso de una intersección se le diera verde constante, de manera tal de tener una circulación sin interrupciones durante una hora.

Oliveira Neto (2003) destaca que tanto el HCM(2000), el TRL (Binning e Crabtree, 2000) y el ARRB (Akçelik, 1993) definen la tasa de saturación como una tasa máxima de descarga, ya sea durante el tiempo de verde o mientras exista cola.. Una definición más detallada fue dada por May (1990), definiéndola como la tasa horaria de flujo con la cual los vehículos atraviesan un acceso en condiciones de tránsito constantes, asumiendo un verde infinito y sin tiempo perdido.

Cardoso (2003) explica que Robertson et al (1994) definen la tasa de saturación como la máxima cantidad de vehículos que pueden pasar por una sección de vía determinada en un determinado intervalo de tiempo. Estos autores concluyen que esta tasa determina la productividad de utilización de un carril de tránsito dado.

En todos los casos y muy especialmente en la definición propuesta por May, están presentes las condiciones locales ya que la tasa horaria de paso de los vehículos va a depender tanto de la capacidad de aceleración de los mismos, como de las características de los conductores, los menos arriesgados tienden a dejar mayores espacios entre vehículos, mientras que aquellos más agresivos circulan muy cerca del vehículo anterior, generando de esta manera bajas tasas de saturación en el primer caso y mayores en el segundo, o sea en relación inversamente proporcional a los intervalos entre vehículos.

Específicamente el HCM2000 define a la tasa de flujo de saturación como la tasa de descarga máxima durante el tiempo de verde. Es computada, generalmente, después de alrededor de 10 a 14 segundos de verde, los que corresponden al cruce de la línea de parada del eje frontal del cuarto a sexto automóvil, contado a partir del comienzo del verde.

Se puede observar que si bien se la define como una tasa máxima de descarga los estudios de campo utilizan una tasa media de descarga de vehículos (Oliveira Neto), representativa del comportamiento vehicular observado a lo largo de varios ciclos semafóricos en los momentos en que se observa una estabilización de la cola.

Finalmente el HCM2010, la define como la tasa horaria equivalente a la cual vehículos que se encuentren previamente en cola pueden atravesar el acceso a una intersección bajo las condiciones prevalecientes, asumiendo que el verde de la señal está disponible y que no se esperan tiempos perdidos.

Esta tasa es generalmente estable en un período de tiempo para condiciones similares. Valores medidos en la misma trocha con condiciones repetitivas de tránsito diario normalmente muestran poca variación. Por otro lado, la tasa de flujo de saturación para diferentes comunidades o diferentes condiciones y composición del tránsito, aún en la misma ubicación, puede variar significativamente.

La tasa de flujo de saturación prevaleciente se expresa en vehículos por hora y por carril. Su valor también depende de la composición del tránsito. La tasa calculada, en ausencia de mediciones locales, se expresa en la misma unidad.

La tasa de saturación ideal o base ( $S_0$ ), según los autores, es definida como la tasa de descarga de una cola de vehículos parados en una trocha de 3,6m de ancho donde viajan sólo vehículos livianos que no están afectados por condiciones tales como pendiente, estacionamiento y vehículos girando. Los vehículos son computados cuando sus ejes frontales cruzan la línea de parada. Las mediciones comienzan al inicio del verde o cuando el eje frontal del primer vehículo en la cola pasa la línea de parada., sin embargo, es calculado solamente en el intervalo desde que el cuarto vehículo en cola pasa la línea de parada.

Distintos manuales reportan distintas tasas de saturación base, consideradas como tales a las que suceden para tránsito pasante bajo condiciones base de tránsito y calzada.

El manual de Capacidad y Nivel de Servicio de Finlandia (Luttinen R. T. and Nevala R., 2002) propone una tasa de flujo de saturación base de 1700 automóviles/hora-carril, valor bajo comparado con investigaciones internacionales e inclusive con las realizadas en la misma Finlandia, donde en los últimos estudios se encontraron valores de 1940 automóviles/hora-carril. La German guidelines (Brilon et al. 1994) usa 1800 automóviles/hora-carril mientras que tanto en Suecia (Swedish National Road Administration 1995) como en Australia (Akçelik 1981, 1988) se utiliza un valor de 1,850 automóviles/hora-carril y el programa sidra (Akçelik, 2000) considera una tasa base de 1950 automóviles/hora-carril.

El valor propuesto por el HCM2000 como tasa de Flujo de Saturación base es 1900 automóviles/h/carril, mientras que el nuevo HCM2010 aconseja la utilización de esa tasa cuando la intersección en análisis se encuentre en un área metropolitana con 250.000 habitantes o más y en otras situaciones 1750 automóviles/h/carril.



La Tabla Nº 2.1. resume los valores recomendados por los distintos manuales.

**Tabla Nº 2.1:** Tasas de flujo de saturación recomendadas.

	HCM			Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections	AaSidra	Capacity and Level of Service of Finnish	German Guidelines
Desarrollado en	USA			Canadá	Australia	Finlandia	Alemania
Autores	Transportation Research Board			Teply S, Allingham. D.I., Richardson. D.B, Stephenson. B.W	Akcelik & Associates	Luttinen, R., and Nevala, R	Brilon et al
Año	2000	2010 <250,000 Hab	2010 >250,000 Hab	2006	2000	2002	2002
So	1900	1750	1900	1600-2100	1950	1700	1800

Investigaciones de Gran Bretaña reportan valores aún mayores, del orden de 2080 automóviles/hora-carril.-

Para representar la tasa de saturación real este valor debe ser ajustado por las condiciones de tránsito prevalecientes tales como ancho de trocha, giros a la izquierda, giros a la derecha, vehículos pesados, pendientes, estacionamiento, bloqueo por estacionamiento, tipo de área, presencia de ómnibus y bloqueo por giro a la izquierda, lo que ha dado lugar a distintos factores de corrección. Estos cálculos pueden ser reemplazados por la medición en campo de la tasa de flujo de saturación.

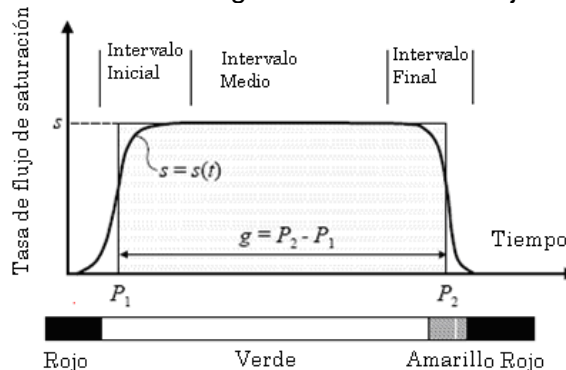
Tarko and Tracz dan cuenta de la existencia de tres formas de medición de la tasa de saturación, por el método de intervalos (Greenshields et al. 1947; TRB 1998), mediante técnicas de regresión (Branston and Gipps 1981; Kimber et al. 1985; Stoke et al.1987) y por el TRL method (TRRL 1963),

Greenshields estima el intervalo promedio entre los vehículos descargando desde una cola cuando ellos pasan la línea de paradas. Los primeros vehículos no son utilizados para tener en cuenta el efecto de inercia en los segundos iniciales de verde. La tasa de flujo de saturación es calculada como la recíproca del intervalo medio.

Con la técnica de Regresión (Branston and Gipps 1981; Kimber et al. 1985; Stoke et al.1987) se desarrolla una ecuación que involucra el tiempo de verde saturado, la cantidad de vehículos de varias categorías y el tiempo perdido.

En el método TRL (TRRL 1963), los vehículos son contados durante tres intervalos de verde saturados (Figura 2.1). El flujo de saturación es calculado como el número de vehículos en el intervalo medio dividido la longitud de ese intervalo

**Figura 2.1:** Modelo rectangular de la tasa de flujo de saturación



Fuente: Tarko and Tracz Uncertainty in Saturation Flow Predictions

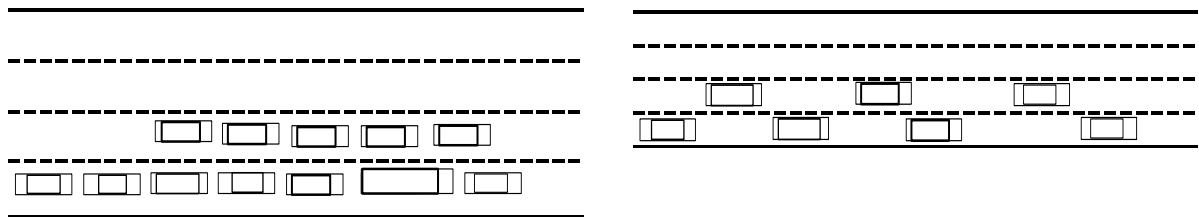
Según Olivera Neto, citando a Teply e Jones (1991) se pueden separar dos grupos, los del primer grupo, entre los que se encuentran los métodos del HCM (TRB, 2000) y de Shanteau (1988), miden intervalos sucesivos (headways) entre los vehículos que dejan una línea de parada de un acceso. Los segundos, representados por los métodos de la Road Note 34 (RRL, 1963), de DENATRAN (1984), de Canadian Capacity Guide (Teply et al., 1984) e de ARRB (Akçelik, 1993), se basan en el conteo en cortos intervalos de tiempo de los vehículos que atraviesan la línea de parada dentro del período de verde.

- **Factores de ajustes.**

### 2.3.1 Factor de ajuste por ancho de carril

El ancho del carril de circulación tiene una influencia directa sobre el conductor ya que éste modifica su comportamiento según el entorno. Es así que, con carriles estrechos la separación lateral entre los vehículos que circulan en carriles continuos es menor, generando una fricción lateral que se traduce en mayores distancias entre vehículos sucesivos. Estas mayores separaciones generan tasas de saturación menores

**Figura 2.2:** Separación entre vehículos debido al ancho de carril. Carriles anchos , carriles angostos.



El Manual de Capacidad HCM (2000) contempla este fenómeno disminuyendo la tasa de saturación para carriles con anchos inferiores al base (3,60 m) y aumentándola para carriles con anchos superiores, aplicando el siguiente factor de corrección:

$$f_w = 1 + \frac{(W - 3,6)}{9}$$

**Ecuación 2.1**

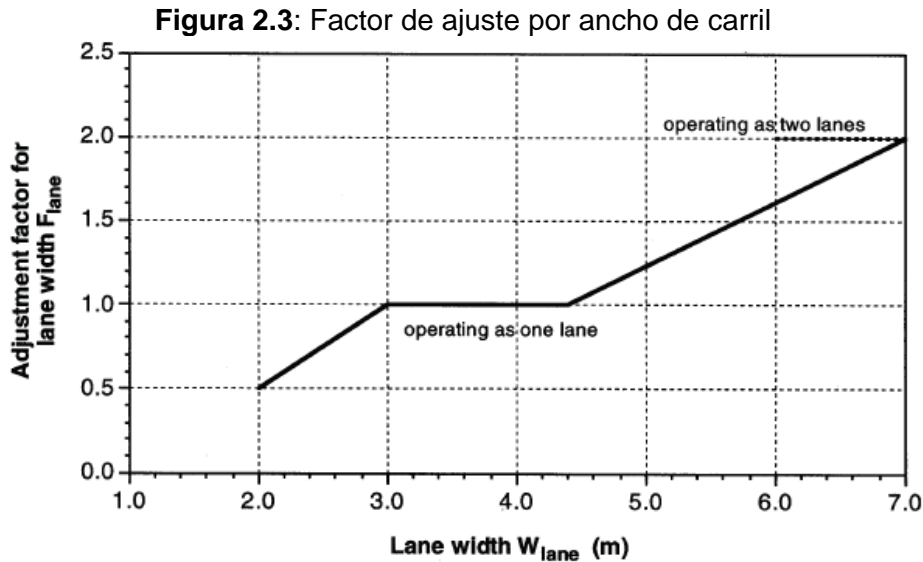
Donde, si el ancho del carril es mayor a 3,6 la tasa de saturación será mayor mientras que anchos menores proveerán tasas inferiores. Además, aconseja precaución en el uso de este factor para anchos de carriles superiores a los 4,8 m. El analista debería verificar la conveniencia de utilizar dos carriles angostos.

El mismo razonamiento es utilizado en el HCM2010, pero aconsejando la utilización de valores fijos. Un factor de 0,96 se sugiere para carriles de menos de 3 m, 1 para carriles comprendidos entre 3 m y 3,9 m y 1,04 para mayores de 3,9 m.

Webster y Cobbe (1966) encontraron que las variaciones en la tasa de flujo de saturación para anchos de carriles comprendidos entre los 3,00 m y 5,20 m no eran significativas.

Por otro lado, la Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections (Teply et al, 2006) establece que no es necesario realizar ningún ajuste para anchos de carril comprendidos entre 3 metros y 4,4 m, tal como es mostrado en la Figura 2.3.

Para anchos de carril inferiores a 3 metros y hasta 2,75 m. utiliza una ecuación que hace variar el factor entre 0,875 y 1; mientras que valores superiores a 4,4m generan factores que incrementan la saturación. Con anchos superiores a los 6 metros debería tenerse en cuenta el ancho funcional, es decir, si el carril efectivamente es utilizado como un carril se aplica el factor de corrección derivado de la figura y si es utilizado como dos carriles se deben considerar dos carriles aún cuando solo esté materializado uno. Para Carriles con ancho superior a 7 metros aconseja utilizar 2 carriles.



Fuente: Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections

### 2.3.2 Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

Para tener en cuenta los efectos del tipo de vehículo en la capacidad de la intersección se considera que los intervalos entre vehículos están influenciados por tres factores, la longitud del vehículo, la relación peso-potencia del vehículo y el comportamiento del conductor.

A medida que la longitud del vehículo se incrementa se requiere de un mayor tiempo para cruzar la intersección, ceteris paribus. Luttinen et al (2002) menciona en su trabajo las investigaciones realizadas por Kockelman que indican que la longitud contribuye negativamente en el flujo. Análogamente se puede afirmar que un aumento en la sección transversal del vehículo genera un incremento en el tiempo de cruce de los vehículos que le siguen por falta de visibilidad del acceso.

En su investigación Silva (2002) encontró que el tipo de vehículo influye en la dimensión del intervalo de descarga. Esto se debe no solo a su mayor longitud sino también porque los vehículos pesados se mantienen a una distancia mayor de los vehículos anteriores que los automóviles y los demás vehículos tienden a mantenerse más distante de los pesados.

La Guía Canadiense (2006) considera el efecto de los vehículos en la corriente vehicular afectando directamente los flujos de pesados por un equivalente que varía según el tipo de pesado.

La DanKap (Vejdirektoratet 1999b) aplica la reducción en el cálculo de la capacidad con un factor que tiene en cuenta distintos equivalentes según sea el tipo de vehículo, considerando que una motocicleta equivale a medio automóvil, las pick ups y vans, tienen igual desempeño que el automóvil y los camiones comunes y ómnibus equivalen a un automóvil y medio, mientras que si el camión posee acoplado es igual a dos vehículos livianos.

De igual manera Porto en su trabajo “Análise de interseções semaforizadas” (2001) sugiere distintos equivalentes según el tipo de vehículo que se trate e inclusive divide tanto a ómnibus como camiones en tres categorías, pequeño, mediano y grande con equivalentes de 1,4; 2,0 y 2,5 respectivamente.

La metodología del Manual de Capacidad HCM (2000) al igual que la del 2010 incorporan una reducción en la tasa de flujo de saturación que toma en cuenta la presencia de vehículos pesados por el efecto de su mayor longitud y menor relación peso potencia con respecto a la de los vehículos livianos. Considera como pesados solamente a los vehículos que tienen más de cuatro ruedas apoyadas en el pavimento. Otros vehículos de características similares que no cumplen con esta condición, no son considerados en la corrección tales como vans, pick-ups doble tracción grandes (Toyota Hilux), pese a que el porcentaje de participación en el parque automotor viene incrementándose notablemente en los últimos años. Toma en cuenta este efecto por medio del concepto de autos equivalentes, es decir transformando el porcentaje de vehículos pesados existente en la corriente vehicular en una cantidad de automóviles que generarían una circulación de condiciones similares por medio del factor de equivalencias E igual a 2 para todo tipo de vehículo pesado.

### **2.3.3 Factor de ajuste debido a pendientes**

La presencia de un acceso en rampa o con pendiente ascendente produce un efecto negativo sobre las velocidades de circulación de la corriente vehicular y una pendiente descendente un efecto positivo, esto es así tanto para vehículos pesados como para automóviles. Estos efectos debidos a la existencia de rampas o pendientes se traducen en disminuciones o aumentos en la tasa de flujo de saturación.

El Manual de capacidad HCM (2010) tiene en cuenta este efecto aplicando un factor de corrección que considera que el aumento o disminución en la tasa es proporcional a la mitad de la pendiente considerada. Por ejemplo una pendiente negativa del 6% afectará a la tasa de flujo de saturación con un aumento del 3%. Este factor es válido para pendientes comprendidas entre - 6% y 10%, considerando pendiente negativa a la descendente y positiva a la ascendente.

Akcelik (2000) considera el mismo factor sólo para pendientes ascendentes de hasta 15%, y ningún efecto para pendientes negativas, es decir factor igual a 1 descendiendo la pendiente.

### **2.3.4 Factor de ajuste por estacionamiento**

La existencia de un carril de estacionamiento genera dos efectos sobre el carril contiguo, una fricción lateral debida a la presencia de este carril, los conductores tienden a disminuir la marcha debido a la atención extra necesaria ante la posibilidad de que se realice una maniobra de estacionamiento y por otro lado la ocasionada por el bloqueo debido a la maniobra misma.

El HCM 2010 contempla estos efectos por medio del factor de estacionamiento, el que tiene en cuenta la proporción de carriles efectivos resultantes. Es decir la utilización de los carriles se ve disminuida por dos razones, fricción lateral y bloqueo. En el primer caso, el carril adyacente al estacionamiento disminuye su efectividad en un 10% debido a la fricción lateral provocada por dicho carril. El segundo, efecto del bloqueo, contempla la proporción de tiempo en que el carril se ve bloqueado por maniobras de estacionamiento, teniendo en cuenta la cantidad de maniobras en la hora y un tiempo promedio para realizar la maniobra (ingreso o salida) de 18 seg. Toma como límite práctico 180 maniobras en la hora. Este efecto es contabilizado dentro de los 75 metros anteriores a la línea de parada de la intersección.

La guía canadiense (Teply et al, 2006) considera también un efecto friccional del 10% de la tasa de saturación debido a la presencia de carriles con estacionamiento permitido al que le adiciona un 0,5% de disminución de la tasa por cada maniobra de estacionamiento realizada dentro de los 50 metros anteriores y posteriores a la línea de parada.

Akcelik toma en consideración los mismos valores que el HCM pero analiza los carriles separadamente, por lo que este efecto influencia solo al carril adyacente al de estacionamiento.

Capcal2 (Swedish National Road Administration 1995) no considera el efecto del estacionamiento sobre la tasa de flujo de saturación.

### **2.3.5 Factor de ajuste debido al transporte público**

De la misma manera que con el factor anterior, el HCM 2010 considera la influencia de las paradas del transporte público dentro de los 75 m anteriores y posteriores a la línea de parada de un acceso, por medio de los carriles eficientemente utilizados, considerando la pérdida de eficiencia del carril influenciado por las paradas de ómnibus, como una proporción del tiempo de bloqueo del carril. Para ello tiene en cuenta la cantidad de maniobras de detención para ascenso y descenso de pasajeros durante una hora y un tiempo promedio de bloqueo durante el tiempo de verde de 14,4 seg. Como límite práctico considera 250 maniobras en la hora.

La Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections (Teply et al, 2006) diferencia entre el efecto que provoca la parada de ómnibus según que esté ubicada antes o después de la intersección

Si la parada está antes de de la intersección, considera una impedancia en función del tiempo de servicio a pasajeros (para ascenso y descenso) en las paradas considerando el tiempo de deceleración y aceleración, multiplicado por la cantidad de maniobras de paradas de ómnibus en la hora, es decir el tiempo en que el carril donde se producen las paradas se encuentra bloqueado por efecto del ómnibus cargando y descargando pasajeros. Si no existen mediciones directas el tiempo de servicio puede ser estimado como la suma de un tiempo de aceleración y deceleración de 6 seg más 1,5 o 2 seg/pasajeros por carga y descarga.

Si la parada está en los 75 metros posteriores a la intersección analizada, ésta se verá afectada sólo si el tiempo de bloqueo del ómnibus en servicio es superior al tiempo necesario para que se sature el espacio de almacenamiento entre la parada y la intersección. En este caso, estima el porcentaje de tiempo que los vehículos que desean atravesar la intersección se ven impedidos de hacerlo por no contar con el espacio suficiente y disminuye en esta proporción la tasa de flujo de saturación Las

variables involucradas para el cálculo son el tiempo de servicio a pasajeros, cantidad de ómnibus parando en la hora, longitud del espacio de almacenamiento y el largo promedio de un vehículo individual en general, 6 metros.

Akcelik (2000) toma en cuenta este efecto con el factor ómnibus (fbs), el que está basado en el Manual de Capacidad 2000, considerando también una disminución de la tasa del 0,4% por cada maniobra de parada de ómnibus en la hora.

Capcal2 (Swedish National Road Administration 1995) no tiene en cuenta la interferencia por bloqueo debido a las paradas de ómnibus.

### **2.3.6 Factor de ajuste por tipo de área**

El manual de capacidad HCM 2010 modifica la tasa de flujo base por un factor que tiene en cuenta el área en la cual está ubicada la intersección analizada. Este factor considera la ineficiencia demostrada por las intersecciones en el área central en comparación con otras ubicaciones. Este factor se considera adecuado para aquellas zonas que muestran características de áreas centrales tales como carriles angostos, frecuentes maniobras de estacionamiento, bloqueos de vehículos, alta actividad de taxis y ómnibus, alta actividad peatonal con una gran densidad poblacional. En áreas donde la geometría, el tránsito y el flujo peatonal sea tal que los intervalos entre vehículos resulten significativamente disminuidos, recomienda usar 0,9 como factor de corrección.

Zegeer and Agent and Crabtree encontraron que la tasa de saturación en áreas centrales eran menores en aquellas áreas urbanas marginales que en áreas suburbanas. Zeeger recomienda factores de ajuste del orden de 0,97 a 0,99.

El método de Finlandia considera un factor de ajuste de 0,93 para áreas centrales.

### **2.3.7 Factor de ajuste por utilización de carriles**

Este factor toma en cuenta la utilización diferenciada de los distintos carriles de una calle. Esta falta de uniformidad en la distribución del tránsito por variaciones en los flujos existentes en cada carril por modificaciones en las características de la vía corriente arriba o abajo, ya sea por disponibilidad de carriles o existencia de maniobras de giro, etc

Este valor se basa en la relación entre el flujo de los carriles del grupo con respecto al flujo del carril con mayor volumen de tránsito.

### **2.3.8 Factor de ajuste por giro a la derecha**

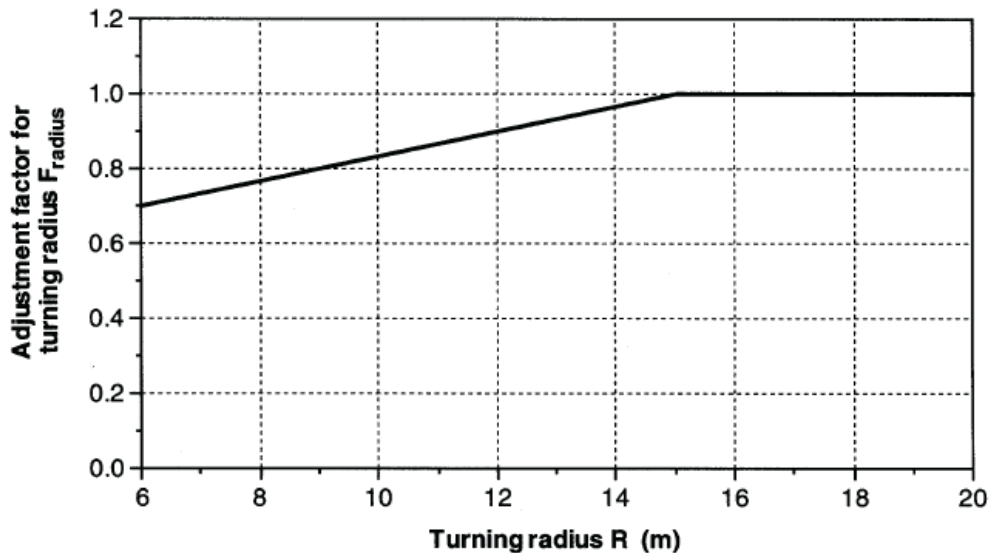
El HCM (2000) refleja el efecto de la disminución de la tasa de flujo de saturación generada por las maniobras de giro a la derecha por medio del factor de ajuste por giro a la derecha. Este factor de ajuste cambia si el giro es realizado desde un carril exclusivo o compartido y según sea la proporción de vehículos que giran en los carriles compartidos. Si no existen maniobras de giro este factor es igual a 1.

El manual contempla también el caso de giros a la derecha permitidos durante el tiempo de rojo, situación que no es aceptada en la Argentina, por lo que no será tratada aquí.

Es indudable que los vehículos que giran en una intersección afectan el comportamiento del resto de los conductores que comparten el grupo de carriles

La Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections (Teply et al, 2006) aplica para calcular el ajuste debido al giro a la derecha, ya sea desde un único carril como desde un carril compartido, una ecuación lineal función del Radio, con término independiente igual a 0,5 y pendiente 0,033. La Figura 2.4 muestra lo anteriormente especificado.

**Figura 2.4:** Factor de ajuste por radio de giro.



Fuente: Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections

Por otro lado la DanKap (Vejdirektoratet 1999b) considera distintos intervalos de saturación para carriles con giro a la derecha (protegido y permitido), giro a la izquierda y carriles pasantes. La Tabla N° 2.2 muestra los valores de aplicación. El giro a la derecha permitido contempla la presencia de peatones y bicicletas.

Por otro lado Capcal2 (Swedish National Road Administration 1995) tiene en cuenta a los vehículos girando por medio de un factor de ajuste que es función del radio interior.

Luttinen R. T y Nevala, R,( 2002), en su guía Finlandesa proporcionan un valor de tasa de flujo de saturación (1750veh/hora) para vehículos girando tanto a derecha y derecha más izquierda con un radio de giro a la derecha típico de 12 metros y luego para el carril compartido desarrolla un factor de ajuste que tiene en cuenta la proporción de vehículos que giran.

El método australiano considera en forma conjunta el efecto del giro y de la presencia de vehículos pesados por medio de un factor al que denomina factor de composición del tránsito, el que es función del porcentaje de vehículos que giran y de un equivalente a vehículos pasantes para cada tipo de vehículo.

El HCM2010 considera al factor de ajuste como la inversa del número equivalente de vehículos pasantes, el que es igual a 1,18 para giros a la derecha protegido desde carril exclusivo, lo que resulta en un factor de corrección igual a 0.85 para ambos casos.

Si el carril es compartido con otros movimientos el factor de giro proviene de componer la tasa en función del porcentaje de participación y de los números equivalentes a vehículos pasantes de cada movimiento.

### 2.3.9 Factor de ajuste por giro a la izquierda

El factor de ajuste por giro a la izquierda está basado en variables similares a las del giro a la derecha, como tipo de carril desde donde se realiza la maniobra (exclusiva o compartida) y proporción de vehículos girando para carriles compartidos. También desarrolla modelos para situaciones que no son contempladas en Argentina tales como distintos tipos de fases, permitidas o protegidas más permitidas.

Webster e Cobbe (1966) sugieren que una proporción del 10% del volumen de tránsito realizando la maniobra de giro a la derecha (a izquierda para Argentina) debería ser equivalente a 1,25 automóviles pasantes.

En DanKap (Vejdirektoratet 1999b) se considera un intervalo de saturación diferenciado para el movimiento de giro a la izquierda y en caso de giro permitido se afecta a la tasa de flujo de saturación por un factor  $f_{LT}$  que es función del volumen de tránsito en sentido contrario. La Tabla N° 2.2 muestra los intervalos de descarga y tasa de flujo de saturación para giros a derecha e izquierda y carriles pasantes propuestos por la guía danesa.

**Tabla N° 2.2:** Intervalo de descarga promedio y tasa de flujo de saturación en movimientos de tránsito simple de acuerdo con DanKap (Vejdirektoratet 1999b).

Movimiento	Intervalo de descarga (seg/a)	Flujo de Saturación (a/h)
Giro a la izquierda	2,2	1,636
Pasante	1,8	2,000
Giro a la derecha protegido	2,2	1,636
Giro a la derecha permitido	3,2	1,130

Fuente: Capacity and Level of Service of Finnish Signalized intersections (Luttinen R. T y Nevala, R, 2002)

### 2.3.10 Factor de ajuste por tránsito peatonal

El HCM tiene en cuenta la influencia de los peatones en las intersecciones semaforizadas afectando la tasa de flujo de saturación por un factor de corrección. La interrelación peatón-vehículo ocurre porque ambos deben compartir una fase de la señal utilizando el mismo espacio, llamado zona de conflicto, cuando los peatones cruzan por la senda peatonal y los vehículos deben realizar un giro.

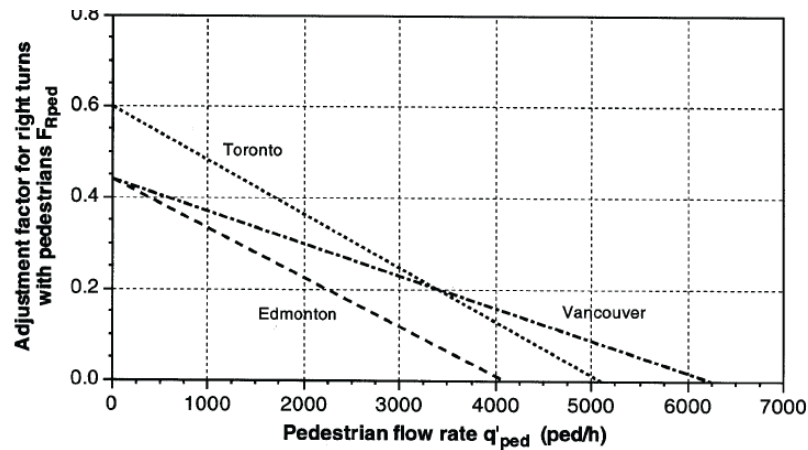
En el caso particular del giro a la derecha el factor utilizado ( $f_{rpb}$ ), si no se presentan movimientos protegidos, considera la ocupación remanente de la zona de conflicto que los peatones dejan a los vehículos y el porcentaje de vehículos girando en la intersección.

Otras metodologías como la canadiense desarrollaron ecuaciones en función de la cantidad de peatones cruzando por la intersección. Inclusive ecuaciones diferentes para distintas ciudades, tal como Toronto, Edmonton y Vancouver, por considerar que este factor está muy influenciado por el comportamiento local, especialmente en lo referido al respeto hacia el peatón. La Figura 2.5 muestra las funciones encontradas



para cada lugar. Puede verse por, ejemplo, que las tasas encontradas en Edmonton resultaron menores a las de Toronto para la misma cantidad de peatones.

**Figura 2.5:** Tasa de flujo de saturación para giro a la derecha con distinto flujo de peatones cruzando en tres ciudades canadienses.



**Fuente:** Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections (Teply et al, 2006)

La metodología australiana presenta un modelo basado en el HCM (1994), pero introduce el efecto de los peatones interfiriendo en el giro vehicular por medio de un equivalente a vehículos pasantes ( $e_{LV}$ ), el que tiene en cuenta la cantidad de peatones en conflicto, entre 50 y 1600 peatones por hora.

Luego estos autos equivalentes son utilizados para calcular el factor de composición del tránsito teniendo en cuenta la proporción de vehículos de cada tipo que deben girar en la intersección.

## 2.4 Conclusión

La revisión bibliográfica muestra que tanto las guías y manuales de capacidad y nivel de servicio desarrollados para distintos países como los trabajos de investigación sobre el tema sientan sus bases en el Manual de Capacidad desarrollado por la TRB. Por otro lado puede decirse que el estudio de las intersecciones semaforizadas comenzó a realizarse a partir de los primeros estudios realizados por Webster (1958).

En todos los casos la tasa de flujo de saturación es considerada de gran importancia para el análisis de una intersección semaforizada ya que de la obtención de un valor adecuado depende lo acertado de los resultados encontrados para cada lugar.

Esta tasa de saturación varía de lugar a lugar, fundamentalmente por variar el comportamiento de los conductores de un lugar a otro, en algunos casos por mayor o menor agresividad en la conducción en otros por tener un mayor o menor respeto de la norma. En definitiva, este parámetro está fuertemente influenciado por la idiosincrasia del lugar. Además de las características operacionales, el parque automotor es un factor importante de variación de esta tasa.

Las distintas metodologías parten de una tasa de saturación ideal o base y realizan ajustes para aquellas situaciones que se alejan de las mismas.

Algunos factores resultaron de poca relevancia en el cálculo de la tasa de flujo de saturación. Tal es el caso del factor por ancho del carril, que fue desestimado por Webster y solo utilizado en la *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections* (Teply et al, 2006) cuando los carriles son menores a 2,75 mts.

La mayoría de las metodologías analizadas contemplan el bloqueo provocado por los vehículos del transporte público detenidos en las paradas para servir a los pasajeros por medio del factor de ajuste por paradas de ómnibus, el que es función en algunos casos de un valor prefijado que contempla el tiempo de bloqueo en verde y en otros del tiempo de servicio a pasajeros, tiempos de aceleración y deceleración. Valores estos condicionados por las condiciones locales, comportamiento de conductores y pasajeros, tipo de vehículos, etc.

El factor de ajuste por presencia de peatones fue considerado en algunas investigaciones como con una alta influencia del comportamiento local, debido fundamentalmente al cumplimiento de las normas, el que cambia según la idiosincrasia del lugar.

Algo parecido sucede con el factor por presencia de vehículos pesados. Se pudo constatar que en general la influencia de vehículos de mayor porte está representada por una equivalencia con los vehículos livianos, la que varía con la localización del estudio realizado.

## CAPÍTULO TRES

### 3 SELECCIÓN DE LAS VARIABLES A ANALIZAR.

#### 3.1 Introducción.

El presente capítulo tiene por objetivo seleccionar las variables a estudiar a fin de concentrar los esfuerzos en aquellas variables con mayor relevancia en el cálculo de la tasa de flujo de saturación.

Para encontrar la variabilidad de cada uno de los factores que intervienen en el cálculo de la tasa de flujo de Saturación se realizó un análisis de sensibilidad. El mismo fue efectuado en base a las ecuaciones propuestas por el Manual de Capacidad HCM(2000, 2010).

Este análisis de sensibilidad permitió confeccionar la tabla de variación de los factores de ajuste. Además se ejecutó una comparación de la variación de los distintos factores en función de igual variación porcentual de los parámetros correspondientes. Estas herramientas brindaron un gran aporte para la selección de los factores a investigar, lo que permitió acotar este trabajo.

Tomando en cuenta la revisión bibliográfica y la influencia de cada factor se seleccionaron aquellos que se consideraron de mayor interés.

#### 3.2 Análisis de sensibilidad de las variables.

Los análisis de sensibilidad aportan una importante información ya que pueden indicar cuáles son las variables de mayor incidencia en un modelo, inclusive pueden mostrar la utilidad o no de realizar un determinado proyecto.

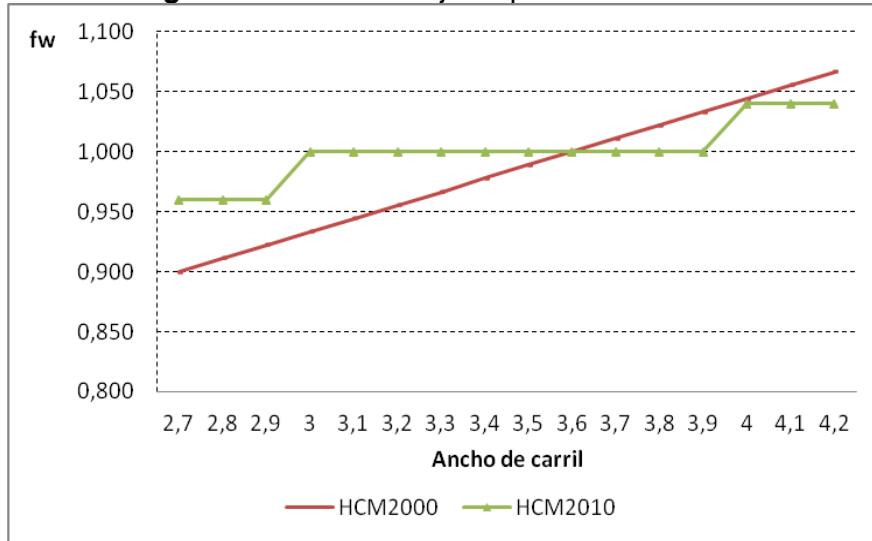
Indudablemente, aquellas variables que producen mayor variación en el modelo son las que merecen mayores esfuerzos en su obtención y a las que se les debe prestar mayor atención.

Para este caso particular, se utilizó el análisis de sensibilidad para determinar la variabilidad de cada uno de los factores que intervienen en el cálculo de la tasa de flujo de saturación, con la finalidad de detectar los que mayor influencia tienen en su cálculo.

A tal fin, se utilizaron las ecuaciones propuestas, para cada factor, por el Manual de Capacidad HCM(2000, 2010), haciendo variar los parámetros correspondientes según el caso estudiado.

##### 3.2.1 Factor de ajuste por ancho de carril

La Figura 3.1 muestra los valores de factor de corrección encontrados para distintos anchos de carril entre 2,7 m considerado el límite práctico para carriles estrechos hasta el ancho de 4,2 m. Se observa que carriles muy estrechos provocan una disminución de entre 5% a 10% en la tasa de saturación según se utilice la metodología del 2000 o la del 2010.

**Figura 3.1.** Factor de ajuste por ancho de carril

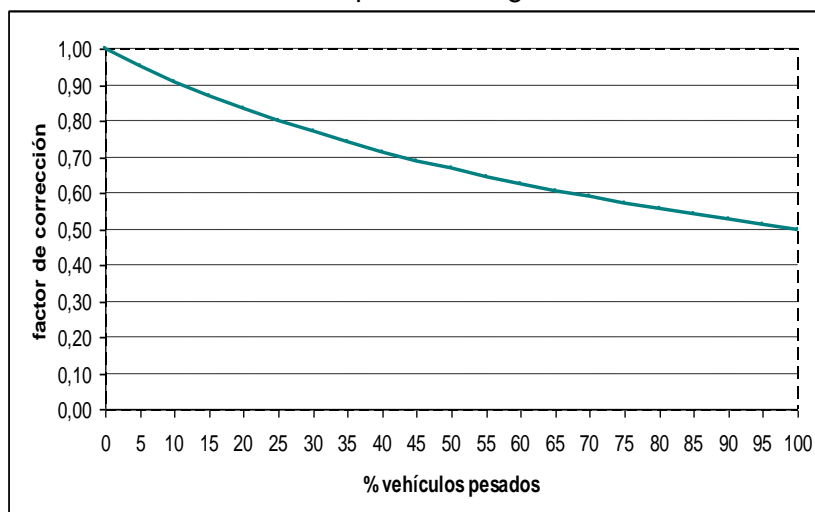
### 3.2.2 Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

El factor de ajuste por vehículos pesados tiene en cuenta la proporción de vehículos pesados circulando en la corriente vehicular y un equivalente en automóviles. El manual de Capacidad HCM(2000), al igual que el HCM2010, considera que para representar el efecto que un camión hace en la circulación basta con reemplazarlo por dos automóviles.

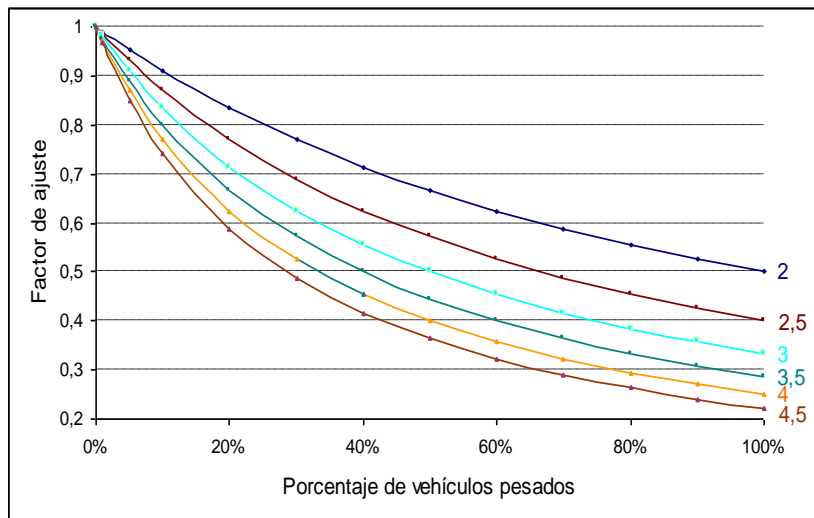
La Figura 3.2 muestra para este equivalente la variación del factor de corrección del flujo de saturación definido entre 1 y 0,50.

Ahora bien, si dadas las características de los vehículos y el comportamiento de los conductores, ya sea de los vehículos pesados como de otros tipos de vehículos, el equivalente de vehículos pesados fuera distinto de 2, el factor tendría una mayor variación, como se observa en la Figura 3.3. con equivalentes entre 2 y 4,5

**Figura 3.2:** Factor de ajuste para distintos porcentajes de vehículos pesados, con factor de equivalencia igual a 2.-



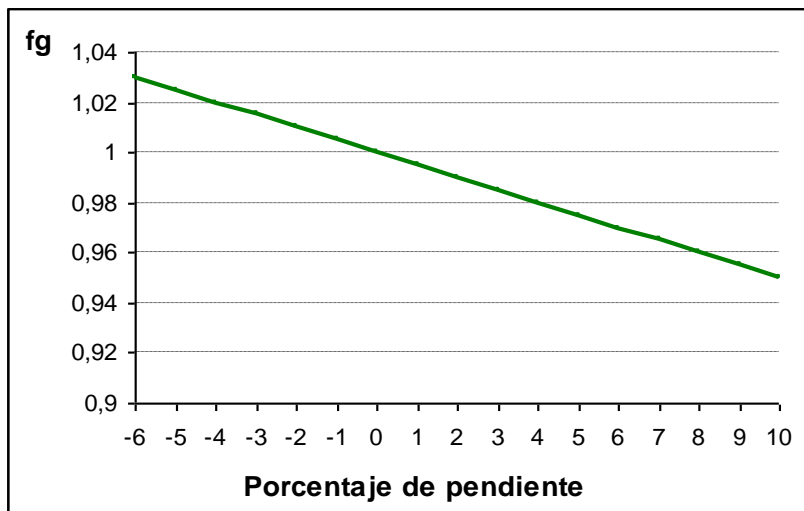
**Figura 3.3:** Factor de corrección por presencia de vehículos pesados en función de la variación de los equivalentes para distintos porcentajes de pesados.



### 3.2.3 Factor de ajuste debido a pendientes

La pendiente, según el factor adoptado por el Manual de Capacidad HCM(2010), puede influir de manera positiva, cuando es descendente, provocando un aumento en la tasa de saturación de hasta un 3% para pendientes de -6% y una disminución del 5%, para pendientes del 10% ascendente, como muestra Figura 3.4.

**Figura 3.4:** Factor de ajuste debido a pendiente

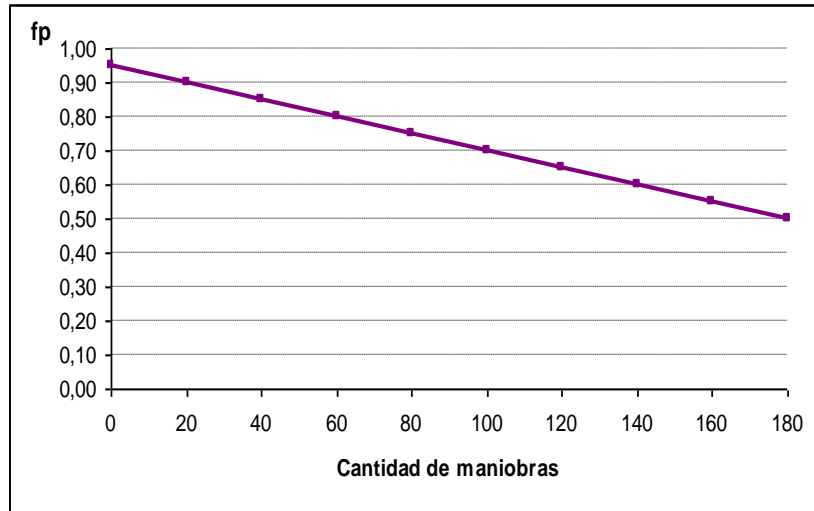


### 3.2.4 Factor de ajuste por estacionamiento

La sola existencia de un carril de estacionamiento, aún cuando no se registraran maniobras en la hora de análisis genera una fricción lateral que se traduce en una disminución orden del 5% (para dos carriles) de la tasa de flujo de saturación. Si la actividad fuera máxima, 180 maniobras en la hora, se estaría ante un impacto sobre la tasa de flujo de saturación del 50%. La Figura 3.5 muestra los resultados encontrados

para variación de cantidad de maniobras desde 0 a 180 por hora, para un grupo de dos carriles.

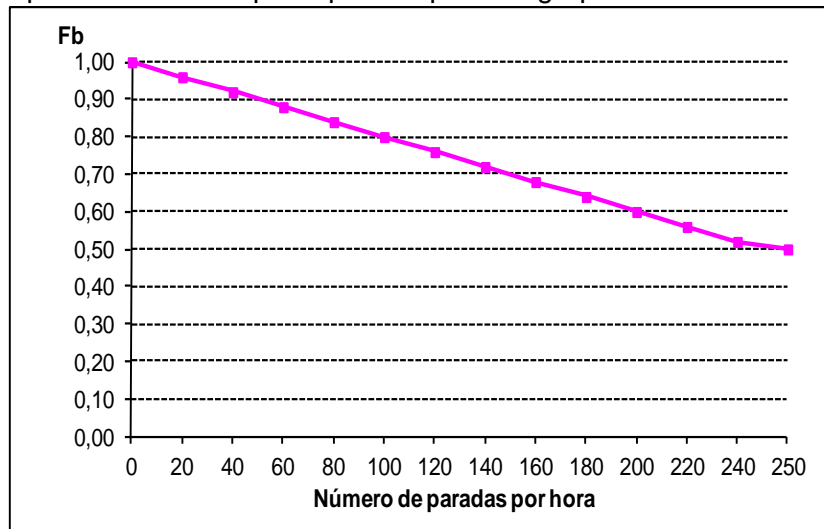
**Figura 3.5:** Factor de corrección debido a la existencia de carriles de estacionamiento en función de la cantidad de estacionamientos por hora para 2 carriles en el grupo.



### 3.2.5 Factor de ajuste debido al transporte público

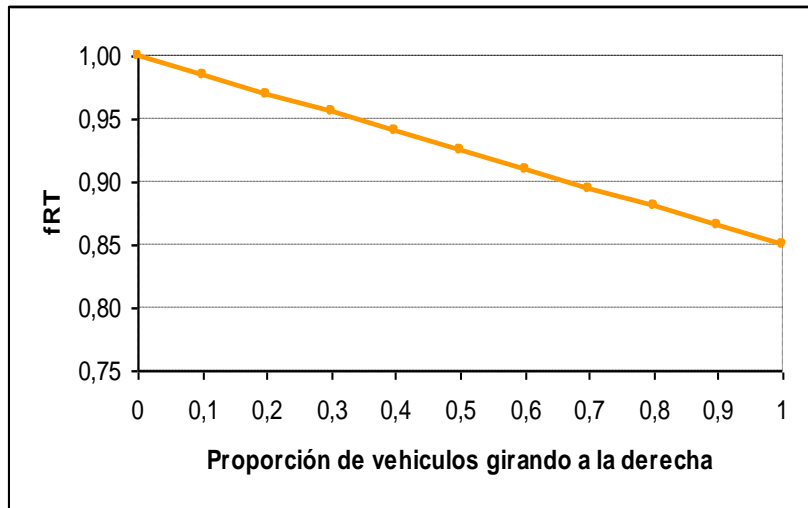
El análisis de sensibilidad muestra para un grupo compuesto por dos carriles, que con el máximo de maniobras considerado por el manual la tasa de flujo puede llegar a disminuir en un 50%.

**Figura 3.6:** Factor de corrección debido al bloqueo del carril proveniente de las paradas del transporte público para un grupo de dos carriles.



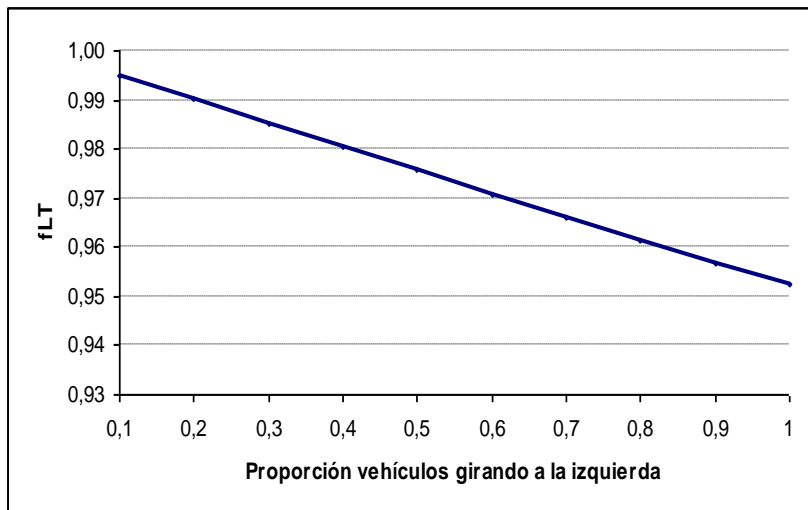
### 3.2.6 Factor de ajuste por giro a la derecha

El análisis de sensibilidad realizado a esta variable muestra una variación entre 1 y 0,85 para todos los vehículos girando en la intersección.

**Figura 3.7:** Factor de ajuste debido a giros a la derecha.

### 3.2.7 Factor de ajuste por giro a la izquierda

El Manual de Capacidad HCM (2000) propone un factor de 0,95 para giros a la izquierda realizados desde carril exclusivo y un factor que varía con el porcentaje de vehículos realizando el giro cuando este se realiza desde un carril compartido. La variación encontrada para este último caso está reflejada en la Figura 3.8, oscilando entre 1 y 0,952.

**Figura 3.8:** Factor de ajuste debido a giros a la izquierda.

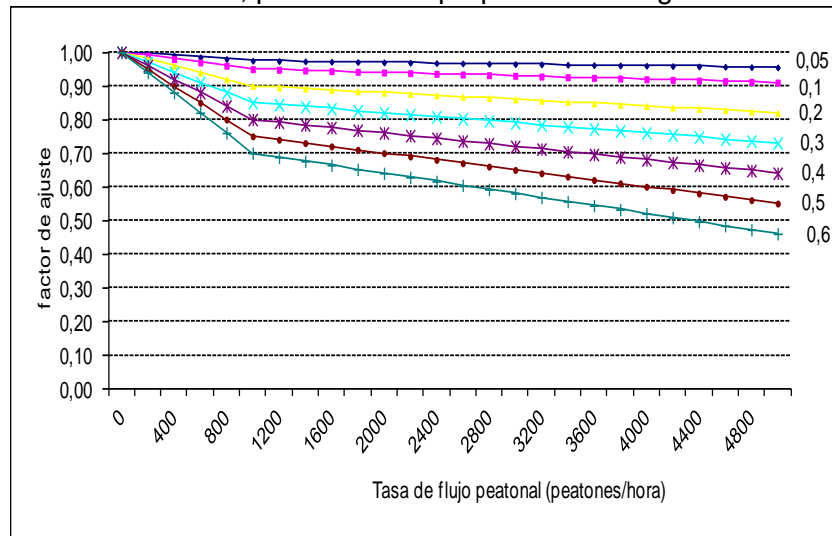
### 3.2.8 Factor de ajuste por tránsito peatonal

El HCM considera la influencia de los peatones interfiriendo en el giro tanto a la derecha como a la izquierda tomando en cuenta la ocupación que éstos realizan de la zona de conflicto.

Como datos de ingreso para el cálculo del factor de corrección es necesario conocer la tasa de flujo peatonal y el porcentaje de vehículos girando en la intersección.

La Figura 3.9 muestra los valores del factor de ajuste cuando varían los datos de ingreso.

**Figura 3.9:** Factor de corrección por presencia de peatones interfiriendo en el giro a la derecha, para distintas proporciones de giro..



Puede observarse que con una alta actividad peatonal y muchos vehículos girando a la derecha, la tasa de flujo de saturación puede disminuir hasta a un 40% de la tasa considerada base.

### 3.3 Análisis de los resultados obtenidos.

El análisis de sensibilidad sobre las distintas características y componentes del tránsito que influyen sobre la tasa de flujo de saturación permitió elaborar la Tabla N° 2.1 de máximos y mínimos del factor encontrados. Los mayores porcentajes encontrados corresponden a la influencia de vehículos pesados en la corriente vehicular, aun aceptando iguales equivalentes que los utilizados por el HCM 2010 y a la influencia conjunta del giro a derecha con presencia de peatones atravesando la calzada y luego puede tomarse en cuenta las paradas de transporte público y el estacionamiento.

**Tabla N° 3.1:** Factores de ajuste máximos y mínimos.

Factor de corrección por	Máximo	Mínimo	% variación
Vehículos pesados (E=3)	1	0,33	67%
Transporte público	1	0,5	50%
Vehículos pesados (E=2)	1	0,5	50%
Estacionamiento	0,95	0,5	47%
Peatones (50% giro derecha)	1	0,55	45%
Giro derecha	1	0,85	15%
Ancho de carril	1,04	0,9	13%
Área	1	0,9	10%
Pendiente	1,03	0,95	8%
Giro izquierda	1	0,952	5%
Peatones (5% giro derecha)	1	0,955	5%



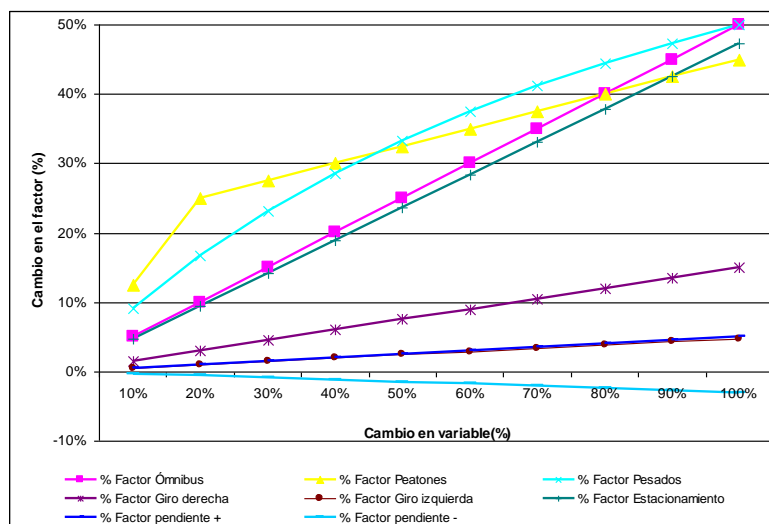
Con respecto al ancho de carril, está demostrada la baja incidencia sobre la tasa de saturación. Por otro lado los estudios realizados en otras realidades (Teply et al, 2006), muestran que para anchos comprendidos entre 3 y 4,4 m no se debería utilizar ningún factor

El factor de ajuste por área es estimado por el manual como 0,90 en áreas centrales. Valores semejantes son aconsejados por otros autores. En todos los casos la referencia a área central se hace para calles angostas con intensa actividad peatonal, alta actividad de taxis y ómnibus y frecuentes maniobras de estacionamiento lo que ocasiona bloqueos de vehículos. Este factor que tiene poca relevancia, ya que debe ser utilizado con precaución y en pocos lugares, no tiene tampoco una gran influencia en la tasa de flujo de saturación, por lo que se supone que la aplicación del mismo tal como el Manual de Capacidad lo aconseja no provocará demasiadas distorsiones.

El factor de ajuste por pendiente tiene una influencia máxima del 8% sobre la tasa de flujo de saturación y las distintas metodologías analizadas muestran valores similares utilizados.

La siguiente figura permite comparar el porcentaje de cambio en los factores al variar un mismo porcentaje las variables de cada factor.

**Figura 3.10:** Porcentaje de cambio en el factor en función del porcentaje de cambio en las variables



Cabe aclarar que para la curva de peatones se tomó un 50% de giros a la derecha, variando la cantidad de peatones.

Puede observarse que para cualquier porcentaje de variación de los datos de entrada los mayores cambios en los factores se producen para la presencia de vehículos pesados, presencia de paradas de ómnibus, estacionamiento y peatones interfiriendo en los giros.

### 3.4 Conclusiones.

Se analizaron los factores de ajuste, se realizó un análisis de sensibilidad de los mismos según la metodología del manual de Capacidad. Dado que cada factor representa un porcentaje de variación de la tasa de flujo de saturación desde la tasa considerada base y que la función es multiplicativa, se trabajó con cada factor por separado. Se hizo variar el o los parámetros considerados bases para el factor entre

los valores extremos y se elaboraron gráficos que muestran la variabilidad de cada factor.

La tabla de máximos y mínimos elaborada permite observar la variación entre esos valores extremos. Se detectó que, tomando en cuenta los valores extremos los factores que mayor influencia tienen sobre la tasa de flujo de saturación y por ende en el cálculo de capacidad y nivel de servicio son los factores por presencia de vehículos pesados, giro a la derecha con presencia de peatones, presencia de paradas de ómnibus y estacionamiento.

Por otro lado se analizó la variación de cada factor de corrección en función de la variación porcentual de los parámetros correspondientes. La figura elaborada muestra claramente una marcada diferencia entre variabilidad de los factores. En la zona superior se agrupan los de mayor influencia a igual porcentaje de variación del parámetro y en la zona inferior los de menor. Los de la zona superior corresponden al factor por presencia de peatones, por vehículos pesados, por bloqueo en las paradas de ómnibus y por último debido al estacionamiento.

Es interesante notar que en este análisis hasta un 40% de variación en los parámetros, el factor que más influencia a la tasa de flujo de saturación es el que tiene en cuenta la interferencia de los peatones, para variaciones superiores al 40%, la mayor incidencia se da para la presencia de vehículos pesados.

Los manuales e investigaciones realizados muestran, una preocupación especial por los factores considerados de mayor influencia. Algunos de ellos están presentes en todos los manuales revisados, tal el caso del factor que contempla la presencia de vehículos pesados en la corriente vehicular. También se los considera con un alto componente local, ya que tienen una gran dependencia con el comportamiento y las características de la flota vehicular.

Teniendo en cuenta todo lo anteriormente analizado y como una manera de limitar el presente trabajo, se decidió concentrar los esfuerzos en aquellos factores que mostraron mayor influencia sobre la tasa de flujo de saturación, considerando los siguientes: a) factor por vehículos pesados, b) presencia de paradas del transporte público y c) tránsito de peatones, todos ellos con características locales muy marcadas.

## CAPITULO CUATRO

### 4 FACTORES DE AJUSTE

#### 4.1 Introducción

El presente capítulo tiene por objetivo analizar los factores de ajustes de la tasa de flujo de saturación considerados más relevantes para su calibración en el contexto de la ciudad de Córdoba con la finalidad de definir los valores más adecuados para su utilización en la ciudad.

Se estudiaron los factores de ajuste por presencia de peatones en el giro a la derecha vehicular, el factor por presencia de vehículos pesados y el factor por presencia de paradas de ómnibus en los 75 metros anteriores y posteriores a la intersección analizada

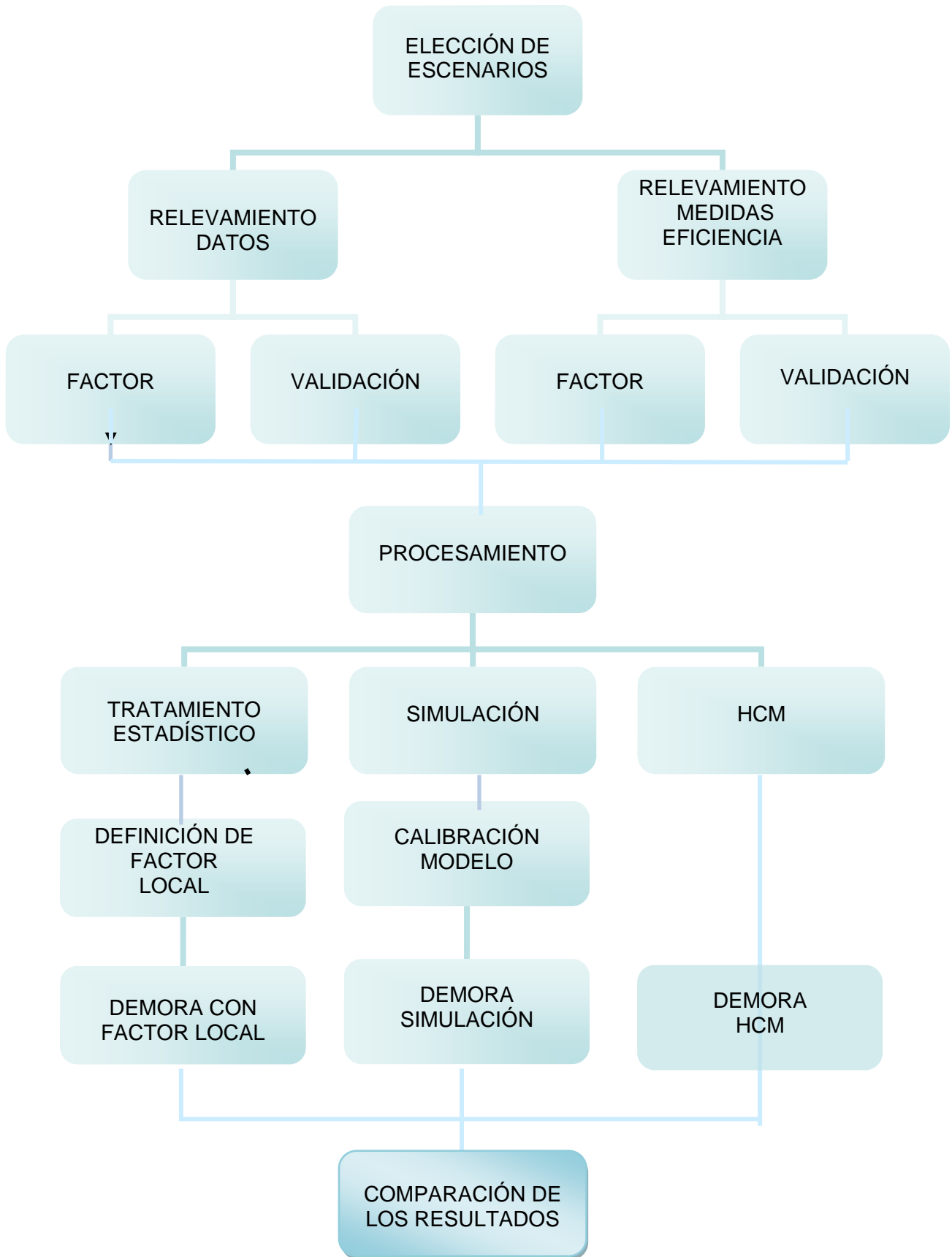
Se realizó un análisis más profundo sobre el estado del arte para cada uno de ellos, lo que permitió detectar las variables particulares a ser relevadas como así también sirvió de orientación para la búsqueda de los escenarios necesarios. Se encontraron ecuaciones aplicables a la realidad local para cada uno de los factores estudiados.

#### 4.2 Metodología de aplicación

La metodología utilizada para analizar cada uno de los factores seleccionados, más allá de las particularidades de cada uno de ellos, está esquematizada en la Figura 4.1 y puede resumirse como:

- a. Elección de los escenarios: el análisis de cada uno de los factores requirió de intersecciones que cumplieran con ciertos requisitos. Por ejemplo, intersecciones donde la carga peatonal fuera importante, o con una alta carga de vehículos pesados o con paradas de ómnibus en sus proximidades, todas con tránsito importante de manera tal que se formaran colas suficientes como para medir la tasa de saturación.
- b. Relevamiento de datos: Se utilizó el relevamiento por medio de video filmación por su practicidad ya que el poder ver el film varias veces permite que con un solo operador se tomen una gran cantidad de datos. En el campo esto debería hacerse con una gran cantidad de operadores. Los datos relevados fueron los necesarios para encontrar el factor y los necesarios para realizar la simulación y validación del modelo.
- c. Relevamiento de las medidas de eficiencia: el relevamiento de las medidas de eficiencias se realizó, con la misma metodología del punto anterior, es decir por medio de video filmaciones. Como medida del desempeño de la intersección se utilizó la demora media por vehículo. Para su obtención se adoptó el método propuesto por el HCM.
- d. Procesamiento de la información: En laboratorio y mediante la repetición de la video filmación se encontraron todas las variables necesarias para el estudio de cada factor. Por ejemplo para el factor por presencia de peatones se encontró la ocupación de la zona de conflicto y la cantidad de peatones.

**Figura 4.1:** Estructura metodológica  
Fuente: elaboración propia



- e. Además se encontraron todos los datos de ingreso a la simulación y su correcta calibración como así también las medidas de eficiencia necesarias para la validación del modelo.
- f. Tratamiento estadístico: Por medio de regresiones se encontró la relación entre las variables y la validación de los resultados encontrados.
- g. Definición y propuesta de los nuevos coeficientes de cálculo y de posibles modificaciones de la metodología
- h. Simulación: Se calibró el modelo de simulación de manera tal que reflejara la realidad, empleando como parámetro de verificación a la demora medida en campo. Se utilizó este modelo para simular sistemáticamente el efecto de cambios para el caso de paradas de ómnibus.
- i. Cálculo de demoras: la medida del desempeño de la intersección adoptada fue la demora. Se estimaron los valores empleando diferentes procedimientos, la metodología original del HCM, los nuevos factores propuestos para el caso de Córdoba y la simulación.
- j. Comparación de los resultados. Se realizó un análisis de las demoras obtenidas variando la cantidad de ómnibus que paran por hora y el tiempo de bloqueo del carril.

### **4.3 Factor de ajuste por tránsito peatonal.**

#### **4.3.1 Introducción**

El estudio del comportamiento de vehículos y peatones en intersecciones urbanas es de suma importancia para el análisis de la movilidad sustentable, no sólo por su interrelación, sino principalmente por la necesidad de disminuir accidentes en los que se ven involucrados los peatones. Algunas de las características más sobresalientes del peatón son su elevada vulnerabilidad y reducida velocidad de desplazamiento.

En las intersecciones urbanas los conflictos que se presentan entre las diferentes corrientes vehiculares y peatonales derivan de la necesidad de uso simultáneo de la calzada. Debido a ello se asigna prioridades alternativas en el caso de intersecciones semaforizadas. En el caso particular de giros a la derecha, el vehículo habilitado por el semáforo para realizar la maniobra debe ceder el paso a los peatones en el cruce. Pese a ello la obediencia y respeto a dichas prioridades muchas veces no se cumple y es en estos casos donde surgen los inconvenientes. De allí la importancia de entender correctamente el comportamiento de ambos, vehículos y peatones en la zona de conflictos.

Si bien la ley establece el derecho preferente de paso a los peatones en las sendas peatonales o en la continuación de las veredas sobre las calzadas cuando las sendas no están especificadas, la realidad muestra que esta disposición muchas veces no es respetada por los automovilistas, guiándose por leyes no escritas que es necesario comprender e introducir de alguna forma como parámetro de comportamiento en los cálculos. Asimismo los peatones tampoco suelen respetar los lugares de cruce designados para tal fin generándose inconvenientes en la circulación vehicular y falta de seguridad para ellos mismos.

Indudablemente estos comportamientos modifican las velocidades de los vehículos y peatones causando detenciones o desaceleraciones que influyen en forma notable sobre las demoras y la capacidad de la intersección afectando la tasa de flujo de saturación.

Para tales zonas es menester proveer seguridad y un nivel de servicio adecuado que permita que el flujo peatonal pueda cruzar en el tiempo de cruce otorgado por el semáforo.

En el Manual de Capacidad de Carreteras del Transportation Research Board (HCM) se presentan procedimientos de predicción de capacidad y otras medidas de eficiencia para intersecciones urbanas con una base empírica. Las metodologías y parámetros por lo tanto deben necesariamente adecuarse a las características locales.

A continuación se desarrolla el estudio realizado sobre el efecto del tránsito peatonal sobre el movimiento de giro a la derecha en intersecciones semaforizadas de la ciudad de Córdoba. Mediante video filmaciones realizadas con las cámaras instaladas por el Sistema Centralizado de Control del Tránsito de la Municipalidad de Córdoba y con filmaciones realizadas ad-hoc en calles no conectadas a dicho sistema, se relevaron datos en intersecciones de la ciudad.

Mediante análisis de regresión se obtuvieron relaciones entre las variables analizadas incorporándose algunas correcciones que permiten reflejar el comportamiento local de una manera más adecuada a la realidad.

Los valores encontrados muestran la importancia del estudio del comportamiento de los usuarios de la vía tanto peatones como conductores. Las curvas de regresión obtenidas explican el comportamiento de la tasa de flujo de saturación en base a distintos flujos peatonales. Por último se realizan recomendaciones orientadas a adecuar los procedimientos de cálculo a la realidad local.

Además se relevaron todas las características físicas de las intersecciones analizadas.

### **4.3.2 Marco de referencia**

El HCM 65 si bien toma en cuenta la influencia de los peatones en los giros, en lo conceptual, no establece una metodología especial para cuando ambos movimientos se interfieren entre sí. La metodología provee resultados solo para giros con protección total y separación de movimientos vehiculares y peatonales.

El HCM 85 considera que el factor de ajuste por giro a la derecha depende de una cierta cantidad de variables entre las que se encuentran:

- a.- El tipo de carril desde donde se hace el giro, los que pueden ser: un carril exclusivo, carriles compartidos, únicos o doble exclusivos.
- b.- Tipo de fase, protegida, permitida o protegida más permitida. Una fase de giro a la derecha protegida es aquella que no tiene conflictos con peatones.
- c.- Peatones usando la zona de conflicto.
- d.- Proporción de vehículos que giran en el carril compartido.

e.- Proporción de giros a la derecha que usan la porción protegida de una fase protegida más permitida.

El factor por giro básicamente surge por el hecho de que los movimientos de giros no pueden ser hechos a la tasa de saturación de los movimientos pasantes. Consumen más tiempo del tiempo de verde disponible y consecuentemente más de la capacidad de la intersección.

Este manual considera 8 casos, tres correspondientes a carriles exclusivos, tres a carriles compartidos, con fases protegidas, permitidas o combinación de ambas respectivamente, un caso de carril único y uno de doble carril exclusivo. Para cada uno de estos casos propone un valor o ecuación, tal como se observa en la Tabla N° 4.1.-

**Tabla N° 4.1:** Factor de ajuste por giro a la derecha con presencia de peatones ( $f_{RT}$ )<sub>85</sub>

CASO	TIPO DE GRUPO DE CARRIL	FACTOR DE AJUSTE POR GIRO A LA DERECHA GD $f_{RT}$							
1	Carril exclusivo	0,85							
2	Carril exclusivo GD; fase permitida para GD	$f_{RT}=0,85-(peds/2100)$ peds $\leq 1700$							
		$f_{RT}=0,05$ peds $> 1700$							
		Cantidad de conflictos peatonales (peatones)	0	50 (Bajo)	100	200 (Mod)	300	400 (Alto)	500
		Factor	0,85	0,83	0,8	0,75	0,71	0,66	0,61
		Cantidad de conflictos peatonales (peatones)	600	800	1000	1200	1400	1600	$\geq 1700$
Factor	0,56	0,47	0,37	0,28	0,18	0,05	0,05		
3	Carril exclusivo GD; fase protegida más permitida	$f_{RT}=0,85-(1-P_{RTA})$ ( peds /2100)							
		$f_{RT}=0,05$ (mínimo)							
		Cantidad de conflictos peatonales (peatones)	Proporción de GD usando fase Protegida $P_{RTA}$						
			0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	
		0	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
		50 (Bajo)	0,83	0,83	0,84	0,84	0,85	0,85	0,85
		100	0,80	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85	0,85
		200 (Mod)	0,75	0,77	0,79	0,81	0,83	0,85	0,85
		300	0,71	0,74	0,76	0,79	0,82	0,85	0,85
		400 (High)	0,66	0,70	0,74	0,77	0,81	0,85	0,85
		600	0,56	0,62	0,68	0,74	0,79	0,85	0,85
		800	0,47	0,55	0,62	0,70	0,77	0,85	0,85
		1000	0,37	0,47	0,56	0,66	0,75	0,85	0,85
1400	0,12	0,32	0,45	0,58	0,72	0,85	0,85		
$\geq 1700$	0,05	0,20	0,36	0,53	0,69	0,85	0,85		
4	Carril compartido; fase protegida	$f_{RT}=1-0,15 P_{RT}$							
		Proporción de GD en el Carril, $P_{RT}$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	
		Factor	1	0,97	0,94	0,91	0,88	0,85	

CASO	TIPO DE GRUPO DE CARRIL	FACTOR DE AJUSTE POR GIRO A LA DERECHA GD $f_{RT}$							
5	Carril compartido GD; fase permitida	$f_{RT}=1-P_{RT} [0,15+( peds /2100)]$							
		$f_{RT}=0,05$ (mínimo)							
		Cantidad de conflictos peatonales (peatones)	Proporción de GD en el grupo de carriles ( $P_{RT}$ )						
			0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	
		0	1,00	0,97	0,94	0,91	0,88	0,85	
		50 (Bajo)	1,00	0,97	0,93	0,90	0,86	0,83	
		100	1,00	0,96	0,92	0,88	0,84	0,80	
		200 (Mod)	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	
		400 (High)	1,00	0,93	0,86	0,80	0,73	0,66	
		600	1,00	0,91	0,83	0,74	0,65	0,56	
		800	1,00	0,89	0,79	0,68	0,58	0,47	
		1000	1,00	0,87	0,75	0,62	0,50	0,37	
		1400	1,00	0,84	0,67	0,51	0,35	0,18	
≥1700	1,00	0,81	0,62	0,42	0,23	0,05			
6	Carril compartido GD; fase protegida más permitida	$f_{RT}=1-P_{RT} [0,15+( peds /2100)(1-P_{RTA}]$							
		$f_{RT}=0,05$ (mínimo)							
		Prop. GD usando fase protegida	Cantidad de conflicto	Prop. De GD en el grupo de carriles $P_{RT}$					
				0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
		0	Todos	Igual al caso 5					
		0,2	0	1,00	0,97	0,94	0,91	0,88	0,85
			50	1,00	0,97	0,93	0,90	0,86	0,83
			200	1,00	0,95	0,91	0,86	0,82	0,77
			400	1,00	0,94	0,88	0,82	0,76	0,70
			600	1,00	0,92	0,85	0,77	0,70	0,62
			1000	1,00	0,89	0,79	0,68	0,58	0,47
			1400	1,00	0,86	0,73	0,59	0,45	0,32
		≥1700	1,00	0,81	0,62	0,42	0,23	0,20	
		0,4	0	1,00	0,97	0,94	0,91	0,88	0,85
			50	1,00	0,97	0,94	0,91	0,87	0,84
			200	1,00	0,96	0,92	0,88	0,83	0,79
			400	1,00	0,95	0,89	0,84	0,79	0,74
			600	1,00	0,94	0,87	0,81	0,74	0,68
			1000	1,00	0,91	0,83	0,74	0,65	0,56
			1400	1,00	0,89	0,78	0,67	0,56	0,45
		≥1700	1,00	0,87	0,75	0,62	0,49	0,36	
		0,6	0	1,00	0,97	0,94	0,91	0,88	0,85
			50	1,00	0,97	0,94	0,90	0,87	0,84
			200	1,00	0,96	0,92	0,89	0,85	0,81
			400	1,00	0,95	0,91	0,86	0,82	0,77
			600	1,00	0,94	0,89	0,84	0,79	0,74
			1000	1,00	0,93	0,86	0,80	0,73	0,66
			1400	1,00	0,92	0,83	0,75	0,67	0,58
		≥1700	1,00	0,91	0,81	0,72	0,62	0,53	
		0,8	0	1,00	0,97	0,94	0,91	0,88	0,85
			50	1,00	0,97	0,94	0,91	0,88	0,85
			200	1,00	0,97	0,93	0,90	0,86	0,83
			400	1,00	0,96	0,92	0,89	0,85	0,81
600	1,00		0,96	0,92	0,88	0,83	0,79		
1000	1,00		0,95	0,90	0,85	0,80	0,75		
1400	1,00		0,94	0,89	0,83	0,77	0,72		
≥1700	1,00	0,94	0,88	0,81	0,75	0,69			
1	Todos	Mismo caso 4							



CASO	TIPO DE GRUPO DE CARRIL	FACTOR DE AJUSTE POR GIRO A LA DERECHA $f_{RT}$						
7	Carril único	$f_{RT}=0,9-P_{RT} [0,135+( peds /2100)]$						
		$f_{RT}=0,05$ (mínimo)						
		Cantidad de conflictos peatonales (peatones)	Proporción de GD en carril único					
			0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
		0	1,00	0,87	0,85	0,82	0,79	0,77
		50 (Bajo)	1,00	0,87	0,84	0,81	0,77	0,74
		100	1,00	0,86	0,83	0,79	0,76	0,72
		200 (Mod)	1,00	0,86	0,81	0,77	0,72	0,68
		300	1,00	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64
		400 (High)	1,00	0,84	0,78	0,72	0,65	0,59
		600	1,00	0,82	0,74	0,66	0,59	0,51
		800	1,00	0,80	0,71	0,61	0,52	0,42
		1000	1,00	0,79	0,67	0,56	0,45	0,34
		1200	1,00	0,77	0,64	0,51	0,38	0,25
1400	1,00	0,75	0,61	0,46	0,31	0,16		
≥1700	1,00	0,73	0,55	0,38	0,21	0,05		
8	Carril exclusivo doble; fase protegida	0,75						

Fuente: HCM 85

El HCM 94 resume en la siguiente fórmula los 6 primeros casos.

$$f_{RT} = 1 - P_{RT} [0,15 + (Peds / 2100)(1 - P_{RTA})] \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Donde:

$f_{RT}$ = Factor de ajuste por giro a la derecha.

$P_{RT}$  = Proporción de vehículos girando a la derecha en el grupo de carriles.

$P_{RTA}$ = Proporción de giros usando la fase protegida.

Peds= Cantidad de peatones en conflicto con vehículos girando (peat/h)

Según el valor o rango de valores adoptados para las variables  $P_{RT}$ , Peds y/o  $P_{RTA}$ , queda conformada la ecuación correspondiente a cada caso.

El caso 7 es similar al manual anterior y el 8 no es mencionado en esta edición.

La Tabla N° 4.2 muestra los valores y ecuaciones propuestas para cada uno de los casos

**Tabla N° 4.2:** : Factor de ajuste por giro a la derecha con presencia de peatones ( $f_{RT}$ )<sup>94</sup>

CASO	TIPO DE CARRIL	Fase	PRT	PRTA	PEATONES	FÓRMULA SIMPLIFICADA
1	EXCLUSIVO	PROTEGIDA	1	1	0	0,85
2	EXCLUSIVO	PERMITIDA	1	0	0-1700	0,85-(peat/2100)
3	EXCLUSIVO	PROTEGIDA + PERMITIDA	1	0-1	0-1700	0,85-(peat/2100)(1- $P_{RTA}$ )
4	COMPARTIDO	PROTEGIDA	0-1	1	0	1- $P_{RT}$ (0,15)
5	COMPARTIDO	PERMITIDA	0-1	0	0-1700	1- $P_{RT}$ [0,15+(peat/2100)]
6	COMPARTIDO	PROTEGIDA + PERMITIDA	0-1	0-1	0-1700	1- $P_{RT}$ [0,15+(peat/2100)(1- $P_{RTA}$ )]
7	ÚNICO		0-1	0	0-1700	0,9- $P_{RT}$ [0,135+(peat/2100)]

Fuente: HCM 94.

La edición del 97 mantiene todos los conceptos y ecuaciones de la versión anterior. Recién en el año 2000 la metodología cambió completamente y se basa en un análisis de la utilización de la zona de conflictos. También se ha confeccionado una tabla que permite un ingreso rápido a los resultados, para algunos valores preestablecidos de las variables.

El manual del 85 considera que el giro a la derecha en ausencia de peatones hace disminuir la tasa de flujo de saturación en un 15%. Por otro lado, si la cantidad de peatones en conflicto es muy alta, por encima de los 1700 considera un factor igual a 0,05, es decir que se produce una disminución del 95% en la tasa. Entre estas condiciones extremas la presencia de peatones interfiriendo en el giro es valuada de distintas maneras, dependiendo del tipo de carril considerado y de si el giro se realiza con fase protegida o permitida.

Para carril exclusivo, la disminución provocada por los peatones representa el 15% más la proporción entre la cantidad de peatones conflictivos dividido 2.100.

Cuando el carril es compartido el factor tiene en cuenta, además de los peatones conflictivos, la proporción de vehículos que giran. Dicho factor está expresado en la siguiente ecuación:

$$f_{RT} = 1 - P_{RT} [0,15 + (\text{peat} / 2100)] \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Cuando la calle posee un solo carril la ecuación es transformada a:

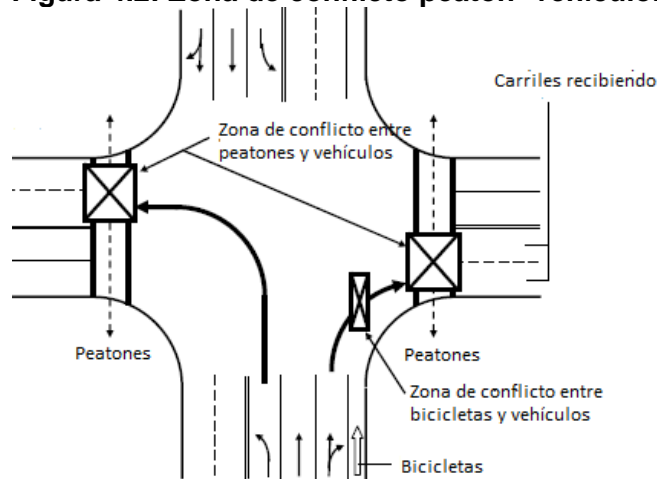
$$f_{RT} = 0,9 - P_{RT} [0,135 + (\text{peat} / 2100)] \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Este factor al tomar 0,9 en lugar de 1, castiga la situación de contar con un solo carril para todas las maniobras.

Por último en caso de doble carril exclusivo, independientemente de la cantidad de peatones que pudieran interferir se considera un factor igual a 0,75

El HCM2000 tiene en cuenta la influencia de los peatones en las intersecciones semaforizadas afectando la tasa de flujo de saturación por un factor de corrección. La interrelación peatón-vehículo ocurre porque ambos deben compartir una fase de la señal utilizando el mismo espacio, llamado zona de conflicto (figura 4.2), cuando los peatones cruzan por la senda peatonal y los vehículos deben realizar un giro.

Figura 4.2: Zona de conflicto peatón -vehículo.



En el caso particular del giro a la derecha el factor utilizado ( $f_{Rpb}$ ), si no se presentan movimientos protegidos, considera la ocupación remanente de la zona de conflicto que los peatones dejan a los vehículos ( $A_{pbT}$ ) y el porcentaje de vehículos girando en la intersección ( $P_{RT}$ ).

$$f_{Rpb2000} = 1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT}) \quad \text{Ecuación 4.4}$$

En el caso de carril exclusivo de giro a la derecha  $P_{RT} = 1$ , en tal caso el factor resulta igual a la ocupación remanente, situación que es explicitada en el HCM2010, como se ve reflejado en la ecuación 4.5

$$f_{Rpb2010} = A_{pbT} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

$f_{Rpb}$  representa el factor de ajuste por presencia de peatones y bicicletas interfiriendo con los vehículos que giran a la derecha

El factor de ajuste para movimientos de giro ( $A_{pbT}$ ) que refleja la ocupación restante para los vehículos que giran, está directamente relacionado con la ocupación de la zona de conflicto por parte de los peatones al cruzar la calle y varía según que la cantidad de carriles que recibe sea igual al número de carriles de giro en cuyo caso la ecuación es:

$$A_{pbT} = 1 - OCC_r \quad \text{Ecuación 4.5}$$

O si el número de carriles que recibe es mayor al de los carriles de giro de los vehículos:

$$A_{pbT} = 1 - 0.6 * OCC_r \quad \text{Ecuación 4.6}$$

En este último caso disminuye la incidencia de la ocupación de la zona de conflicto sobre la tasa de saturación, dado que los conductores pueden rodear a los peatones y realizar la maniobra de giro en menor tiempo.

Está claro, entonces, que el factor fundamental a definir es la ocupación relevante ( $OCC_r$ ), factor que tiene en cuenta la ocupación de la zona de conflicto por parte de los peatones y el conflicto entre bicicletas que continúan su marcha con los vehículos que giran. En ausencia de bicicletas la ocupación relevante ( $OCC_r$ ) es igual a la ocupación de los peatones ( $OCC_{pedg}$ ).

$$OCC_r = OCC_{pedg} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

Esta ocupación de la zona de conflicto en el tiempo de verde de la señal ( $OCC_{pedg}$ ) es calculada por el Manual de Capacidad por medio de dos ecuaciones lineales que son función de la tasa de flujo de peatones por hora de verde ( $V_{pedg}$ ).

$$OCC_{pedg} = V_{pedg} / 2000 \quad \text{Ecuación 4.8}$$

Si la tasa de flujo de peatones por hora de verde es menor a 1000 peatones y

$$OCC_{pedg} = 0.4 + V_{pedg} / 10000 \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Si la tasa de flujo peatonal por hora de verde está comprendida entre 1000 y 5000 peatones.

Este factor ( $OCC_{pedg}$ ) está directamente relacionado con el comportamiento de los usuarios de la vía, tanto peatones como conductores de vehículos.

El HCM2010 aplicando los mismos conceptos que su versión anterior toma en cuenta la presencia de peatones por medio de la ocupación de la zona de conflicto. La ocupación peatonal durante el verde (OCCpedg) es computada con las mismas ecuaciones, mientras que la ocupación relevante (OCCr), supone que la actividad de cruce sucede durante el período de verde peatonal ( $g_{ped}$ ) y que ningún cruce de peatones ocurre entre el fin del verde vehicular y el verde peatonal ( $g-g_{ped}$ ), cuando este periodo existe y es considerado igual a

$$OCC_r = \frac{g_{ped}}{g} OCC_{pedg} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

Es decir que se disminuye la proporción en que los peatones afectan a los vehículos según el tiempo en que ellos pueden ocupar el cruce con respecto al tiempo total de paso de los vehículos.

La ocupación remanente para los vehículos ( $A_{pbT}$ ) es calculado con las mismas ecuaciones que en el 2000 (Ec 4-6 y Ec. 4-7). Por último este valor es considerado el factor de ajuste para la tasa de flujo de saturación.

La metodología australiana presenta un modelo basado en el HCM (1994), pero introduce el efecto de los peatones interfiriendo en el giro vehicular por medio de un equivalente a vehículos pasantes ( $e_{LV}$ ), el que tiene en cuenta la cantidad de peatones en conflicto, entre 50 y 1600 peatones por hora.

$$e_{LV} = \frac{1}{0.85 - \frac{q_{pc}}{2100}} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

Donde:

$e_{LV}$ : equivalente en automóviles por el efecto de vehículos girando

$q_{pc}$ : tasa de flujo de peatones en conflicto (peatones/hora)

Luego estos autos equivalentes son utilizados para calcular el factor de composición del tránsito de la siguiente manera:

$$f_c = \frac{1}{\sum p_i e_i} \quad \text{Ecuación 4.12}$$

Donde  $f_c$  es el factor que multiplica a la tasa de flujo base,  $e_i$  el equivalente en vehículos pasantes calculado para los vehículos que giran y  $p_i$  la proporción de vehículos del tipo  $i$  que giran.

### 4.3.3 Relevamiento de la información

Para estudiar el efecto que los peatones tienen sobre el flujo vehicular que gira a la derecha se seleccionaron intersecciones de la ciudad y se realizaron filmaciones de los movimientos en la misma, tanto vehiculares como peatonales. De estas video grabaciones se obtuvieron datos referidos a volúmenes vehiculares y peatonales, composición vehicular, tiempos de cruce de línea de parada, tiempo de ocupación de la zona de conflicto. Se relevaron también datos de la geometría de las intersecciones.

Las filmaciones se realizaron en días hábiles de la semana en el horario pico del mediodía de 11:30 a 13:30 horas en intersecciones del área central con una fuerte

presencia de peatones y en intersecciones de calles principales con secundarias ubicadas en distintos barrios de la ciudad.

Con las imágenes digitalizadas se pudo recabar distinto tipo de información. La gran ventaja de este método de relevamiento es la posibilidad de observar la escena en forma repetida de manera tal de con menos operadores tomar mayor cantidad de información y además poder rever las situaciones que pudieran ser poco claras.

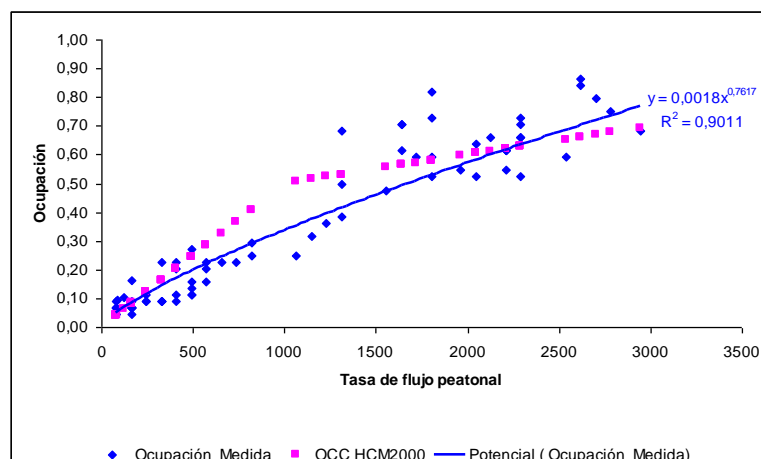
Se puso énfasis en la obtención de la ocupación de la zona de conflicto por parte de los peatones, para lo que se relevaron los tiempos de cruces de los peatones por la zona de conflicto, número de peatones, volúmenes vehiculares que circulaban en el carril de giro, verde y ciclo.

#### 4.3.4 Análisis de características locales

Para detectar la influencia que los peatones tienen en las intersecciones semaforizadas se optó por estudiar la ocupación que ellos hacen de la zona de conflicto, es decir de aquella zona en la que ambos, peatones y vehículos que giran, desean ocupar en el mismo tiempo, el tiempo de verde asignado por la señal. Si las normas de tránsito se cumplieran los peatones deberían tener prioridad, con lo cual su cruce sería seguro y rápido, pero como esto no es así, el vehículo no cede el paso al peatón, aún cuando éste ya se encuentre atravesando la calle, es entonces el peatón quien debe adecuarse al paso de los vehículos, siendo en muchas oportunidades éste quien rodea al vehículo girando.

Las video filmaciones permitieron medir el porcentaje de tiempo en que la zona de conflicto se encontraba ocupada por peatones. Se eligieron intersecciones en las que la cantidad de carriles de giro del acceso fueran iguales a los carriles que reciben y sin presencia de movimientos protegidos. Este trabajo se realizó por ciclo, teniendo en cuenta la cantidad de peatones que atravesaban dicha zona y el tiempo de permanencia en la misma. Para contrastar los resultados locales con los reportados por el manual, se llevaron los peatones por ciclo a tasa de flujo peatonal por hora de verde y se calculó la ocupación con el procedimiento mencionado. Se realizaron regresiones lineales a fin de encontrar la expresión que refleja mejor la realidad. De todas las funciones ensayadas la que mejor ajustó fue la potencial con un  $R^2$  de 0.9011. La Figura 4.3 muestra los resultados encontrados, contrastando con los valores obtenidos con el Manual de Capacidad 2000.

Figura 4.3: Relación ocupación flujo peatonal, medida, calculada y tendencia.



Puede advertirse que para tasas de flujo peatonal bajas (menores a 1500 peatones en verde) el procedimiento del HCM sobreestima la ocupación, en cambio para tasas de flujo peatonal mayores tiende a producirse el efecto contrario.

### **4.4 Factor de ajuste por presencia de vehículos pesados**

#### **4.4.1 Introducción**

La presencia de vehículos pesados es uno de los factores que disminuyen la eficiencia en la intersección. La baja capacidad de aceleración de los vehículos pesados en relación a la de los vehículos livianos y la longitud de los mismos son factores que ocasionan mayores intervalos de separación. Estos largos intervalos reducen la capacidad de la intersección e incrementan la congestión urbana.

Este punto desarrolla el efecto sobre la capacidad, medida en términos de tasa de flujo de saturación, de la presencia de vehículos pesados en la corriente vehicular de intersecciones semaforizadas. Los vehículos pesados afectan la operación en las calles e intersecciones de una ciudad debido básicamente a tres factores fundamentales: la longitud de los mismos, su relación potencia peso inferior y las características de su sección transversal. Estos factores sumados a la forma de conducir local devienen en influencias diferentes a las que dieron origen a las metodologías de base para el cálculo de semáforos.

Se analiza en forma aislada el efecto que los vehículos pesados ejercen sobre la capacidad. Para ello se recolectaron datos de intervalos entre vehículos en seguimiento que atravesaban una intersección semaforizada, distinguiendo según las características de los mismos. Se realizaron análisis de regresión para determinar valores de intervalos medios asociados a vehículos pesados. En base a estos intervalos se determinaron los valores de vehículos equivalentes, explicitando la influencia que los vehículos pesados considerados ejercen sobre el flujo y la necesidad de darle una especial consideración al analizar la capacidad en el análisis de intersecciones semaforizadas.

#### **4.4.2 Marco de referencia**

El HCM65 considera que la presencia de camiones tiende a disminuir la capacidad de los accesos a intersecciones debido a sus menores capacidades de aceleración y a la mayor ocupación del espacio por causa de sus dimensiones mayores a las de los automóviles individuales, tanto en largo como en ancho. Si bien reconoce que el efecto varía bastante dependiendo del vehículo, su relación potencia peso, su tamaño y en particular las características para girar, estos efectos no son contemplados en los cálculos, dado que hasta ese momento eran escasas las investigaciones realizadas sobre el tema. A los fines prácticos considera vehículos pesados a los camiones con más de cuatro ruedas sobre el pavimento englobando tanto a ómnibus como a camiones.

Toma como condición básica un 5% de vehículos pesados presentes en la corriente vehicular, proveyendo un factor de corrección igual a 1. Si el porcentaje es menor, las condiciones mejoran y en consecuencia el factor es mayor que 1 y si el porcentaje de pesados presente en la corriente vehicular aumenta, el factor es menor que 1, ya que la capacidad disminuye. El límite está fijado en un 20%, cuando las condiciones se alejan mucho de los valores promedios, como cuando hay preponderancia de vehículos pesados o donde hay una gran cantidad de vehículos pesados haciendo giros en carriles angostos, recomienda basarse en el juicio derivado de la observación directa para esas condiciones especiales.

La edición del 85 considera por separado el efecto de las pendientes y la de los vehículos pesados. Este tratamiento reconoce que los autos particulares también son afectados por las pendientes tanto como los pesados. El factor por vehículos pesados tiene en cuenta el espacio adicional ocupado por este tipo de vehículos y por las diferencias en la capacidad operacional de los mismos con respecto a los livianos. Con ese desarrollo conceptual presenta una tabla en función del porcentaje de vehículos pesados, entre 0% y 30%, variando de dos en dos hasta el 10% y luego de cinco en cinco.

El Special Report 209 del año 1994, introduce el concepto de auto equivalente, considerando que cada vehículo pesado genera el mismo efecto sobre el tránsito que dos automóviles. El factor desarrollado es función del porcentaje de vehículos pesados variando entre 0% y 100%. El mismo tratamiento fue dado en el Special Report del año 1998 y en el HCM2000.

La Tabla Nº 4.3 muestra la diferencia de factores para los años 65, 85 y 94. Es de destacar que el factor del 94 pesa con mayor severidad la presencia de vehículos pesados que los factores anteriores.

**Tabla Nº 4.3:** Factores de vehículos pesados según HCM 65-85 y 94

%HV	fHV65	fHV85	fHV94
0	1.05	1	1
2	1,03	0,99	0,98
4	1,01	0,98	0,96
6	0,99	0,97	0,94
8	0,97	0,96	0,93
10	0,95	0,95	0,91
15	0,9	0,93	0,87
20	0,85	0,91	0,83
25		0,89	0,8
30		0,87	0,77

Según la metodología del Manual de Capacidad HCM (2000 y 2010) la reducción de capacidad debida a la presencia de vehículos pesados, se realiza afectando a la tasa ideal por un factor de ajuste calculado como sigue:

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

**Ecuación 4.13**

donde:

$f_{HV}$  = factor de ajuste por presencia de vehículos pesados

$P_T$  = porcentaje de vehículos pesados

$E_T$  = equivalente en autos de vehículo pesado

El Manual considera entonces no sólo el efecto por la cantidad de pesados en la corriente vehicular sino también por la influencia que las características diferenciales del mismo generan en la corriente vehicular. Esto es tenido en cuenta en la

metodología a través del factor de equivalente de vehículos pesados (ET). El que para las versiones 2000 y 2010, es igual a 2, o sea que un vehículo pesado equivale a dos vehículos livianos.

Por otro lado la Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections (Teply et al, 2006) tiene en cuenta la presencia de vehículos pesados de dos maneras diferentes. Una transforma en automóviles a las distintas categorías de vehículos por medio de la siguiente expresión:

$$q = \sum_k f_k \cdot q_k \quad \text{Ecuación 4.14}$$

Donde

q= flujo en automóviles para un carril dado (aut/h)

q<sub>k</sub>= flujo en vehículos tipo k para un carril dado (veh/h)

f<sub>k</sub>= unidades de autos equivalentes para la categoría de vehículo k (aut/veh)

Generalmente consideran como automóvil al vehículo de pasajero que puede transportar hasta 9 personas y que no tiene más de cuatro ruedas. Las vans y pick ups son consideradas como parte de esta categoría, aunque también hay valores particulares para ellas.

La Tabla N° 4.4 muestra los valores utilizados

**Tabla N° 4.4.** Unidad de autos equivalentes

Categoría de vehículo	Automóviles equivalentes (auto/veh)
Automóvil, vans, pick ups	1,0
Camión simple	1,5
Camión con acoplado	2,5
Camión con acoplado muy cargado	3,5
Ómnibus	1,75
Ómnibus articulado	2,25
Motos	0,5
Bicicletas <sup>2</sup>	0,2 a 1,0 <sup>2</sup>
Pick ups, vans <sup>3</sup>	0,93

1.- Fuente: Teply 1981, Hamilton 1986, Otawa-Carleton 1994

2.- Dependiendo de los servicios, flujo de bicicletas y otro tránsito

3.- Si es usado como una categoría en el tránsito mixto

Fuente *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections* (Teply et al, 2006)

Cuando no se dispone de datos sobre los distintos tipos de pesados se considera que la combinación de pesados da un equivalente de 2.

Por otro lado introduce el efecto de los vehículos pesados en el factor de pendiente.



Este factor debe ser aplicado para pendientes superiores a + 2% e inferiores a - 2% dentro de los 50 metros anteriores a la intersección como muestra la figura.

El factor de ajuste por carriles con pendiente es calculado de la siguiente manera

$$f_{pend} = 1 - (G + HV) \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Donde

G= pendiente promedio dentro de los 50 metros anteriores al acceso a la intersección expresada como proporción

HV= Proporción de vehículos pesados, tal como ómnibus, camiones o vehículos recreacionales en el flujo vehicular de arriba.

En bajada el efecto de los vehículos pesados se considera imperceptible por lo que asigna un valor nulo a dicha proporción. El factor da valores superiores a 1 debido al signo de la pendiente. Recomiendan utilizar como máximo 1,1.

En ascenso la presencia de una determinada proporción de vehículos pesados funciona como un gradiente equivalente, reduciendo el flujo de saturación

En definitiva, la metodología considera por medio del equivalente de vehículos pesados la influencia de éstos en llano y toma en cuenta la capacidad de aceleración en el cálculo del factor de ajuste debido a la presencia de pendientes.

### **4.4.3 Relevamiento y procesamiento de la información**

Tal como fuera establecido en la revisión bibliográfica el parámetro de mayor importancia que refleja los cambios en la circulación con presencia de vehículos pesados es el factor de Equivalencia. Este factor muestra la influencia que vehículos con dimensiones y capacidades distintas a las de los automóviles generan sobre la capacidad teórica, para un verde infinito en una intersección.

Se concentraron los esfuerzos en la búsqueda de este equivalente para condiciones locales. Para ello se estudiaron las diferencias en la tasa de flujo de saturación producidos por colas formadas únicamente por vehículos livianos y aquellas con distinta participación de vehículos pesados.

Las tareas de relevamiento necesarias consistieron en la recolección de datos de tránsito, para lo que fue necesario localizar intersecciones con un importante porcentaje de camiones y ómnibus circulando

Los datos de tránsito se recolectaron mediante técnica de video grabación digitalizada. Las condiciones de clima fueron óptimas, y las mediciones se realizaron en horas pico del mediodía en días hábiles (martes jueves). El acceso seleccionado contempló las condiciones ideales con las cuales el Manual de Capacidad define el flujo de saturación ideal y la presencia de vehículos pesados cuya influencia se deseaba estudiar.

Los datos fueron recolectados por carril (carril derecho cercano al cordón de la vereda y carril izquierdo o pasante).

Los diferentes tipos de vehículos que se observaron en las filmaciones fueron:

1. Vehículos livianos (autos)
2. Pickups
3. Pickups grandes (Toyota Hilux, ford..)
4. Camiones livianos
5. Ómnibus diferenciales
6. Ómnibus de línea
7. Ómnibus de larga distancia
8. Camiones pesados

Se los agrupó en una primera instancia en:

1. Vehículos livianos (autos y pickups)
2. Pick ups de gran porte (Toyota Hilux, Ford)
3. Vehículos pesados (camiones livianos, ómnibus diferenciales, ómnibus de línea, ómnibus de larga distancia y camiones pesados)

Se observó finalmente que las pick ups de gran porte no afectaban negativamente al flujo por lo que se decidió en este nivel de análisis reagruparlos junto con los vehículos livianos.

Dentro de cada carril analizado se identificaron longitud de la cola al momento de inicio de la fase verde en cantidad de vehículos, tipo de vehículo y ubicación del mismo. Se registraron datos de tiempos de cruce de la línea de parada de las ruedas delanteras y traseras de todos los vehículos en el acceso a la intersección semaforizada.

Para el cálculo de la tasa de flujo de saturación se determinaron intervalos medios. Para cada cola en cada ciclo se calculó el intervalo como el cociente entre la diferencia de tiempos de cruce del eje delantero del último vehículo de la cola y el cuarto y la cantidad de vehículos que pasaron en ese lapso como lo indica la ecuación que sigue:

$$I = \frac{t_{ult} - t_4}{n - 4}$$

**Ecuación 4.16**

donde:

I : intervalo de saturación (segundos).

$t_{ult}$  : tiempo de cruce del eje delantero del último vehículo de la cola

$t_4$  : tiempo de cruce del eje delantero del cuarto vehículo en la cola

n : cantidad de vehículos que sufrieron la cola

Luego, para determinar la tasa de saturación se multiplicó por 3600 la inversa de este intervalo.

$$S = \frac{3600}{I}$$

**Ecuación 4.17**

Donde:

S: es la tasa de flujo de saturación (vphpc)

Se analizó el paso de 1817 vehículos en 160 ciclos. Dado que se pretendía estudiar sólo el efecto de los vehículos pesados, se descartaron aquellos ciclos que no reproducían condiciones ideales para los otros parámetros distintos del analizado, como por ejemplo, cuando se producían interferencias debidas a colectivos que se detenían en el carril derecho, o cuando en el mismo carril se realizaban giros a la derecha que influían en los intervalos de saturación. Por otro lado tampoco se consideraron válidos los ciclos en los que las colas tenían una longitud inferior a 8 vehículos, ya que la metodología de cálculo así los aconseja. En definitiva, se descartaron 41 ciclos con lo que el total de ciclos analizados fue de 119. De ellos 78 corresponden al carril de la izquierda o carril pasante y 41 al carril de la derecha.

Finalmente quedaron 119 ciclos útiles, lo que significó 1460 intervalos para análisis. De los datos restantes una cantidad de 64 ciclos correspondieron a ciclos sin la presencia de vehículos pesados que se utilizaron para estimar la tasa de saturación ideal.

### 4.4.4 Análisis de características locales

#### 4.4.4.a Intervalos y modelos de regresión

Con la base de datos depurada se procedió a obtener los intervalos para distintos porcentajes de camiones por carril.

En primera instancia se tomaron todos los ciclos con porcentaje de vehículos pesados igual a cero, un total de 64 para la suma de ambos carriles y se calcularon los intervalos medios para cada uno de los carriles y para el grupo de carriles. En estas condiciones los intervalos permiten el cálculo de las tasas de flujo de saturación ideales. La Tabla N° 4.5 reporta los valores estadísticos encontrados.

**Tabla N° 4.5: Intervalos ideales**

Variable	Media	Desviación Estándar	Mínimo	Máximo	Nº de casos
Carril derecho	2,029	0,209	1,6	2,33	23
Carril izquierdo	1,876	0,164	1,5	2,20	41
Ambos	1,931	0,195	1,5	2,33	64

Debido a la diferencia encontrada entre el carril derecho y izquierdo, se verificó si dichas diferencia se debían o no al azar, para ello se realizaron test de hipótesis sobre la igualdad de las varianzas con la finalidad de determinar el test apropiado para las medias. El test F para varianzas no permitió rechazar la hipótesis de igualdad entre las mismas y por consiguiente se aplicó un test para varianzas iguales en el estudio de los intervalos medios. Los valores del estadístico y del valor crítico no permiten aceptar la hipótesis de igualdad entre los intervalos medios, por lo que debe inferirse que las diferencias encontradas no son fruto del azar. La Tabla N° 4.6 muestra los resultados de los tests de hipótesis realizados. Esta diferencia encontrada que se manifiesta en un mayor intervalo de saturación para el carril derecho y por lo tanto una tasa de saturación menor se considera que está relacionada con la fricción lateral generada por la actividad en el entorno del carril y por la menor velocidad desarrollada en el mismo.

Tabla N° 4.6: Test de Hipótesis

	Intervalo medio	Varianza	F	t
Carril derecho	2,029	0,044	1,8141	1,99897
Carril izquierdo	1,876	0,027		
Estadístico			1,62878	3,23934
Hipótesis nula			No rechazar	Rechazar

Se reemplazaron los valores de los intervalos de los ciclos sin presencia de vehículos pesados por las medias encontradas

Posteriormente, se estimaron modelos empleando regresión lineal, considerando como variable dependiente (y) a los intervalos en hora pico, y como variable independiente (x) a los porcentajes de camiones y se ajustó el siguiente modelo:

$$y = a + bx$$

Ecuación 4.18

O sea

$$h_m = a + bP_t$$

Ecuación 4.19

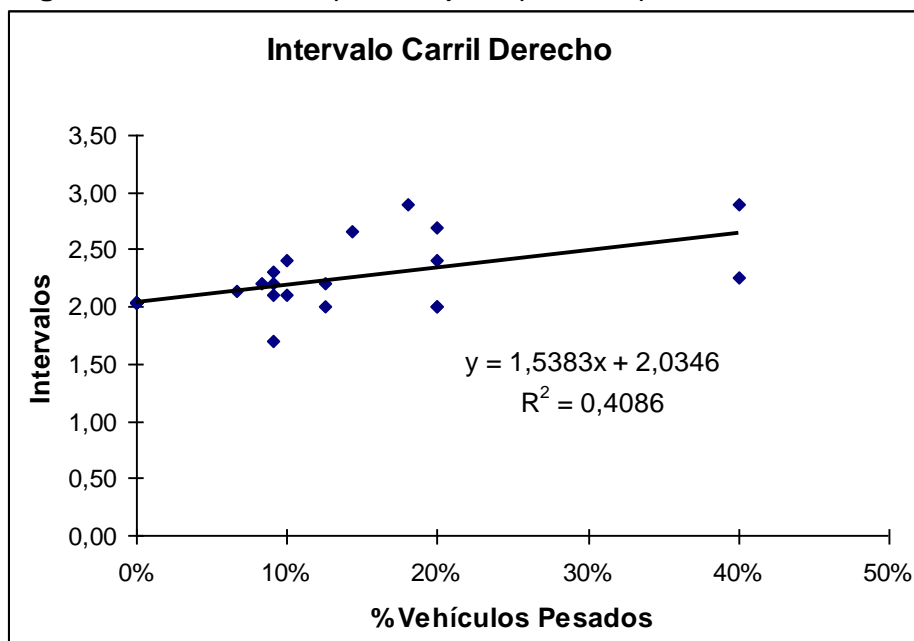
Donde:

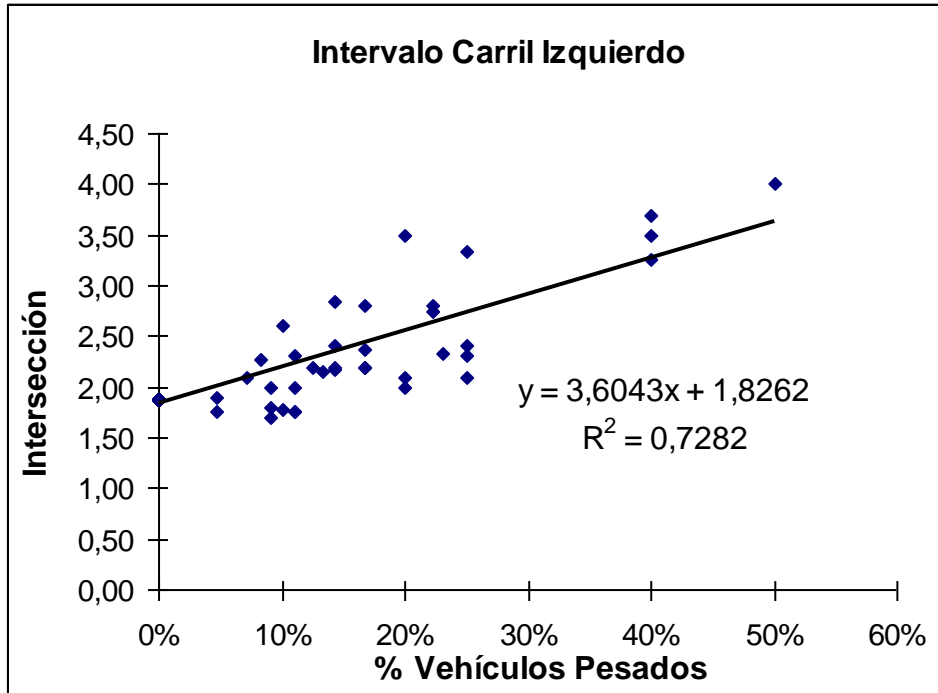
hm= intervalo medio

Pt= Porcentaje de Camiones

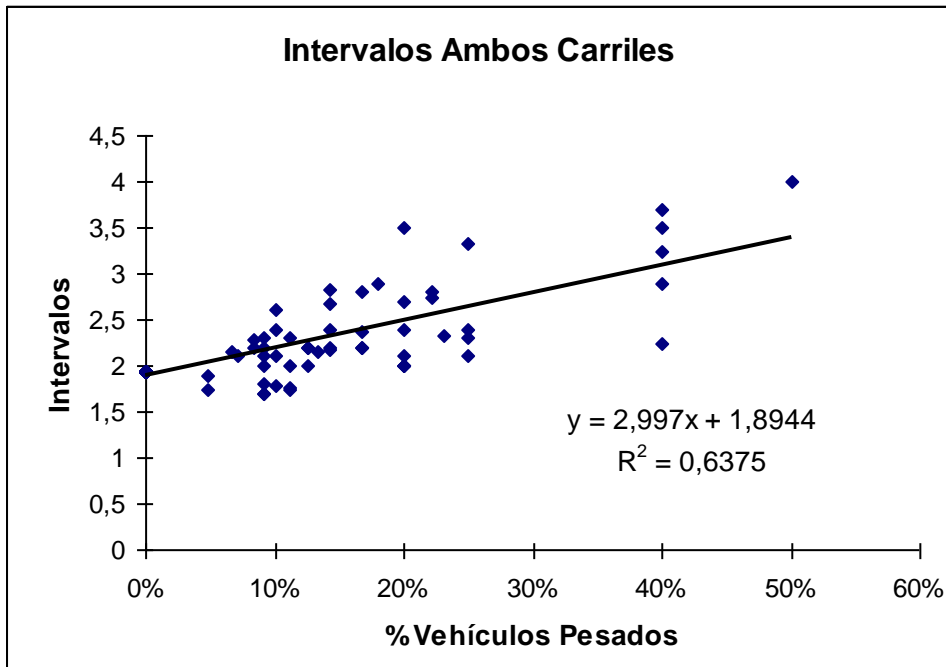
El valor de "a" se define como el intervalo de saturación ideal, ya que representa el valor correspondiente al intervalo medio en ausencia de vehículos pesados. La Figura 4.4 y la Figura 4.5 reportan las ecuaciones de regresión encontradas para los carriles derecho e izquierdo respectivamente.

Figura 4.4: Intervalo vs. porcentaje de pesados para el carril derecho



**Figura 4.5:** Intervalo vs. porcentaje de pesados para el carril izquierdo

La misma información considerando los carriles en forma conjunta es presentada en la Figura 4.6.

**Figura 4.6:** Intervalo vs. porcentaje de pesados para los carriles en forma conjunta

Para cada una de estas regresiones se estimaron los estadísticos F, t, el error típico y la probabilidad de que tanto el intercepto como la variable independiente difirieran mucho de los valores encontrados. La Tabla N° 4.7. resumen los resultados-

**Tabla N° 4.7:** Estadísticos de las regresiones lineales-

Carril		Coefficientes	Error típico	F	Valor crítico de F	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Derecho				26,950113	6,8358E-06				
	Intercepción	2,035	0,0367			55,4591674	1,024E-38	1,9604375	2,10885144
	Variable X 1	1,538	0,2963			5,19134983	6,8358E-06	0,93891932	2,13762427
Izquierda				203,65967	3,3566E-23				
	Intercepción	1,826	0,0360			50,6595017	2,5197E-60	1,75435762	1,89794759
	Variable X 1	3,604	0,2526			14,270938	3,3566E-23	3,10130342	4,10735399
Ambos				205,756599	1,5216E-27				
	Intercepción	1,894	0,0285			66,420001	9,7139E-95	1,83789506	1,95086465
	Variable X 1	2,997	0,2089			14,3442183	1,5216E-27	2,5832578	3,41083809

En todas las regresiones el valor estadístico de F es superior al valor crítico de F por lo que puede colegirse que es extremadamente improbable que un valor F tan elevado se produzca por casualidad. En definitiva, se puede inferir que es poco probable que la relación entre variables dependientes e independientes se deba al azar.

Por otro lado los valores de t reportados muestran también que las variables utilizadas son suficientemente útiles para representar el problema. Además, la probabilidad de que el intercepto y las variables difieran mucho de los valores encontrados es extremadamente pequeña.

Lo anterior permite asegurar que las ecuaciones encontradas reflejan la situación local con respecto a la presencia de vehículos pesados en la corriente vehicular.

#### 4.4.4.b Tasa de flujo de saturación ideal

El intercepto de las ecuaciones encontradas simboliza el intervalo de saturación ideal, sin la presencia de vehículos pesados. Este intervalo se puede convertir en la tasa de flujo de saturación ideal, encontrándose los valores que se reportan en la Tabla N° 4.8

**Tabla N° 4.8:** Tasa de saturación ideal estimada

Carril	Tasa de flujo de saturación ideal
Derecho	1769
Izquierdo	1971
Ambos	1900

Los valores estimados permiten afirmar que se debería considerar en el análisis de capacidad de intersecciones semaforizadas la ubicación del carril dentro del acceso. El Manual de capacidad considera un valor de flujo de saturación ideal único para todos los carriles de 1900 aphpc, el que es coincidente con el encontrado para el grupo de carriles.

Los resultados obtenidos para los distintos carriles del acceso difieren, por lo cual se podría considerar la aplicación de un factor de ajuste por ubicación del carril. Dicho factor podría implementarse al carril afectado por la fricción lateral que posee todo carril derecho, siempre que éste conforme un grupo de carril separado en el análisis.

Los resultados obtenidos para el grupo de carriles son similares a los que reporta el Manual de Capacidad de 1900 aphpc. No ocurre lo mismo con el carril de la izquierda en donde el valor obtenido es del orden del 4% superior, mientras que el derecho es un 7% inferior

4.4.4.c. Equivalentes

El HCM2000, si solo la composición de la corriente vehicular se aparta de las condiciones ideales, considera que la tasa de flujo en una intersección semaforizada es :

$$S = S_0 f_{HV} \quad \text{Ecuación 4.20}$$

Por otro lado se encontró, por medio de regresiones, que el intervalo medio es:

$$h_m = a + bP_t \quad \text{Ecuación 4.21}$$

Como

$$S = \frac{3600}{h_m} = \frac{3600}{a + bP_t} \quad \text{Ecuación 4.22}$$

Por lo tanto

$$\frac{3600}{a + bP_t} = S_0 \left( \frac{1}{1 + P_t(E_t - 1)} \right) \quad \text{Ecuación 4.23}$$

luego

$$1 + P_t(E_t - 1) = \frac{S_0(a + bP_t)}{3600} \quad \text{Ecuación 4.24}$$

operando

$$P_t E_t - P_t = \frac{S_0 a + S_0 b P_t}{3600} - 1 \quad \text{Ecuación 4.25}$$

$$E_t = \frac{S_0 a + S_0 b P_t}{3600 P_t} - \frac{1}{P_t} + \frac{P_t}{P_t} \quad \text{Ecuación 4.26}$$

Teniendo en cuenta la ecuación de regresión, cuando el porcentaje de vehículos pesados es nulo se está en presencia del intervalo de saturación ideal, dividiendo los segundos de una hora por dicho intervalo se encuentra la tasa de flujo de saturación ideal (S<sub>0</sub>). Reemplazando en la ecuación anterior.

$$E_t = \frac{\frac{3600}{a} a + \frac{3600}{a} b P_t}{3600 P_t} - \frac{1}{P_t} + 1 \quad \text{Ecuación 4.27}$$

Simplificando y operando:

$$E_t = \frac{3600}{3600P_t} + \frac{3600}{a3600P_t} bP_t - \frac{1}{P_t} + 1$$

**Ecuación 4.28**

Nuevamente simplificando:

$$E_t = \frac{1}{P_t} + \frac{b}{a} - \frac{1}{P_t} + 1$$

**Ecuación 4.29**

Por lo tanto

$$E_t = \frac{b}{a} + 1$$

**Ecuación 4.30**

Es decir que el equivalente es directamente proporcional a la pendiente de la recta de regresión e inversamente proporcional al intervalo de saturación

Con esta ecuación se estimaron los equivalentes de vehículos pesados diferenciados por carril obteniendo los valores que se reportan en la Tabla N° 4.9.

**Tabla N° 4.9:** Equivalentes locales

Carril	$E_t$
Derecho	1,756
Izquierdo	2,974
Ambos	2,582

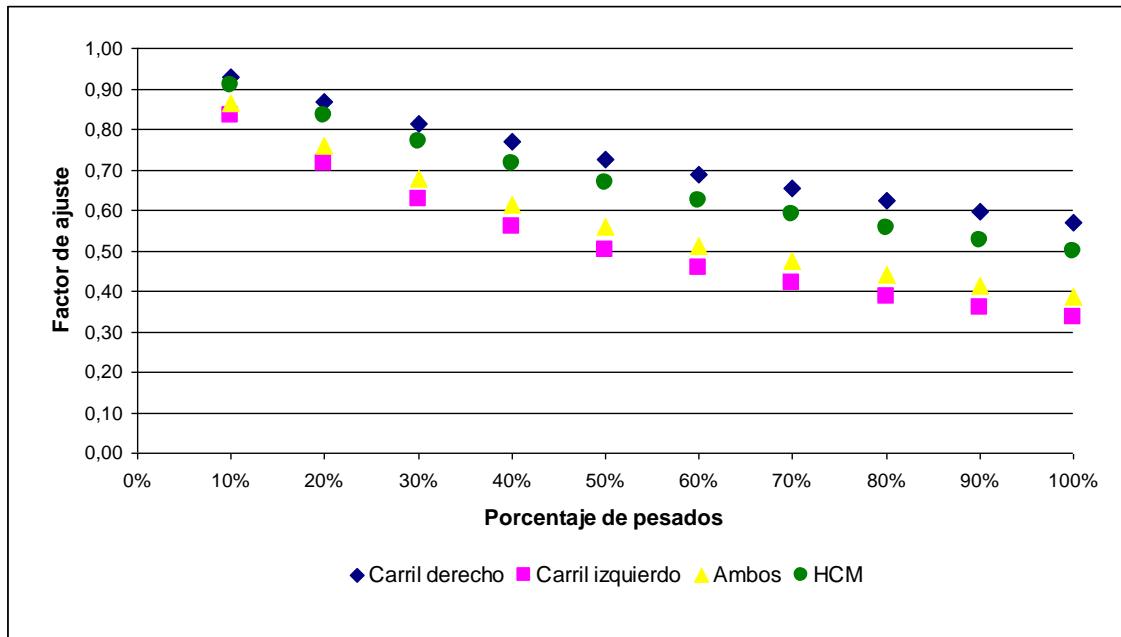
Se ha observado que la diferencia con lo propuesto por la metodología del Manual, en la cual el equivalente considerado es de dos, no representa la realidad local ya que el valor encontrado es del 12% inferior para el carril derecho, debido seguramente a la menor velocidad que llevan los vehículos por la influencia del entorno y del 49% y 29% superiores en el caso de considerar carril izquierdo y ambos carriles agrupados, respectivamente.

#### 4.4.4.d Análisis de sensibilidad

El hecho de no contemplar en la metodología parámetros calibrados puede arrojar diferencias importantes a la hora de estimar flujos. La Figura 4.7 muestra la sensibilidad de la tasa de flujo de saturación por la presencia de diferentes porcentajes de vehículos pesados para EEUU (Manual de Capacidad versión 2000) y considerando los valores de equivalentes locales para carril derecho, izquierdo y ambos en forma conjunta. El factor  $f_{hv}$  es el que multiplica en forma directa la tasa ideal y es el que se muestra en el gráfico mencionado.



**Figura 4.7:** Sensibilidad de tasa de flujo de saturación ante variaciones en los porcentajes de vehículos pesados



#### 4.5 Factor de ajuste debido al transporte público.

##### 4.5.1 Introducción

La presencia del transporte público urbano circulando en las calles de la ciudad influencia al tránsito de dos maneras diferentes. La primera por el tamaño y características operacionales distintas a las del vehículo particular, lo que es tenido en cuenta en el factor de ajuste por vehículos pesados.

En segundo lugar, con la finalidad de brindar mayor eficiencia en la transferencia de los pasajeros las paradas de transporte son colocadas en las proximidades de las esquinas lo que genera disturbio en la capacidad de la intersección por el efecto de bloqueo cuando el ómnibus se detiene en la parada para permitir el ascenso y descenso de pasajeros. Especialmente en la ciudad de Córdoba donde la distancia entre intersecciones es de 100 metros, en la mayoría de los casos, las paradas se encuentran siempre dentro del área de influencia de una intersección.

El efecto sobre la intersección será distinto según que la parada se encuentre antes de la intersección o después de la misma. En el primer caso el bloqueo impide el paso hacia adelante y obliga a los vehículos, cuando es posible a realizar un cambio de carril para poder continuar circulando, por lo tanto disminuye la tasa de flujo de Saturación. Cuando la parada se encuentra ubicada después de la intersección, el efecto sobre la misma dependerá del espacio de almacenamiento entre la parada y la esquina. Cuando este espacio se ha agotado los vehículos que todavía no atravesaron la esquina no podrán ingresar en la intersección, obligándolos a sufrir una mayor demora

A continuación se estudia el factor que contempla los fenómenos antes enunciados. Se realiza una breve reseña de la evolución en el tratamiento de este factor en los distintos manuales de capacidad, desde el inicial HCM de 1950 hasta el actual HCM2010. Se analizan distintas metodologías de cálculo tales como la del propio HCM, la guía canadiense y el manual australiano. En todos los casos el análisis se

realiza para la presencia de paradas de ómnibus en los 75 metros anteriores y posteriores a la intersección.

Posteriormente se investigan los valores locales mediante el análisis de los tiempos de interferencia de los ómnibus cargando y descargando pasajeros en las paradas durante el tiempo de verde de la fase analizada.

#### 4.5.2 Marco de referencia.

##### 4.5.2.a.- Las distintas ediciones del HCM.

En la edición de 1950 del HCM se reconoce la diferencia entre la presencia o no de paradas de ómnibus, sugiriendo que una parada de ómnibus tiene el mismo efecto sobre la capacidad de una intersección que tres a cinco automóviles. Sin embargo la noción de factor por bloqueo de ómnibus no fue introducida hasta el año 1965. En el manual de ese año se introduce el concepto de “factor de ómnibus local” por parada localizada antes o después de la intersección con o sin estacionamiento en el cordón. El HCM consideró el efecto de los vehículos del transporte público local en intersecciones semaforizadas y proveyó procedimientos de ajustes. Estos procedimientos consistieron en gráficos para cada tipo de parada de ómnibus con estacionamiento permitido y prohibido. El factor de ajuste se determinaba considerando la cantidad de ómnibus por hora, tipo de área (N° de carriles) y movimientos de giro. Este procedimiento era aplicable para áreas céntricas con no más de 90 ómnibus por hora.

La edición del 1985 introduce el factor por bloqueo por ómnibus ( $f_{bb}$ ) y provee dos procedimientos para computar el factor debido a ómnibus locales. Cuando las paradas de ómnibus no fueran un factor principal o de mayor importancia el  $f_{bb}$  fue considerado como una función del número de carriles en el grupo de carriles (no más de tres carriles) y el número de ómnibus parando por hora (hasta 40 ómnibus por hora), como muestra la Tabla N° 4.10

**Tabla N° 4.10: Factor de Ajuste por bloqueo  $f_{BB}$  85**

N° de carriles en el grupo	N° de ómnibus parando por hora, $N_B$				
	0	10	20	30	40
1	1,00	0,96	0,92	0,88	0,83
2	1,00	0,98	0,96	0,94	0,92
3	1,00	0,99	0,97	0,96	0,94

Fuente: HCM85

De otra manera utiliza la siguiente ecuación

$$f_{bb} = \frac{N - \left(\frac{N_B}{250}\right)}{N}$$

**Ecuación 4.31**

Donde:

$f_{bb}$ = factor de ajuste por bloqueo de ómnibus locales

N= Número de carriles en el grupo de carriles afectados

$N_B$ = Número de ómnibus parando por hora.

Para el caso en que el transporte público que se detiene para levantar o dejar pasajeros tenga un efecto fundamental sobre la capacidad de la arteria, el HCM85 toma en cuenta el tiempo perdido por hora debido al bloqueo en la parada como la cantidad de tiempo consumido en el ascenso y descenso de pasajeros en la hora, afectada por la proporción de tiempo en que el semáforo está en verde en un Ciclo. Es decir considera que de todo el tiempo en que el carril está bloqueado solamente afecta a la operación de la intersección en la misma proporción en que el semáforo está en verde

$$T_L = \left(\frac{g}{C}\right) * N * [D + L]$$

**Ecuación 4.32**

Donde:

TL= tiempo perdido en 1 hora (seg)

g/C= Proporción de verde en el Ciclo

N= Número de ómnibus que paran en una hora.

D= Tiempo de servicio promedio (seg) (dwell time)

L= tiempo adicional perdido debido a las maniobras de deceleración, aceleración y tiempo en cola (L= 6 a 8 seg., asumiendo condiciones promedio)

Sobre la base del tiempo perdido por hora el HCM computa valores de equivalentes en automóviles según la siguiente relación

$$E_b = \left(\frac{g}{C}\right) * \frac{(D+L)}{h}$$

**Ecuación 4.33**

Donde:

E<sub>b</sub>= equivalente en automóviles de ómnibus que paran

h= 2 seg por auto

Entonces se computa este factor de ajuste de manera similar al de vehículos pesados reemplazado el número equivalente de camiones por el de ómnibus.

La actualización del año 1994 y la posterior del 1998 adoptaron el procedimiento del HCM de 1985. Se asumió un tiempo de bloqueo durante el verde de 14,4 segundos, el  $f_{bb}$  fue computado usando la siguiente ecuación que es equivalente a la ecuación 4.32.-

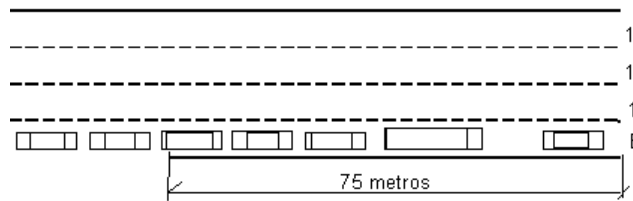
$$f_{bb} = \frac{N - \frac{14,4N_{bb}}{3600}}{N} \quad 0 \leq N_{bb} \leq 250 \quad f_{bb} \geq 0,05 \quad \text{Ecuación 4.34}$$

Finalmente los Manuales del año 2000 y 2010 recomiendan la utilización del  $f_{bb}$  tal como se explicita en la ecuación 4-34.

4.5.2.b.- Metodologías de Cálculo.

El HCM 2000 considera la influencia, de las operaciones de ascenso y descenso de pasajeros en las paradas del transporte público, dentro de los 75 m anteriores y posteriores a la línea de parada de un acceso, por medio de los carriles eficientemente utilizados, considerando la pérdida de eficiencia de un carril influenciado por las paradas de ómnibus en su grupo de carriles, como una proporción del tiempo de bloqueo del carril. Para ello tiene en cuenta la cantidad de maniobras de detención para ascenso y descenso de pasajeros durante una hora y un tiempo promedio de bloqueo durante el tiempo de verde de 14,4 seg.

Figura 4.8: Ubicación de la parada



La eficiencia del carril adyacente es medida por el parámetro B, el que es igual a 1 menos la proporción de tiempo en que este carril está ocupado y generando un bloqueo por presencia de ómnibus en la parada.

$$B = 1 - \frac{N_{bb} 14,4}{3.600} \quad \text{Ecuación 4.35}$$

El tiempo de bloqueo en la hora es igual a la cantidad de maniobras de este tipo que se realicen en la hora por el tiempo de bloqueo promedio por ómnibus (14,4s). Entonces el factor de ajuste por bloqueo del transporte público, expresado como una proporción de eficiencia de la calle es igual a

$$f_{bb} = \frac{N_{ef}}{N} \quad \text{Ecuación 4.36}$$

$$\frac{N_{ef}}{N} = \frac{(N-1) + B}{N} \quad \text{Ecuación 4.37}$$

Reemplazando B

$$f_{bb} = \frac{(N-1) + B}{N} = \frac{N-1 + 1 - N_{bb} \frac{14,4}{3600}}{N} \quad \text{Ecuación 4.38}$$

$$f_{bb} = \frac{N-1 + 1 - N_{bb} \frac{14,4}{3600}}{N} = \frac{N - \frac{14,4 N_{bb}}{3600}}{N} \quad \text{Ecuación 4.39}$$

$$f_{bb} = \frac{N - \frac{14,4 N_{bb}}{3600}}{N} \quad \text{Ecuación 4.40}$$

El manual considera 250 maniobras por hora como limitante de la cantidad de maniobras, ya que para el tiempo de servicio en paradas utilizado (14,4 seg) esa cantidad de maniobras bloquearía el carril durante la hora entera pues:

$$\frac{N_{bb} 14,4}{3.600} = 1 \quad \text{Ecuación 4.41}$$

Y en este caso

$$f_{bb} = \frac{N - 1}{N} \quad \text{Ecuación 4.42}$$

O sea que para esa cantidad de maniobras el carril solo puede ser utilizado por el TP público para realizar la carga y descarga de pasajeros y ningún vehículo puede circular por él, se perdería la utilización del carril durante la hora entera.

Por otro lado la *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections* (Teply et al, 2006) considera que el impacto de las paradas de ómnibus en el flujo de saturación es significativo sólo cuando el vehículo del transporte público bloquea los carriles adyacentes durante todo o parte del intervalo de verde (Jacques and Yagar 1994). Si el tiempo total de servicio esperado es menor que el 5% del tiempo de verde total en una hora, el factor de ajuste por parada de ómnibus no debe ser considerado.

Esta guía calcula factores diferentes para cuando las paradas están antes de la intersección analizada que para cuando se encuentran en los 75 metros posteriores a dicha intersección

- Ubicación previa a la intersección.

Este factor es aplicable para paradas de ómnibus y tranvía y es calculado como

$$F_{transportepúblico} = 1,0 - \frac{kBT}{3600} \quad \text{Ecuación 4.43}$$

Donde:

$F_{transporte público}$  =factor de ajuste por presencia de paradas de ómnibus y tranvías en el carril adyacente a la vereda

K= coeficiente que tiene en cuenta el efecto del ómnibus realizando la carga de pasajeros durante el intervalo de verde, el que es calculado como la proporción de carga en verde y el porcentaje de verde en el ciclo:

$$k = \frac{(\% \text{carga en verde})C}{100g} \quad \text{Ecuación 4.44}$$

Si toda la carga se realiza durante el intervalo de rojo, el efecto de la parada de ómnibus no debe tenerse en cuenta o es descartable. (k=0)

Si toda la carga sucede durante el tiempo de verde entonces:

$$k = \frac{C}{g} \quad \text{Ecuación 4.45}$$

B=Nbb= Cantidad de arribos por hora (ómnibus/hora)

T= Tiempo de servicio promedio durante el período de evaluación determinado como el promedio del tiempo de ascenso y descenso de pasajeros a un ómnibus, incluyendo el tiempo de aceleración y desaceleración (seg). En ausencia de mediciones se puede tomar un tiempo promedio de ascenso y descenso de 1,5 a 2 seg por pasajeros más aproximadamente 6 segundos por aceleración y desaceleración.

C= Ciclo

g = intervalo de verde

- Ubicación posterior a la intersección.

La influencia de una parada colocada después de la intersección está íntimamente ligada a la capacidad de almacenamiento existente entre la parada y la intersección. En términos generales la Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections (Teply et al, 2006) considera una impedancia provocada por la presencia de las paradas de transporte público por medio del tiempo de servicio total (tiempos de carga y descarga de pasajeros en las paradas más el tiempo de deceleración y aceleración en una hora) multiplicado por la cantidad de maniobras de paradas de ómnibus en la hora

$$t_D = T B$$

Ecuación 4.46

Donde:

$t_D$  = tiempo total de servicio en una hora.

T= tiempo de servicio promedio para un ómnibus en una parada determinado como el promedio de los tiempos de ascenso y descenso al vehículo mas el tiempo de aceleración y desaceleración. Si no existen mediciones directas puede ser estimado como la suma de un tiempo de aceleración y deceleración de 6 seg más 1,5 o 2 seg/pasajeros por carga y descarga

$N_{bb} = B$  = frecuencia de servicio (ómnibus/hora)

Por otro parte toma en cuenta el tiempo necesario para que el espacio comprendido entre la parada y la intersección quede totalmente ocupado por medio de:

$$t_{rs} = \left( \frac{L_a}{L_{pcu}} \right) \left( \frac{3600}{S} \right) B$$

Ecuación 4.47

Donde:

$t_{rs}$ = tiempo para completar el espacio entre la parada de ómnibus y la esquina, el que depende fundamentalmente de la capacidad de almacenamiento. (seg/hora), considerado

$$\left( \frac{L_a}{L_{pcu}} \right)$$

Ecuación 4.48

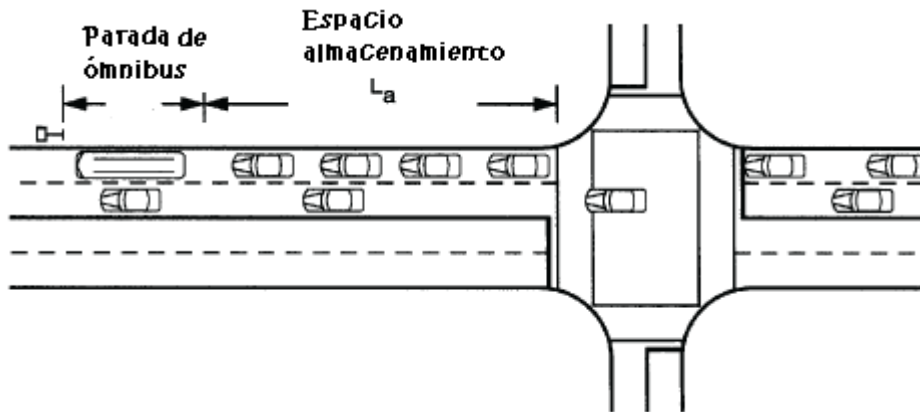
como la cantidad de vehículos que podrían ser almacenados (multiplicado por el intervalo de saturación en ausencia de bloqueo de ómnibus  $\left( \frac{3600}{S} \right)$  por la frecuencia B.

$L_a$ = longitud del espacio disponible para almacenamiento.Figura 4.9

$L_{pcu}$ = longitud del espacio ocupado por un vehículo particular, generalmente considerado igual a 6 metros.

$S$ =Flujo de saturación ajustado por otros factores, tal como ancho o pendiente.

Figura 4.9: Espacio de almacenamiento en parada posterior.



Entonces, si  $(tD-Trs) \leq 0$ , este ajuste no es necesario, pero si  $(tD-Trs) > 0$  el factor a aplicar es

$$F_{bus} = 1 - \left[ \frac{(t_d - t_{rs})}{3600} \right] \quad \text{Ecuación 4.49}$$

Es decir este factor tiene en cuenta el efecto producido por aquellos vehículos que no pueden atravesar la intersección por estar saturado el espacio de almacenamiento corriente arriba.

Akcelik (2000) en base al Manual de Capacidad 2000 toma en cuenta el efecto de los ómnibus parando en el carril con un factor ómnibus ( $f_{bs}$ ), el que está basado en el Manual de Capacidad 2000, considerando también que es igual a

$$f_{bs} = a - b \cdot N_{bs} \quad \text{sujeto a } f_{bs} \geq 0,05 \quad \text{Ecuación 4.50}$$

Donde

$f_{bs}$ = Factor de ajuste para ómnibus parando en el carril

$N_{bs}$ = número de ómnibus parando por hora (considerando ambos carriles el adyacente y el siguiente).

En ausencia de otro valor los parámetros son  $a= 1$  y  $b=0,004$ . El modelo usa el número de ómnibus parando por hora en el rango de 0 a 250. Si no existieran maniobra de ómnibus  $f_{bs}=a=1$ .

Nótese que  $b=0,004=14,4/3.600$ , por lo tanto la diferencia entre Akcelik y el HCM2010 es que el primero considera sólo el carril utilizado para la carga y descarga, mientras el HCM toma en cuenta el efecto sobre todo el grupo de carriles.

### 4.5.3 Relevamiento y procesamiento de la información

Todas las metodologías analizadas se basan de alguna manera en el tiempo de servicio a pasajeros por ómnibus detenido

La permanencia de un vehículo del transporte público depende fundamentalmente de la cantidad de pasajeros que ascienden o descienden y del tiempo promedio de ascenso o descenso al mismo. A su vez el tiempo que demoran los pasajeros para realizar estas maniobras está altamente influenciado por las características del vehículo, altura del piso, cantidad de puertas para el descenso, forma de pago etc

Estudios previos realizados en el área central de Córdoba (Galarraga et al, 2005) muestran un tiempo de servicio promedio a pasajeros de 2,73 seg para piso bajo y 3,42 seg para piso alto en ascenso y de 1,51 seg y 2,24 seg para el descenso.

Con la base de datos utilizada para el trabajo anterior se verificó un tiempo promedio de 47,67 seg por vehículo detenido en servicio a pasajeros Es de desatacar que estos estudios habían sido realizados en las paradas más comprometidas de la ciudad, por lo que no representa una media de los tiempos de servicios del área central.

Para el caso que nos ocupa lo importante es encontrar la media de los tiempos de bloqueo de carriles por presencia de vehículos sirviendo a pasajeros en las paradas, durante el verde efectivo.

Se relevaron durante dos horas y veinticinco minutos distintas intersecciones de la ciudad. Las mismas fueron filmadas con las cámaras del centro de control del tránsito. De estos relevamientos resultaron 105 Ciclos útiles.

Se verificó que para las paradas de ómnibus ubicadas con posterioridad a la intersección, las mismas en ningún caso bloqueaban la salida de la esquina anterior. En la gran mayoría de los casos la eventual cola no llegaba a la intersección y para aquellos casos en que la cola en el carril de parada quedaba cercana a la esquina los automóviles al inicio del verde tendían a cambiar de carril.

De las filmaciones se obtuvo el Ciclo, verde y tiempo de rojo, tiempo de inicio de paradas, es decir desde que el ómnibus disminuía la marcha para acomodarse en la parada, tiempo de arribo a la parada, computándose como tal al tiempo en que el vehículo detenía su marcha totalmente, tiempo de partida, cuando comenzaba el movimiento y tiempo de incorporación al flujo de la calle en análisis, al que se denominó en flujo. La Figura 4.10 **Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra el formulario utilizado para el relevamiento de los datos.

**Figura 4.10:** Formulario para relevamiento

N° DATOS	LUGAR		DIA	HORA DE INICIO Y FIN	INICIO VERDE		INICIO ROJO		INICIO PARADA		TIEMPO DE ARRIBO		TIEMPO DE PARTIDA		EN FLUJO		OBSERVACIONES	
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg		min
1	Velez Sarsfield	Duarte Quiros	03/07/06	7:49	2	54												
2	Velez Sarsfield	Duarte Quiros	03/07/06		4	36	5	29	4	39	4	45	5	3	5	6		
3	Velez Sarsfield	Duarte Quiros	03/07/06		6	16	7	11	6	13	6	19	6	42	6	41		
4	Velez Sarsfield	Duarte Quiros	03/07/06		6	16	7	11	6	28	6	32	7	6	7	12		
5	Velez Sarsfield	Duarte Quiros	03/07/06		6	16	7	11	6	27	6	33	6	39	6	42		
6	Velez Sarsfield	Duarte Quiros	03/07/06		7	56	8	49	8	0	8	3	8	10	8	13		

El procesamiento de la planilla precedente permitió encontrar los tiempos ocupados en dar servicio en paradas y los tiempos de dar servicio conjuntamente con los de deceleración y aceleración Además se encontraron los tiempos en los que cada colectivo bloquea el carril durante el tiempo de verde. (ver Anexo I)



Para el procesamiento, para las paradas ubicadas antes de la intersección, se utilizó la siguiente metodología:

- Determinación del tiempo de servicio total:

$$t_{st} = t_{ef} - t_{ip} \quad \text{Ecuación 4.51}$$

Donde

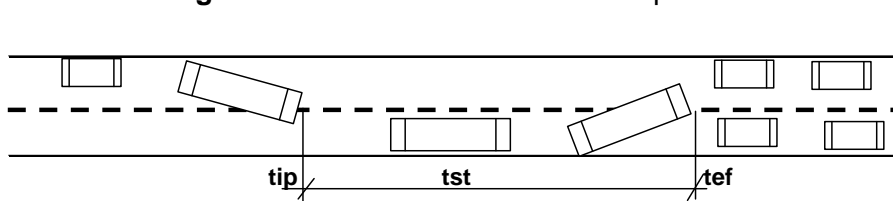
$t_{st}$  = tiempo de servicio total

$t_{ef}$  = tiempo en que el ómnibus retoma la corriente principal o sea está en flujo

$t_{ip}$  = tiempo de inicio de la parada

La Figura 4.11 muestra los puntos antes especificados;  $t_{ip}$  (inicio de parada) se produce cuando el ómnibus comienza a decelerar y es considerado el inicio del bloqueo del carril donde se produce la parada para ascenso y descenso de pasajeros;  $t_{ef}$  (en flujo) es el momento en el cual el ómnibus se suma a la corriente vehicular, es decir cuando deja de bloquear el carril de parada. La diferencia entre ambos instantes conforma el tiempo de servicio total o tiempo total de bloqueo.

**Figura 4.11:** Puntos en maniobra de parada

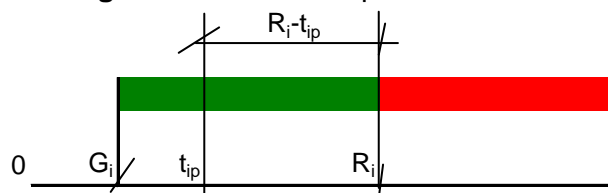


- Verificación de inicio de parada en verde,

Este paso consiste en definir si el vehículo comenzó la deceleración en rojo o en verde. El proceso se realiza de la siguiente manera:

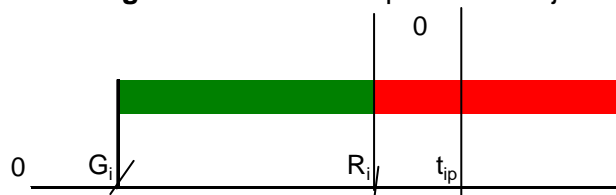
Considerando  $R_i$  como el inicio del rojo y  $G_i$  como el inicio del verde, si  $R_i - t_{ip}$  es  $> 0$ , entonces el ómnibus llegó en verde y se computa  $R_i - t_{ip}$  como el tiempo desde el inicio de la parada hasta que la señal cambió a rojo. Es decir, el tiempo desde que llegó hasta que el semáforo se puso en rojo.

**Figura 4.12:** Inicio de parada en verde.



Si  $R_i - t_{ip}$  es  $< 0$ , entonces el ómnibus llegó en rojo y se computa 0.

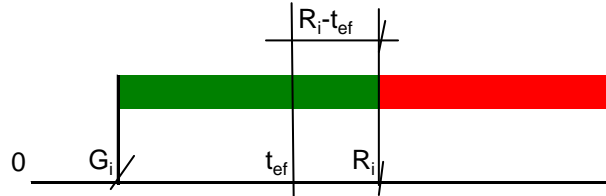
**Figura 4.13:** Inicio de parada en rojo



- Verificación de desbloqueo del carril en verde,

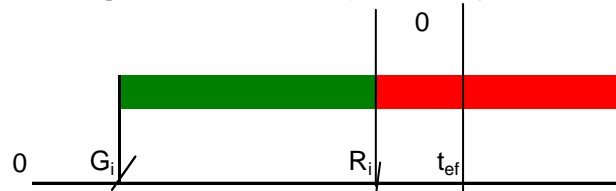
Si  $R_i - t_{ef}$  es  $>0$ , entonces el ómnibus se sumó al resto del tránsito en verde y se computa  $R_i - t_{ef}$  como el tiempo desde que el vehículo se suma a la circulación general hasta el rojo.

**Figura 4.14:** Desbloqueo en verde.



Si  $R_i - t_{ef}$  es  $<0$ , entonces el ómnibus volvió al flujo en rojo y se computa 0.

**Figura 4.15:** Desbloqueo en rojo.



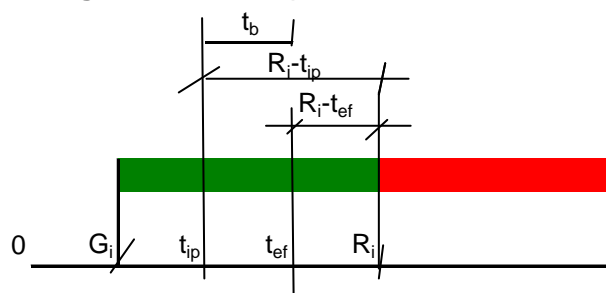
- Tiempo de bloqueo durante el tiempo de verde ( $t_b$ )

Una vez definidos los intervalos comprendidos entre el inicio de parada e inicio de rojo y entre el fin del bloqueo y el inicio de rojo, se calcula el tiempo de bloqueo durante el tiempo de verde como:

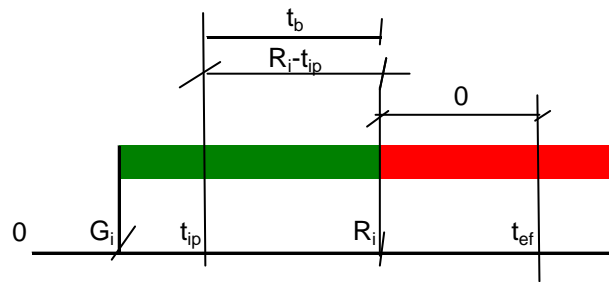
$$t_b = (R_i - t_{ip}) - (R_i - t_{ef}) \quad \text{Ecuación 4.52}$$

La Figura 4.16 y Figura 4.17 muestran los casos en que el bloqueo comienza en verde y finaliza en verde y en rojo respectivamente.

**Figura 4.16:** Tiempo de servicio en verde.

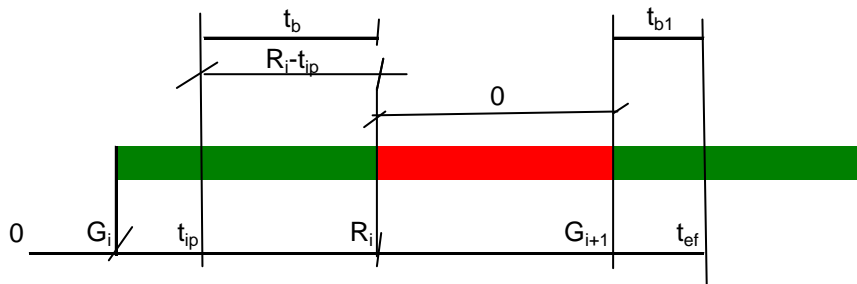


**Figura 4.17:** Tiempo de bloqueo durante el verde con inicio de maniobra en verde y finalización en rojo.



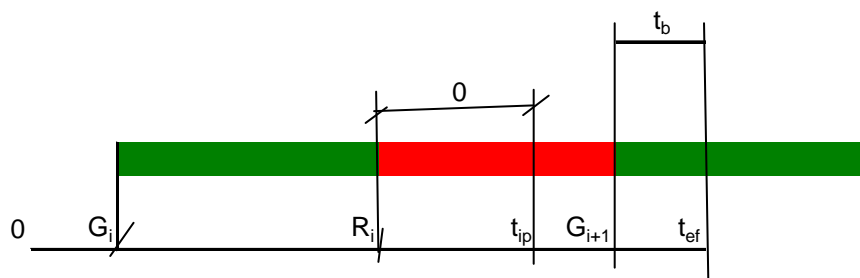
En los casos en que el bloqueo abarcaba más de un ciclo se trabajó manualmente, sumando el bloqueo del verde del ciclo siguiente ( $t_{b1}$ ) al bloqueo del ciclo en análisis ( $t_b$ ), por lo tanto el bloqueo total es igual a  $t_b + t_{b1}$ . La Figura 4.18 permite visualizar mejor lo expresado.

**Figura 4.18:** Bloqueo que abarca dos verdes



O bien considerando el inicio del bloqueo en el inicio del verde del ciclo siguiente cuando este sucedió durante el rojo de un ciclo previo, como muestra la figura Figura 4.19

**Figura 4.19:** Bloqueo que se inicia en el rojo de un ciclo y finaliza en el verde del siguiente.



#### 4.5.4 Análisis de características locales

Aplicando el procesamiento de datos descrito se encontró un promedio del tiempo de servicio total de 28,29 seg y un tiempo de bloqueo en verde ( $t_b$ ) de 19,97 segundos.

Se observó que cuando arriban varios ómnibus a la misma parada, éstos deben hacer cola esperando su turno para poder brindar servicio. Podría considerarse que el bloqueo del carril se debe al primer vehículo y que los vehículos posteriores en

realidad están sufriendo el bloqueo provocado por el que, ubicado ya en la parada, se encuentra realizando la tarea de carga y descarga de pasajeros. Debido a esto se depuró la base de datos disminuyendo el tiempo de servicio total de aquellos ómnibus que debieron padecer cola, de manera tal que el tiempo de servicio represente solamente el tiempo de bloqueo efectivo del carril. Con la base así depurada se obtuvo un nuevo promedio..La Tabla N° 4.11 muestra los tiempos de bloqueo en verde obtenidos con la base original y con la base modificada

**Tabla N° 4.11:** Tiempos de servicio en verde y total para las dos bases de datos.

	ANTES		MODIFICADA	
	Tiempo de servicio total	Tiempo de servicio en verde ( $t_b$ )	Tiempo de servicio total	Tiempo de servicio en verde ( $t_b$ )
Media	28,29	19,97	26,87	19,02
Desviación estándar	19,18	11,17	17,54	11,53
Tamaño de la muestra	111	111	111	111

Los resultados encontrados muestran poca diferencia entre ambas medias. Por otro lado los test de hipótesis para muestras apareadas no permitieron rechazar la hipótesis nula de igualdad de las medias

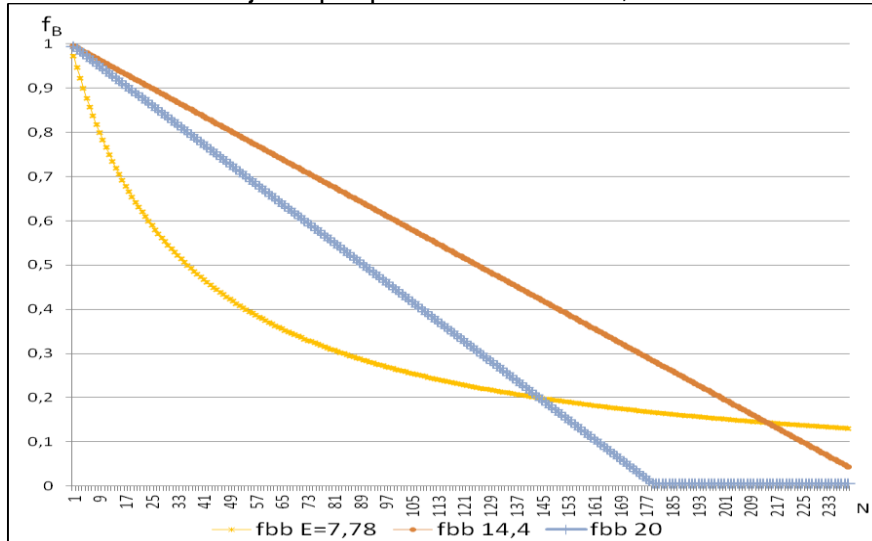
Aplicando la metodología canadiense se encuentra un valor de  $k \cdot T$  de 34.86 segundos, muy superior al valor encontrado promediando los tiempos de servicio en verde. Esto es así ya que el parámetro  $k$  multiplica al porcentaje de carga en verde por la relación entre el ciclo y el tiempo de verde, valor siempre superior a 1 ya que el tiempo de verde está incluido en el mismo ciclo. Esta sobrevaloración se traduce en un factor con mayor impacto en la tasa de flujo de saturación. Obsérvese que si toda la carga se produce en verde,  $k$  es igual a  $C/g$ , por lo tanto se aplica un tiempo de bloqueo mayor al del tiempo total de servicio.

En las intersecciones estudiadas con paradas ubicadas posteriormente a la misma no se pudo observar el efecto mencionado en el manual canadiense. En general los conductores tienden cambiar tempranamente de carril, aprovechando inclusive el espacio de la misma intersección para realizar el cambio, lo que evita el almacenamiento de vehículos detrás del ómnibus parado y por consecuencia su influencia en la demora de la intersección.

Con la metodología del HCM85, es decir considerando que los tiempos de servicio totales se distribuyen uniformemente a lo largo de todo el ciclo y que por lo tanto el tiempo de servicio en verde por ómnibus (TL) es proporcional al tiempo de verde asignado al movimiento estudiado durante el ciclo, se calculó (Ecuación 4.32) un valor promedio igual a 14,78 segundos.

Por otro lado, aplicando la Ecuación 4.33, para un intervalo de saturación de 1.89 ( $S=1900$ ), se encontró un equivalente a 7,78 automóviles. Esto significa que cada parada de un ómnibus para ascenso y descenso de pasajeros, considerando la desaceleración y la aceleración posterior, equivale a 7,78 automóviles circulando por el carril. Es así que en un carril se podría, como máximo, realizar 244 maniobras de servicio a pasajeros.

La figura N° 4.20 refleja la variación con respecto al número de maniobras de los factores de ajustes encontrados aplicando cada una de las metodologías anteriormente explicadas.

**Figura 4.20:** Factores de ajuste por parada de ómnibus, con distintas metodologías.

Se puede observar que la aplicación del factor de ajuste por medio de equivalentes produce un efecto más importante cuando son pocas las maniobras de paradas. Las mayores diferencias se dan entre las 44 y 59 paradas por hora. Para gran cantidad de maniobras esta curva se hace asintótica al eje de las x.

Considerando el concepto de carril efectivo las relaciones son lineales en ambos casos, con una mayor disminución de la tasa de saturación al aplicar los valores del tiempo de parada en verde observado

#### 4.6 Conclusiones y recomendaciones.

Se estudiaron los tres factores de ajustes de la tasa de flujo de saturación, encontrándose valores y ecuaciones locales particulares para cada uno de ellos. Cada factor necesitó de técnicas específicas para su análisis, aunque todas utilizaron la misma metodología de base expresada en el punto 4.2.

Se han desarrollado por separado las principales conclusiones encontradas y las recomendaciones para futuros estudios

##### 4.6.1 Peatones

La interrelación peatón-vehículo en intersecciones urbanas es de suma importancia si se quieren establecer políticas de gestión y operación de transporte sustentables. El comportamiento de los peatones y conductores puede afectar notablemente el riesgo de accidentes y la eficiencia de la intersección

En base a numerosos datos obtenidos se ha realizado una primera caracterización de las condiciones de operación de la interrelación peatón-vehículo en giros a la derecha.

Se ha observado que, para flujos menores a 1500 peatones por hora de verde, la falta de respeto de la norma lleva a los peatones a realizar el cruce en menores tiempos, lo que se traduce en una menor ocupación de la zona de conflicto, por lo que los vehículos que giran sufren demoras inferiores a las reportadas con la metodología del HCM2000.

Para flujos mayores la actividad peatonal es tan alta en la intersección, que los conductores tienden naturalmente a respetarla y por lo tanto las ocupaciones resultan similares.

A fin de representar mejor la realidad de la ciudad de Córdoba se aconseja utilizar, para flujos menores a 1500 peatones por hora de verde, la ecuación potencial encontrada para el cálculo de la ocupación y posterior influencia de los peatones en los giros vehiculares.

Se ha comprobado que, para flujos peatonales bajos y moderados, la inobservancia, por parte de los conductores, de la prioridad peatonal, determina que las ocupaciones peatonales del área de conflicto y las demoras vehiculares sean menores.

### **4.6.2 Vehículos pesados**

La presencia de vehículos pesados es uno de los factores que disminuyen la eficiencia en la intersección. La baja capacidad de aceleración de los vehículos pesados en relación a la de los vehículos livianos y la longitud de los mismos son factores que ocasionan mayores intervalos de separación. Estos intervalos largos reducen la capacidad de la intersección e incrementan la congestión urbana

Los valores estimados permiten afirmar que se debería considerar en la metodología de análisis de capacidad de intersecciones semaforizadas la ubicación del carril dentro del acceso.

La tasa de saturación base obtenida para el grupo de carriles es similar a la propuesta por el Manual de Capacidad e igual a 1900 aphpc. No ocurre lo mismo con el carril de la izquierda o pasante en donde el valor obtenido es del orden del 4% superior, mientras que el derecho es un 7% inferior.

De esta manera, cuando el carril derecho no forme parte del grupo de carriles y constituya el sólo un elemento de análisis, se debería disminuir la tasa de flujo de saturación por medio de un factor encontrado ad hoc, el que, hasta tanto se profundicen los estudios puede ser considerado igual a 0,93. Se recomienda continuar con la línea de análisis a fin de profundizar el efecto encontrado.

Los equivalentes de vehículos pesados estimados para la realidad local son superiores a los propuestos por la metodología del Manual. Mientras este último utiliza para los cálculos del factor de ajuste por vehículos pesados un valor de dos, la muestra analizada arroja un equivalente de 2,6.

### **4.6.3 Paradas de Ómnibus**

Se ha visto que las maniobra de carga y descarga de pasajeros en paradas de ómnibus cercanas a una intersección semaforizada influye en la tasa de flujo de saturación, debido al bloqueo del carril adyacente a la vereda que se genera durante dicha operación

Las distintas metodologías revisadas basan sus cálculos en el tiempo de bloqueo del carril durante el tiempo de verde. La metodología estadounidense se apoya en el concepto de eficiencia del carril y considera que el carril utilizado para la detención del ómnibus para dar servicio va a disminuir su eficiencia en un valor proporcional a la cantidad de maniobras que en él se realicen, por la proporción de tiempo en que dicho

carril se encuentra bloqueado en una hora de verde debido a una detención. Tanto ésta como la australiana consideran un valor de 14,4seg de bloqueo en verde por maniobra ( $t_b$ ).

El manual de Capacidad de Canadá considera el efecto que una parada ubicada posteriormente a la intersección puede provocar sobre la misma. Basa su teoría en que una vez saturado el espacio de almacenamiento entre la parada de ómnibus y la intersección, se provoca un bloqueo del carril que se propaga hacia atrás con la consecuencia de que los vehículos ubicados en el carril adyacente a la vereda no pueden atravesar la intersección. Este efecto no pudo ser corroborado en los estudios de campo.

También se analizó el concepto de equivalente utilizado de igual manera que para los vehículos pesados. En este caso se considera que el efecto de la parada de ómnibus puede ser reemplazado por una cantidad equivalente de automóviles. El factor encontrado de esta manera genera altas tasas de disminución de la tasa de flujo de saturación, especialmente para menos de 150 maniobras de servicio a pasajeros

Por las razones expuestas se considera más adecuada la utilización del concepto de carril efectivo que el de equivalente, ya que este castiga demasiado el efecto del bloqueo por servicio a pasajeros.

De los valores estudiados de tiempo de servicio en verde se recomienda el uso de un  $t_b$  de 20 seg para el área central de la ciudad de Córdoba. Este valor refleja las características de la oferta (tipo de unidades, sistema de cobro, etc) y de la demanda local.

## CAPITULO CINCO

### 5 SIMULACIÓN

#### 5.1 Introducción

El concepto de control de tránsito en la ingeniería de tránsito actual va dando paso a una filosofía más amplia basada en los sistemas de gestión de tráfico avanzada (SGTA), cuyo objetivo no es sólo mover los vehículos, sino también optimizar la utilización de los recursos de transporte para mejorar la circulación de personas y mercaderías con el menor impacto posible sobre la comunidad. Es bajo esta filosofía donde los modelos de simulación cobran importancia para el análisis y se han convertido en una de las más importantes herramientas analíticas de la ingeniería de tránsito

Los modelos de simulación correctamente calibrados permiten estudiar una gran cantidad de situaciones, las que tratadas con estudios de campo exigirían un esfuerzo extremadamente importante y costoso en relevamientos.

Si bien existen una gran cantidad de modelos de simulación, el acceso a ellos es bastante oneroso, por lo que el hecho de que la universidad contara con el modelo de simulación NETSIM fue determinante para su utilización.

El presente capítulo, entonces, provee una descripción somera del modelo de simulación NETSIM, sus datos de entrada, parámetros de calibración y medidas de eficiencia reportados en el archivo de salida.

Por medio de la calibración del modelo para una intersección semaforizada de la ciudad de Córdoba, se realizó un análisis del factor de ajuste de la tasa de saturación para la presencia de paradas de ómnibus ubicada a menos de 75 metros de la intersección en estudio.

Se probó la sensibilidad del modelo a la variación del tiempo de permanencia de los ómnibus en la parada para la carga y descarga de pasajeros y con la variación de las maniobras de paradas, parámetros determinantes del factor de ajuste por parada de ómnibus.

Los resultados de la demora incurrida en la intersección analizada en la simulación fueron confrontados con los estimados con el HCM adaptado y con el HCM 2010.

#### 5.2 El Modelo de simulación de tráfico Netsim

NETSIM es un modelo microscópico de tránsito que forma parte del paquete CORSIM, desarrollado por la Administración Federal de Caminos de Estados Unidos de Norteamérica (FHWA). Es utilizado y actualizado desde los años 1970.

Permite estudiar el movimiento individual de vehículos circulando en una red de tránsito urbana. Tiene en cuenta características de los vehículos, el comportamiento de los conductores, las condiciones del entorno, tales como la presencia de peatones cruzando las intersecciones.



NETSIM modela el movimiento individual de los vehículos a intervalos de un segundo. Cada vehículo es considerado un objeto distinto al que se le asignan aleatoriamente características tales como tipo auto, camión u ómnibus (nueve categorías están disponibles), velocidades deseadas, capacidad de aceleración o tipo de respuesta a los condicionantes del tránsito.

Segundo a segundo el modelo calcula la posición tanto lateral como longitudinal de cada vehículo, la velocidad instantánea, tiempo y aceleración. El rango de velocidades que cada vehículo experimenta a lo largo del arco está influenciado por el control del tránsito y por los vehículos circundantes. Las tasas de aceleración correspondientes a cada velocidad instantáneamente generada están restringidas por el modelo de seguimiento y por las capacidades máximas de aceleración, que son función de las velocidades.

El modelo Netsim está desarrollado por medio de tarjetas de 80 columnas. Cada N° de tarjeta responde a una necesidad diferente del modelo. Pueden ser tarjetas de carácter genérico, para descripción de cuestiones generales del modelo, nombre del usuario, tipo de corrida, duración, etc.; tarjetas que describen las características geométricas de la red, tarjetas para ingreso de datos del tránsito y las que indican las características del control. A continuación se presenta una reseña de las que pueden ser utilizadas para la simulación de una intersección semaforizada como la que se estudia en este trabajo.

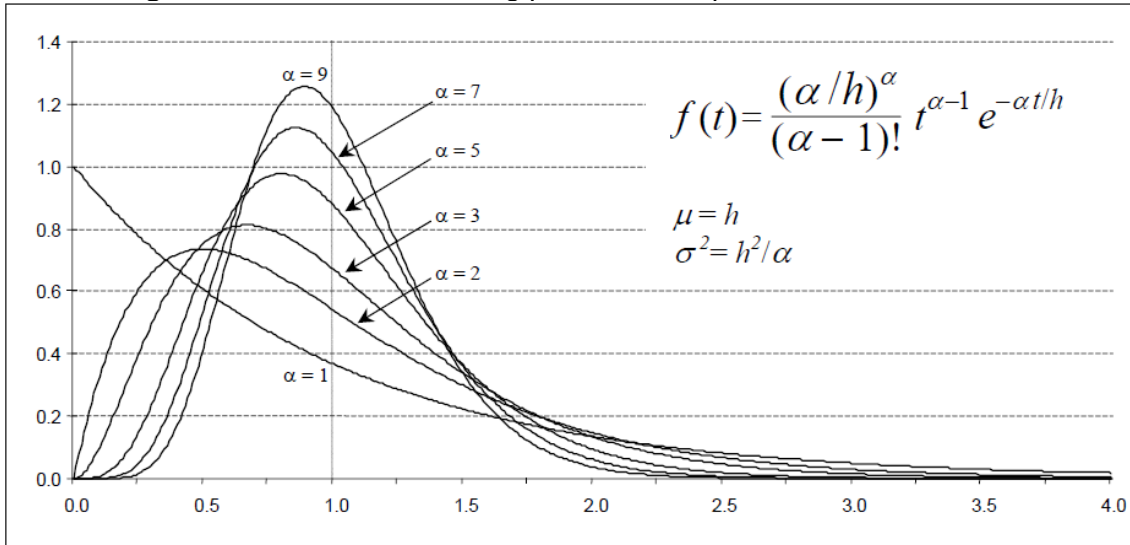
### **5.2.1 Datos generales**

El modelo especifica una serie de datos generales que deben entrarse antes de la descripción del problema o intersección a analizar. Según el usuario considere pertinente se pueden realizar corridas de diagnóstico para revisar los datos de ingreso, de simulación, de asignación del tránsito o de ambos.

Se fija un tiempo previo a la simulación para la carga de los vehículos, el que define el momento en que se comienzan a calcular las medidas estadísticas de manera tal que los resultados sean significativos.

Los vehículos pueden ser entrados a la simulación a intervalos regulares dependiendo del volumen ingresado, es decir en forma determinística o generando intervalos entre vehículos en forma estocástica, para lo cual debe especificarse la distribución que se desea utilizar y una semilla para los números aleatorios. El valor del intervalo constante del modelo determinístico es considerado la media cuando un modelo estocástico es utilizado, ya sea éste, una distribución normal o una distribución Erlang. En este caso debe definirse una semilla para los números aleatorios utilizados en la asignación de los intervalos entre vehículos, si este valor no es provisto el programa toma 97165909 para la generación de dichos números. Cuando se utiliza la distribución Erlang, se debe especificar el valor del parámetro ( $\alpha$ ) de la forma de la distribución, que describe el nivel de aleatoriedad de la misma. Si este parámetro  $\alpha$  es igual a 1 la distribución Erlang equivale a una exponencial negativa con una alta aleatoriedad, mientras que en el otro extremo, cuando  $\alpha$  es igual a infinito, el valor de la media es constante

La Figura 5.1 muestra la distribución Erlang para varios valores del parámetro de la forma  $\alpha$  y para una media igual a 1.

**Figura 5.1:** Distribución Erlang para distintos parámetros de la forma.

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009

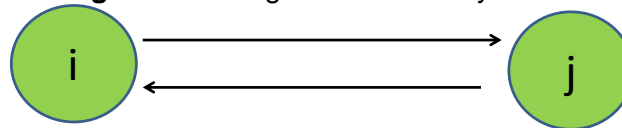
También se requiere el ingreso de una semilla de número aleatorio en la generación de los vehículos para atribuir el recorrido y la relación tipo de conductor-vehículo y otra para las tomas de decisiones.

Si todos los datos se mantienen fijos a lo largo de una corrida, sólo debe especificarse un período de tiempo.

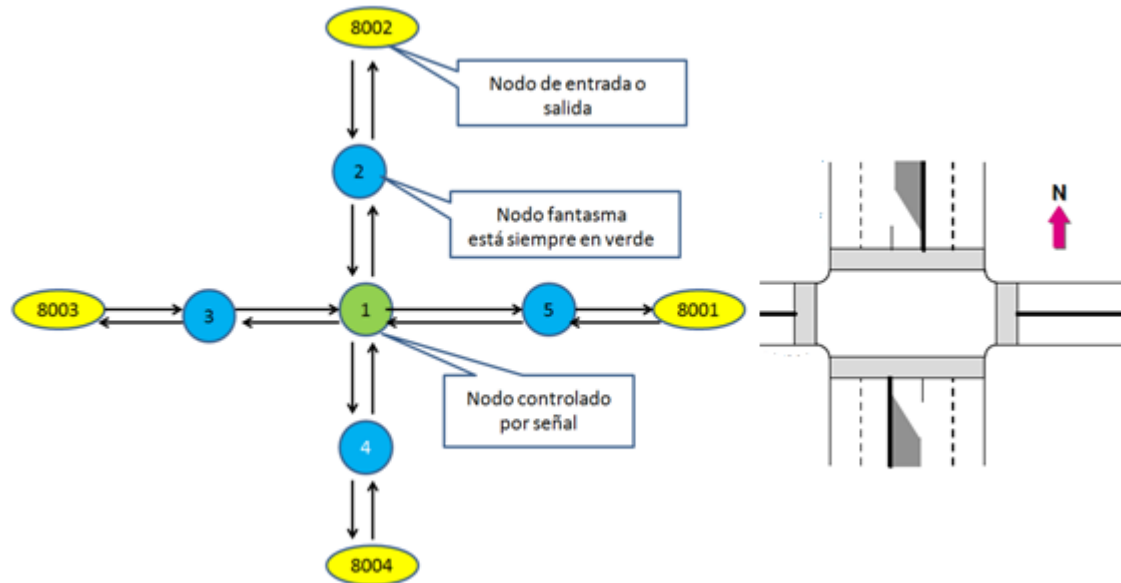
La Tabla N° 1 del Anexo II da cuenta de los registros que son utilizados para el ingreso de datos generales de la simulación, describe el detalle de datos a ingresar y especifica si dicha tarjeta es obligatoria u opcional.

### 5.2.2 Datos de la Geometría.

La red en análisis se especifica por medio de la definición de nodos, que representan las intersecciones y arcos, tramos entre intersecciones, como los mostrados en la Figura 5.2. El orden en que se nombran los arcos indica el sentido de circulación

**Figura 5.2:** Diagrama de arcos y nodos

Para poder simular es necesaria la definición de otros nodos además de los que se desean estudiar, como los de ingreso y salida a la simulación, que se denominan con un número comprendido entre el 8000 y el 8999, los nodos fantasmas (dummy) que permanecen siempre en verde y permiten el ingreso de los vehículos a la simulación. La figura 5.3 esquematiza los distintos nodos que deben ser definidos para el análisis de una intersección.

**Figura 5.3:** Nodos de ingreso para la simulación de una intersección

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009.

Entre los datos de la geometría necesarios se encuentran la longitud de los arcos, medida desde una línea de parada hasta la línea de parada posterior, cantidad de carriles, excluyendo el de estacionamiento, porcentaje de pendiente, tipo de canalización (no canalizada, giro a la izquierda, carril exclusivo para ómnibus, etc).

La Tabla Nº 2 del Anexo II muestra las tarjetas utilizadas para la definición de los datos relacionados con la geometría de la red.

### 5.2.3 Datos del tránsito

El programa exige la definición de los valores medios del tiempo perdido en el arranque, del intervalo de descarga de la cola y de la velocidad deseada de flujo libre.

La cantidad de peatones interactuando con los vehículos que giran, tanto a derecha como a izquierda, son ingresados mediante un código que indica que no hay peatones (0), tránsito peatonal liviano (1), tránsito peatonal moderado (2) y alto (3). Corresponden a los peatones caminando en el mismo sentido del arco.

El programa permite el ingreso del porcentaje o la cantidad de vehículos que realizan cada movimiento (giros y pasante) en cada arco. En los nodos fantasmas todo el tránsito debe ser pasante hacia el siguiente nodo de análisis. Estos datos deben ser ingresados para todas las intersecciones salvo cuando el tránsito es entrado por medio de asignación, en cuyo caso sólo será necesario si existe alguna prohibición

El programa asigna igual porcentaje de giro a todos los vehículos, pero de ser necesario permite definir la proporción para cada tipo de vehículo en particular.

El registro 50 permite el ingreso de la tasa de flujo y el porcentaje de vehículos recreacionales y pesados. Éstos no incluyen los ómnibus, que son tratados en forma diferencial en otro registro. También existe la posibilidad de generar fuentes extras de ingreso de tránsito o sumideros de egreso (centroides) que pueden representar por ejemplo grandes playas de estacionamiento, callejones o calles secundarias con muy

poca actividad. Un valor positivo indica que se agrega flujo a la red desde el centroide y un valor negativo lo contrario.

La tabla N° 5.1 muestra los valores de factor de intervalo, longitud, ocupación y composición, que toma Netsim en ausencia de datos particulares.

**Tabla N° 5.1:** Composición de la flota vehicular

Tipo de vehículo	Factor de intervalo	Longitud (pies)	Ocupación (pers/veh)	Composición (%)
1.- Alto rendimiento	100	16	1,3	75
5.- Bajo rendimiento	100	14	1,3	25
2.- Unidad simple	120	35	1,2	100
6.- Semirremolque con media carga	120	53	1,2	0
7.- Semirremolque con carga completa	120	53	1,2	0
8.- Camión con acoplado	120	64	1,2	0
4.- Convencional	120	40	25	100
3.- Alto rendimiento	100	16	2,5	100
9.- Bajo rendimiento	100	14	2,5	0

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009.

Netsim reconoce dos situaciones diferentes de interacción entre vehículos que giran y peatones. Una fuerte al inicio del intervalo de verde y una débil en el resto del verde. La tabla N° 5.2 presenta la demora en segundos para la situación de interacción fuerte, para los distintos tipos de flujo peatonal y la cantidad de peatones simulados considerando los valores por defecto

**Tabla N° 5.2:** Tasa de flujo peatonal simulada y demora debido a una interacción fuerte entre vehículos y peatones

Nivel de flujo de Peatones	Código de peatones	Peatones por hora	Demora por defecto
Flujo peatonal liviano	1	100-250	0
Flujo peatonal moderado	2	250-500	10
Flujo peatonal elevado	3	>500	25

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009.

La duración de la demora vehicular para cada conjunto de conflictos es definida por una distribución estadística de 10 valores que puede ser variada con datos locales. Todos estos valores pueden ser personalizados en el registro 144. Las Tablas 4 y 5 del Anexo II presentan los valores por defecto.

A cada vehículo también se le asigna una velocidad deseada de flujo libre. Esta velocidad es obtenida multiplicando la velocidad media de flujo libre por un porcentaje proveniente de la Tabla N° 6 del Anexo II según sea el tipo de conductor previamente asignado. Estos porcentajes pueden ser modificados ingresando valores particulares.

Las distribuciones del tiempo perdido en el arranque e intervalo de descarga de la cola pueden ser definidas por el usuario. En caso de omisión el programa utiliza distribuciones predefinidas tales como las mostradas en la Tabla N° 7 y Tabla N° 8 del Anexo II

El tiempo de permanencia de los ómnibus en la parada es determinado estocásticamente con el tiempo de permanencia promedio y una distribución tal como la mostrada en la Tabla N° 9 del Anexo II. En el caso que hubiera una gran diferencia en la operación de los ómnibus se puede personalizar dicha distribución. También es posible ingresar las características de las paradas de ómnibus, tales como si bloquea o no al resto del tránsito al dar servicio, su ubicación, distancia hasta el nodo posterior y tipo de parada para la definición de la distribución del tiempo de permanencia.

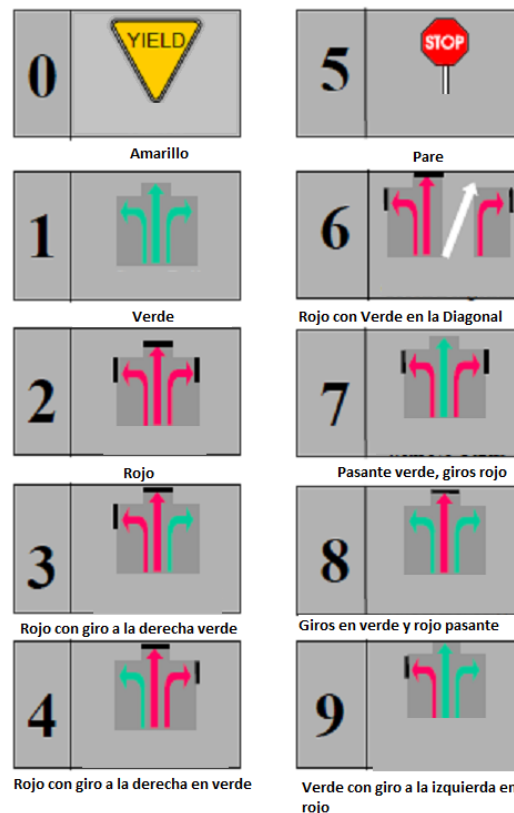
La Tabla N° 3 del Anexo II resume los datos de ingreso a la simulación correspondientes a los requerimientos del tránsito.

#### 5.2.4 Datos de la señalización.

Los registros N° 35 y 36 permiten el ingreso de los datos correspondientes a las señales. Por medio de los números de los nodos se definen los accesos, se le asigna el tipo de señal o la condición para cada intervalo y los tiempos correspondientes. La definición del tipo de señal o su condición están codificadas como muestra la Figura 5.4.

La respuesta de los conductores a la indicación de amarillo es expresada en términos de una deceleración aceptable. La Tabla N° 10 del Anexo II muestra los valores por defecto que presenta el Netsim. Si se deseara utilizar otros valores, éstos deberían ser entrados en el registro 144.

Figura 5.4 Código de las señales



Fuente: Manual de Referencia CORSIM.2009

La Tabla N° 7: Distribuciones del multiplicador para el tiempo perdido en el arranque

Tipo de conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distribución Código 1	218	140	125	118	102	86	78	63	47	23
Distribución Código 2	258	190	143	114	95	76	57	38	29	0

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009.

Tabla N° 8: Distribuciones del multiplicador para el intervalo de descarga de la cola

Tipo de conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distribución Código 1	170	120	120	110	100	100	90	70	70	50
Distribución Código 2	180	140	120	110	100	90	80	70	60	50

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009

Tabla N° 9: Distribución multiplicadora del tiempo de permanencia en las paradas

Tipo de Parada	Número aleatorio									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	40	60	70	80	90	100	120	130	140	170
2	24	48	59	75	85	94	111	126	155	223
3	30	47	65	77	90	103	116	137	157	178
4	0	29	59	75	92	108	125	148	170	194
5	0	18	36	70	104	125	144	156	167	180
6	0	0	0	48	96	120	144	171	198	223

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009

**Tabla N° 10:** Distribución de deceleración aceptable por defecto

Tipo de Conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Deceleración aceptable (f/s <sup>2</sup> )	21	18	15	12	9	7	6	5	4	4

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009

Tabla N° del Anexo II muestra los registros a ser utilizados para la entrada de datos inherentes a la señalización.

### 5.2.5 Resultados de la simulación

Netsim produce un archivo de salida de la simulación donde resume los datos de ingreso, resultados de las instancias previas al inicio de la corrida, resultados intermedios y los correspondientes a todo el periodo de análisis. También puede especificarse una salida para un periodo particular.

El modelo reporta una cierta cantidad de medidas de eficiencia entre las que pueden nombrarse el tiempo total de viajes de todos los vehículos en cada arco, el tiempo en movimiento, considerando que viajan a la velocidad de flujo libre y sin interrupciones, el tiempo de demora que representa el tiempo en que los vehículos están demorados por no viajar a la velocidad de flujo libre

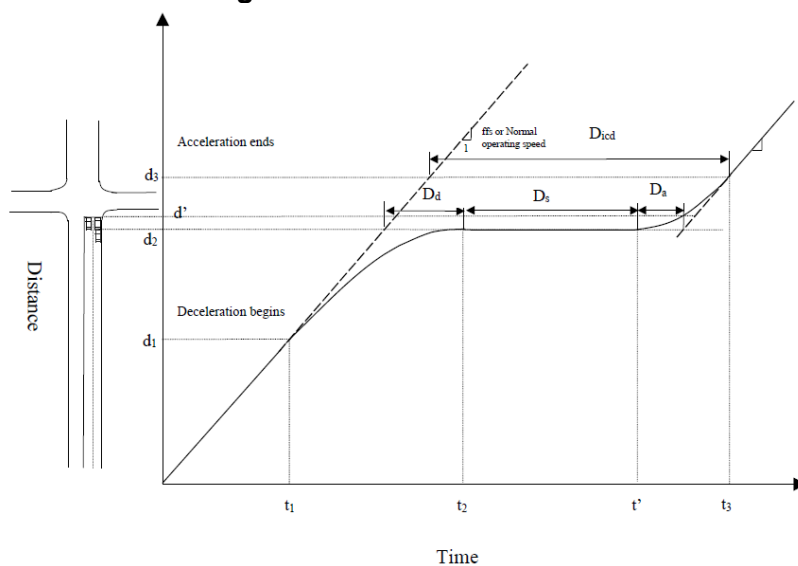
Además estima el tiempo total (minutos por milla), el tiempo de demora (min por milla), el tiempo total por vehículo (seg por veh) considerado como el tiempo promedio viajado en un arco para cada vehículo, velocidades promedio, ocupación promedio, número de cambio de carriles y medidas de eficiencia en relación a las emisiones al ambiente provocadas por el tránsito.

Para la evaluación de las intersecciones semaforizadas las medidas de eficiencia relacionadas son:

Demora en cola por vehículo (seg por veh), calculada tomando los vehículos que han tenido menores tasa de aceleración que 2 pies/seg<sup>2</sup> y velocidades menores a 9 pies/seg. Si la velocidad de un vehículo es menor que 3 pies/seg será incluida cada segundo. De otra manera será incluida cada dos segundos

Netsim utiliza como concepto de demora de control por vehículo (seg/ veh) el utilizado por el Manual de Capacidad en su versión del año 1997, incluyendo la demora por deceleración, tiempo de movimiento en cola, demora parado y la demora por aceleración. La Figura N° 5.5 muestra los componentes de la demora de control

Figura 5.5: Demora de control.



Fuente: Manual de Referencia CORSIM.2009

De la figura se puede colegir que:

$$D_{icd} = D_d + D_s + D_a \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Donde:

$D_{icd}$ : demora de control de la intersección

$D_s$ : Demora cuando el vehículo se encuentra parado esperando el verde de la señal.

$D_d$ : Demora incurrida mientras un vehículo esta decelerando aproximándose a la línea de parada o al final de la cola

$D_a$ : Demora incurrida mientras un vehículo está acelerando para llegar a su velocidad de operación una vez que la señal cambió a verde

La demora de control se produce cuando por efecto de la señal los vehículos deben desacelerar.

La demora por parada ( $D_s$ ) solamente considera el tiempo perdido mientras un vehículo para en cola esperando el verde de la señal o esperando para que el lider comience a moverse. No considera el tiempo perdido mientras el vehículo está

disminuyendo la marcha y aproximándose a la línea de parada o al final de la cola. (Dd), ni el tiempo perdido mientras el vehículo recupera su velocidad de marcha (Da).

Tiempo parada por vehículo (seg por veh) considerando el tiempo en que la velocidad es menor a 3 pies por segundo en un arco y los tiempos de permanencia de los ómnibus en las paradas

Porcentaje de paradas, proporción entre el número de vehículos que pararon al menos una vez en un arco y el total de viajes en el arco

Volumen promedio (veh por hora) Total de viajes dividido por el tiempo de la simulación

Longitud de la cola por carril (veh) La máxima longitud de la cola que fue observada en un carril desde el comienzo de la simulación

Número de cambio de carriles. El número de cambios de carriles que ocurre en un arco durante la corrida de la simulación

Vehículos descargados por carril

Con respecto al transporte de pasajeros el modelo devuelve como resultado de la simulación la cantidad de viajes de ómnibus, tiempo total de viaje (bus-min), tiempo medio de viaje (seg/bus), viajes de personas y tiempo-personas que viajan (min)

### 5.2.6 Relevamiento y procesamiento de la información.

Teniendo en cuenta los factores de ajuste estudiados, se optó por estudiar el efecto del transporte público en una intersección ubicada en una zona del área pericentral, calle Belgrano intersección con Achaval Rodriguez

La Figura N° 5.6 muestra la red simulada sobre calle Belgrano. Para poder reflejar el tipo de arribo a la intersección analizada se modeló un tramo que involucró la intersección anterior.





**Figura 5.6:** Tramo simulado de calle Belgrano.





Se midieron los tiempos de verde, rojo y amarillo en las distintas fases las que se muestran en la Figura 5.7





**Figura 5.7:** Fases y tiempos de la señal.

C= 86 seg					
FASE A			FASE B		
	Belgrano			Belgrano	
Achával Rodríguez			Achával Rodríguez		
					
g= 39 seg G=g+A+RR= 43 seg.			g= 39 seg G=g+A+RR= 43 seg.		
g=verde de la señal		G= verde efectivo	A= amarillo		RR= todo rojo C= Ciclo

Se usó la técnica de video grabación para la captura de los datos de tránsito y señalización de las intersecciones y también para estimar las medidas de eficiencia.

Los volúmenes encontrados en la video filmación son resumidos en la Figura 5.8.

**Figura 5.8:** Volúmenes y composición intersección en análisis

	Belgrano	
Achával Rodríguez	 114  222 VP:3%	
	 29  544 VP:7%	

Dado que se tomó como medida de eficiencia la demora en cola, se midió ésta siguiendo la metodología planteada por el Manual de Capacidad.

### 5.2.7 Calibración del modelo

El programa permite ingresar datos utilizándolos como parámetros de calibración. Algunos relacionados con el comportamiento de los conductores y otros con el rendimiento de los vehículos.

Los parámetros relacionados con el conductor incluyen intervalo de descarga de la cola y tiempo perdido en el arranque, distribución de velocidades de flujo libre por tipo de conductor, duración del intervalo medio para maniobras de estacionamiento, parámetros de cambio de carril, máximas velocidades al girar a la derecha y la izquierda, demora de peatones y familiaridad del conductor con el camino

Los relacionados con el rendimiento del vehículo incluyen características de aceleración y velocidad, distribución de la flota y grado de ocupación en pasajeros de cada tipo de vehículo

Se seleccionaron para la calibración la composición de la flota vehicular por considerar que existe una gran diferencia con los EEUU, principalmente en el tamaño de los vehículos más utilizados en Argentina, lo que hace variar el porcentaje de participación de los distintos tipos de vehículos.

Por otro lado se estudiaron los tiempos de servicio a pasajeros en las paradas de ómnibus, el tiempo perdido en el arranque, el intervalo medio entre vehículos, la familiaridad de los conductores con el recorrido y la aceleración de los vehículos.

#### 5.2.7.a.-Composición de la flota vehicular.

Es indudable que la composición de la flota vehicular con la que se generó el programa es muy diferente a la que se da en esta ciudad, por lo que fue necesario realizar un análisis sobre las características de la misma, para reflejar más adecuadamente la situación actual.

El programa divide a los vehículos en de *alto rendimiento* y de *bajo rendimiento*, asignándole al primero un porcentaje del 75% y longitud de 16 pies y a la segunda categoría el porcentaje restante y una longitud de 14 pies.

Es de destacar que en las arterias urbanas la mayor influencia sobre la tasa de flujo de saturación la da la longitud del vehículo, más que su capacidad de aceleración debido a los límites de velocidad legales y al flujo en pelotón, por lo que se consideró de principal importancia a este parámetro en el análisis de la flota vehicular.

Con la finalidad de detectar las diferencias, en una primera aproximación, se estudió la producción de vehículos en el país, dividiéndolos en función de la longitud de los mismos, tal como lo hace el modelo (Tabla 5.3). Se dividieron en dos categorías, bajo rendimiento los que tenían una longitud menor de 14 pies y alto rendimiento a los comprendidos entre 14 y 15 pies, que fue la mayor dimensión encontrada. El Anexo II permite ver el análisis desarrollado. Las marcas analizadas fueron Peugeot, Chevrolet, Volkswagen, Citroën, Fiat, Renault, Ford, Mitsubishi y Jeep. Se encontró que sólo el 28% de la producción pertenece a la gama de alto rendimiento.

Por otro lado se relevó la composición de vehículos particulares que circulan en la vía pública. Los relevamientos fueron realizados en distintos puntos de la ciudad. Sobre 1595 autos estudiados se encontró un promedio general de vehículos de alto rendimiento del 16%. Valor que fue adoptado para la simulación.

5.2.7.b.-Tiempo en las paradas.

El tiempo demorado en las paradas, llamado dwell time en la bibliografía de habla inglesa, es función del tiempo que tardan los pasajeros del transporte público en ascender o descender del colectivo y del tiempo de apertura y cierre de las puertas.

La demora en el ascenso y descenso dependen del tipo de colectivo, con acceso a nivel o con escalones, del tipo de pago, previo o a bordo del colectivo, características especiales de la tarifa, pago en moneda (necesidad de dar cambio) otro sistema, cospeles, tarjetas, etc.

Galarraga et al (2005), en su estudio de tiempo de servicio en paradas de ómnibus, encontró una relación de 3.31 segundos por pasajero como valor de tiempo de servicio para la situación más desfavorable, ascenso a colectivo de piso alto por medio de escalones.

En la calle Belgrano se encontró una media de 4 pasajeros ascendiendo por ómnibus durante el tiempo de filmación por lo que considerando el tiempo de ascenso por pasajeros más un tiempo extra de apertura y cerrado de puerta se puede inferir que sería adecuado considerar un tiempo de parada en servicio de 20 segundos. Además, las mediciones realizadas muestran un tiempo de servicio a pasajeros promedio de 20 seg.

El estudio de paradas en el área central permitió encontrar la distribución de los tiempos de paradas de donde surge la siguiente tabla 5.3, a aplicar como factor multiplicador de los tiempos de paradas asignado a cada ómnibus generado por la simulación.

**Tabla Nº 5.3:** Factor multiplicador de tiempos de paradas

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
262	142	116	102	90	76	69	60	50	33

5.2.7.c.-Tiempo perdido en el arranque.

El tiempo perdido en el arranque y la utilización del amarillo para cruzar la intersección varía con el tipo de conductor. Los conductores agresivos minimizan la pérdida de arranque y maximizan la extensión de amarillo, mientras que los conductores conservadores proceden a la inversa.

Las experiencias realizadas muestran que los conductores varían su comportamiento según que estén circulando sobre el acceso principal o el secundario, siendo más conservadores cuando desde una calle secundaria deben cruzar una principal.

En el caso analizado las dos calles son de similar jerarquía por lo que se puede esperar un comportamiento similar en ambos accesos.

Del análisis de 280 ciclos se obtuvo una media de 3.7 seg perdidos en el arranque y una distribución como la mostrada en la tabla 5.4.

**Tabla Nº 5.4:** Factor multiplicador del tiempo perdido en el arranque

Tipo de conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Multiplicador	22	54	55	65	83	89	112	136	161	223

5.2.7.d.-Intervalo medio.

Se analizaron los intervalos entre vehículos descartando los cuatro primeros, en distintos lugares de la ciudad para definir el intervalo medio entre vehículos en calles

con las características de la estudiada. Se encontró un intervalo promedio de 2.2 seg por vehículo lo que es consistente con investigaciones previas realizadas que dan cuenta de una tasa de flujo de saturación de 1600 vehículos por hora en calles céntricas de la ciudad.

Además las filmaciones permitieron obtener la distribución de los intervalos que define el factor multiplicador para este parámetro. Tabla N° 5.5.

**Tabla N° 5.5:** Factor multiplicador del intervalo entre vehículos

Tipo de conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Multiplicador	55	73	78	87	92	101	106	115	133	160

### 5.2.7.e.-Familiaridad del conductor con el recorrido.

El conocimiento que tiene el conductor del camino le permite ubicarse con anterioridad en el carril correspondiente para realizar cualquier tipo de maniobra, especialmente ante un movimiento de giro. Netsim asigna a cada conductor un código según el conocimiento que tenga de los próximos movimientos a realizar. En ausencia de valores específicos asume que el 10 % de los conductores conoce una maniobra de giro mientras que el 90% conoce las dos próximas maniobras de giro. La tarjeta 153 permite variar estos porcentajes.

De la observación de las filmaciones puede deducirse que los conductores están familiarizados con su recorrido por lo que no se realizaron modificaciones.

### 5.2.7.f.-Aceleración

El modelo define una aceleración máxima para cada tipo de vehículo. En general esta aceleración está definida por las características mecánicas del vehículo. Ahora bien, en un ambiente urbano se puede suponer, y así lo plantea el modelo, que las aceleraciones del vehículo son constantes a lo largo del proceso de aceleración. Su definición proviene de la observación del comportamiento de los conductores manejando en forma normal en las calles de la ciudad.

En el trabajo Modelo Microscópico de Simulación de Tránsito en Arterias Semaforizadas – Netsim (Galarraga et al, 2000), basado en trabajos anteriores utiliza el valor de aceleración (5,8 millas/h-s) en reemplazo del valor definido por defecto para los vehículos particulares y según resultados del mismo informe el valor de tres millas por hora por segundo para unidades de transporte público. Estos valores también fueron adoptados para la presente calibración.

### 5.2.8 Resultado de la calibración.

El modelo fue corrido con los valores por defecto que provee en caso de no especificación de datos particulares, y con los valores de calibración explicados anteriormente.

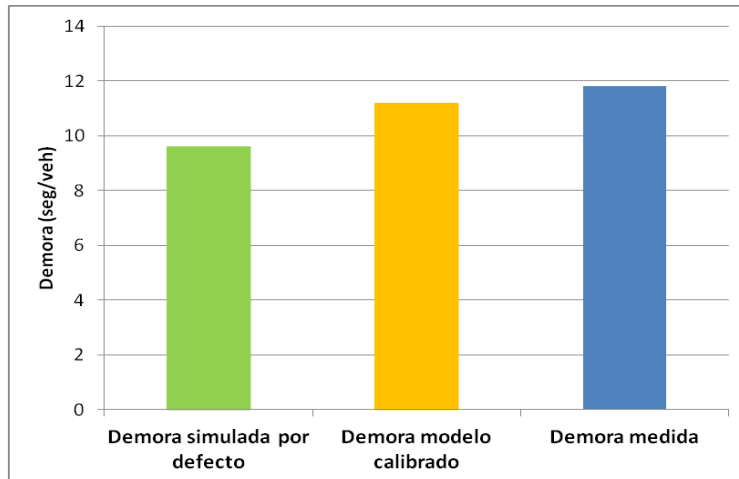
Como las salidas de un modelo estocástico son aleatorias, cada corrida del modelo de simulación estocástico va a producir una estimación de las características reales del modelo correspondientes a un conjunto particular de parámetros de entrada. Por lo tanto considerar las medidas de eficiencia generadas por una sola corrida puede dar lugar a conclusiones erróneas. Es conveniente simular numerosas corridas del modelo para el mismo conjunto de parámetros de entrada variando las semillas de generación de números aleatorios para obtener medidas de eficiencia más representativas del desempeño real de la red.

En este caso y para la etapa de calibración se realizaron 100 corridas y se obtuvieron los valores promedios de las demoras en cola para el acceso sobre calle Belgrano.

Esta medida de eficiencia, la demora en cola, fue comparada con la demora medida in situ aplicando el procedimiento recomendado por el manual de capacidad sin adicionar la demora por aceleración y deceleración

La figura N° 5.9 muestra los resultados encontrados, que ponen de manifiesto las mejores aproximaciones encontradas con el modelo calibrado que difiere sólo en un 6% de las demoras medidas.

**Figura 5.9:** Comparación demoras simuladas y medidas en campo



### 5.2.9 Utilización del modelo

Con la finalidad de extender los resultados encontrados para el caso de paradas de ómnibus se corrió el modelo con los datos originales, manteniendo constantes los volúmenes de tránsito, porcentaje de pesados y de colectivos, variando el tiempo de permanencia en la parada de 20 a 50 segundos.

El análisis de los resultados encontrados en el estudio del tiempo de bloqueo en verde en el área central muestra un alto porcentaje de vehículos de transporte público llegando a la parada y realizando toda la carga en verde, fruto de una buena coordinación y del mayor porcentaje de verde asignado a la calle de la parada por tratarse de calles principales. En la intersección elegida para la simulación esta situación cambia, con mayor proporción de vehículos cargando en rojo por lo que puede esperarse que el tiempo de bloqueo en verde sea proporcional a la relación entre el verde y el ciclo del acceso correspondiente.

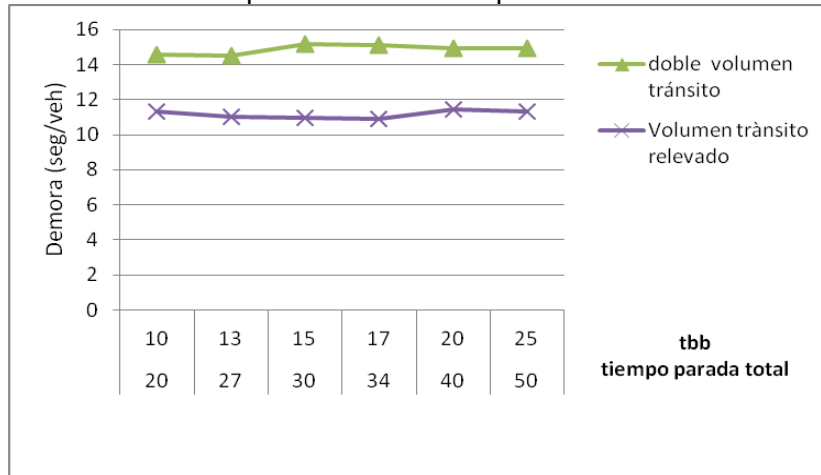
Entonces, tomando en cuenta los aspectos enunciados anteriormente puede considerarse que los valores del tiempo de bloqueo en verde ( $t_b$ ) correspondientes a los tiempos de parada simulados varían entre 10 y 25 segundos (ya que  $g/C = 0,5$ ).

Los resultados de los valores promedios encontrados, graficados en la Figura N° 5.10, muestran la escasa influencia de este parámetro sobre la demora para estos valores de tránsito.

Dado que estos resultados podrían ser fruto del bajo volumen de tránsito relevado en la intersección se decidió correr la simulación para cada uno de los valores de tiempo de permanencia en la parada utilizados en el caso anterior pero con el doble de

volumen de ingreso que sirve al acceso en estudio. Los promedios de las simulaciones muestran que nuevamente la influencia del tiempo de permanencia en la parada con una baja cantidad de ómnibus realizando esta maniobra tiene poca incidencia en las demoras de la intersección (Figura 5.10)

**Figura 5.10:** Variación de la demora simulada en función de la variación de tiempo de permanencia en la parada.



Por otro lado se exploró la incidencia del número de maniobras de paradas sobre la demora del acceso estudiado.

La cantidad de ómnibus que ingresan a la simulación se definen por medio del intervalo entre vehículos medido en segundos. Se corrió el modelo partiendo del volumen de tránsito mixto relevado pero variando el intervalo entre ómnibus desde 240 seg a 15 segundos, es decir entre 15 ómn/hora y 240 ómn/hora con un tiempo de parada en servicio de 20 seg lo que equivale a un tiempo de bloqueo en verde de 10 seg. La Tabla muestra los promedios correspondientes a las 30 corridas de cada una de las situaciones planteadas

**Tabla Nº 5.6:** Resultados simulación con distinta cantidad de ómnibus por hora,  $t_b=10$  seg.

Intervalo (seg)		240	120	60	30	25	20	15
Flujo (veh/hora)		586	599	624	682	686	619	647
Porcentaje ómnibus (%)	Con intervalo	3%	5%	10%	18%	21%	29%	37%
	Resultado simulación	3%	5%	10%	18%	20%	22%	21%
Nº Maniobras de Paradas (Nº Paradas/hora)	Con intervalo	15	30	60	120	144	180	240
	Resultado simulación	12	29	60	119	137	137	135
Demora	Resultado simulación	11,33	11,51	12,58	17,80	35,60	72,15	72,31

Se puede observar que hasta un intervalo de 30 segundos entre vehículos la simulación produce una cantidad similar de vehículos de transporte público que los propuestos para el ingreso. Las demoras del grupo de carril van aumentando pero no generan mayores inconvenientes cuando los tiempos de servicio a pasajeros son bajos. A partir de allí la simulación indica que la parada no puede procesar la cantidad

de ómnibus pretendida, se alcanza un límite del orden de 140 ómn/hora y las demoras se incrementan considerablemente.

Por otro lado se corrió el modelo en las mismas condiciones de las corridas anteriores es decir, partiendo del volumen de tránsito mixto relevado y variando el intervalo entre ómnibus, pero con un tiempo de parada en servicio de 40 seg lo que equivale a un tiempo de bloqueo en verde de 20 seg. La Tabla muestra los promedios correspondientes a las 30 corridas de cada una de las situaciones planteadas

**Tabla Nº 5.7:** Resultados simulación con distinta cantidad de ómnibus por hora y  $t_b=20$  seg.

Intervalo (seg)		240	120	60	30	25	20	15
Flujo (veh/hora)		581	590	625	539	522	572	610
Porcentaje ómnibus (%)	Con intervalo	3%	5%	10%	22%	28%	31%	39%
	Resultado simulación	3%	5%	10%	15%	17%	13%	12%
Nº Maniobras de Paradas (Nº Paradas/hora)	Con intervalo	15	30	60	120	144	180	240
	Resultado simulación	15	29	60	80	87	75	75
Demora	Resultado simulación	11,08	11,95	15,41	88,79	89,28	90,70	83,20

Cuando el tiempo de permanencia en la parada es de 40 segundos/ómnibus el aumento de la cantidad de maniobras genera demoras que representan situaciones de congestión para intervalos mayores que en el caso anterior. Se alcanza un límite del orden de 80 ómn/hora.

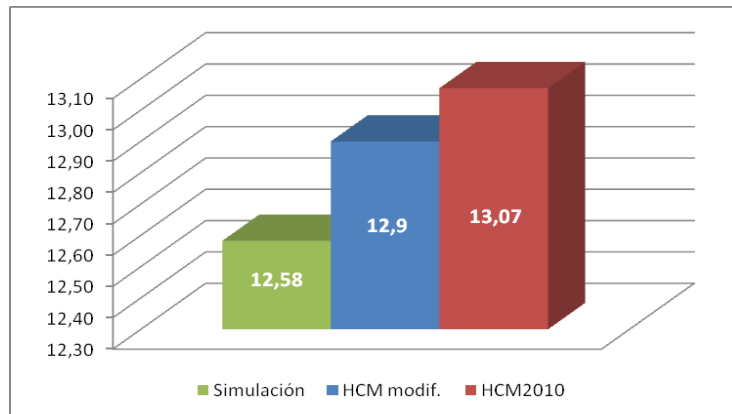
Es indudable que el número de maniobras es un factor muy importante en la generación de la demora. Cuando la cantidad de paradas es grande el tiempo medio también influye mucho. Para un intervalo entre vehículos de 30 segundos para un tiempo de permanencia de 20 segundos la demora simulada está en el orden de 18 seg, en cambio para el mismo intervalo pero con un tiempo de permanencia de 40 seg la demora simulada está en el orden de 90 seg.

### 5.3 Comparación demoras simuladas con calculadas.

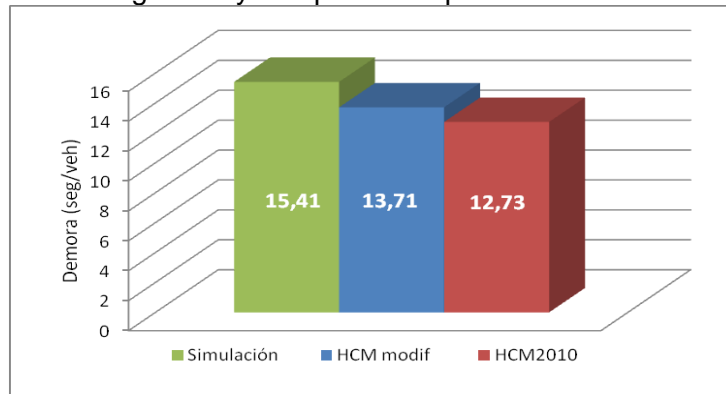
El cálculo de las demoras siguiendo la metodología del Manual de Capacidad 2010 (HCM2010) y con los factores estudiados modificados (HCMmod) fue comparado con los valores simulados para las distintas situaciones analizadas en los apartados anteriores. A modo de ejemplo se muestran los resultados para 60 ómn/hora sirviendo la parada con tiempos de permanencia total de 20 seg ( $t_b=10$  seg) y de 40 seg ( $t_b=20$  seg)

Las demoras calculadas con el HCM con factores modificados muestran un mejor ajuste a los valores simulados cuando los ómnibus simulados son bajos, dando resultados superiores a los simulados e inferiores a los calculados con el HCM2010 cuando se considera un  $t_b=10$  segundos (Figura Nº 5.11) y resultados inferiores a los de la simulación, pero mayores a los del HCM2010 para  $t_b=20$  seg (Figura Nº 5.12).

**Figura 5.11** Demoras con 60 ómnibus sirviendo a la parada, con tiempo de servicio a pasajero de 20 y tiempo de bloqueo en verde de 10 segundos

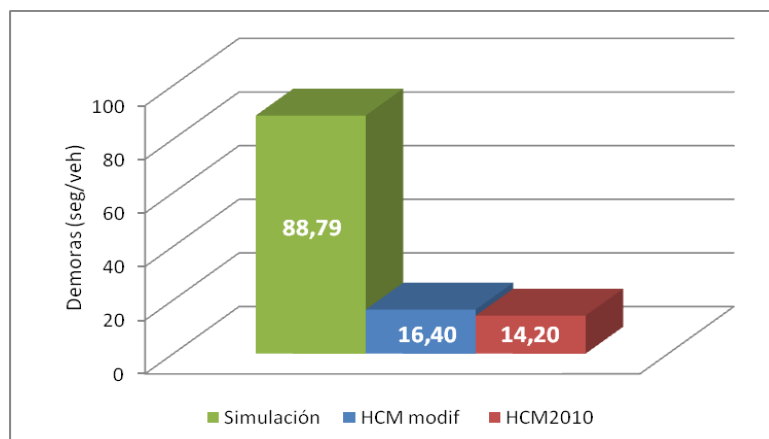


**Figura 5.12** Demoras con 60 ómnibus sirviendo a la parada, con tiempo de servicio a pasajero de 40 segundos y tiempo de bloqueo en verde de 20 segundos.



Por su parte la Figura 5.13 muestra la comparación para el caso de 120 ómn/hora, con  $t_b=20$  seg., la simulación muestra una circulación en nivel F, es decir flujo inestable y problemas de congestión y los cálculos dan cuenta de un nivel de servicio B.

**Figura 5.13:** Demoras con 120 ómnibus sirviendo a la parada, con tiempo de servicio a pasajeros de 40 segundos y tiempo de bloqueo en verde de 20 segundos





#### 5.4 Conclusiones del capítulo.

Se calibró el modelo de simulación NETSIM para una intersección semaforizada de la ciudad de Córdoba utilizando como parámetros de simulación la composición de la flota vehicular, la distribución de intervalos, distribución de tiempos perdidos en el arranque y la aceleración para los distintos tipos de vehículos.

El modelo calibrado mostró un mejor ajuste con el modelo real que la simulación con valores por defecto.

Con el modelo calibrado se estudiaron los parámetros que influyen en el factor de ajuste de presencia de paradas de ómnibus en los 75 metros anteriores a una intersección semaforizada, tiempo de bloqueo en verde y cantidad de maniobras de paradas para dar servicio a pasajeros.

La comparación realizada entre la demora de control obtenida de la salida de la simulación, del cálculo con el Manual de Capacidad modificado con los valores locales adoptados ( $HCM_{mod}$ ) y del cálculo con el Manual de Capacidad 2010 ( $HCM_{2010}$ ) permiten expresar las siguientes conclusiones:

Con 15 ómnibus por hora y hasta flujos mixtos de 1200 vehículos por hora en dos carriles, las demoras no se incrementan significativamente con el aumento del tiempo de permanencia en las paradas (y el tiempo de bloqueo en verde).

Para flujos mixtos de 600 vehículos por hora en dos carriles, la variación del tiempo de permanencia en la parada (y el tiempo de bloqueo en verde) tiene poca relevancia en la disminución de la tasa de flujo de saturación, si la cantidad de maniobras de paradas no son extremadamente altas (mayores a 60 ómn/hora).

El ajuste del tiempo de bloqueo en verde asociado al tiempo de servicio a pasajeros y al reparto de verde del semáforo, sugerido para las condiciones locales, frente al valor fijo de 14,4 seg del HCM, permite estimar mejor la demora en las condiciones más comunes, citadas en los apartados anteriores.

Resulta obvio que una determinada combinación de cantidad de maniobras y tiempo de servicio a pasajeros termina bloqueando completamente el carril. Por ejemplo, asumiendo llegadas y servicios determinísticos, 90 ómnibus por hora con un tiempo de servicio a pasajeros de 40 segundos consume completamente el tiempo disponible. Por cierto las llegadas y los servicios son probabilísticos lo que produce el bloqueo del carril con menor demanda como muestra la simulación.

El procedimiento de cálculo propuesto por el HCM de adoptar un tiempo de bloqueo en verde de 14,4 seg hasta un límite de 250 maniobras por hora implica una corrección lineal a lo largo de todo el rango. La simulación muestra que la variación es aproximadamente lineal mientras no se produzca congestión en la parada.

Por ejemplo con 120 ómnibus por hora y tiempo de bloqueo en verde de 20 segundos, las demoras simuladas se corresponden con un nivel de servicio F, mostrando puntos de congestión mientras que los cálculos del Manual continúan del lado del flujo estable.

## CAPITULO SEIS

### 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 Conclusiones

El presente capítulo presenta en forma ordenada las principales conclusiones encontradas en el desarrollo del trabajo y recomendaciones para futuros estudios.

Teniendo en cuenta los objetivos planteados puede decirse:

##### **6.1.1 Revisión de la bibliografía existente**

Tanto las guías y manuales de capacidad y nivel de servicio desarrollados para distintos países como los trabajos de investigación sobre el tema sientan sus bases en el Manual de Capacidad desarrollado por el Transportation Research Board de Estados Unidos de Norte América.

La tasa de flujo de saturación es fundamental para la definición del nivel de servicio de una intersección semaforizada. De su obtención adecuada dependerá que los resultados sean acertados. Su valor varía de lugar a lugar, debido a que está fuertemente influenciada por la idiosincrasia y por las características operacionales del parque automotor.

Las distintas metodologías parten de una tasa de saturación ideal o base y realizan ajustes para aquellas situaciones que se alejan de las mismas.

Algunos factores resultaron de poca relevancia en el cálculo de la tasa de flujo de saturación. Tal como el factor por ancho del carril, que fue desestimado por Webster y solo utilizado en la Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections (Teply et al, 2006) cuando los carriles son menores a 2,75 mts.

La mayoría de las metodologías analizadas contemplan el bloqueo provocado por los vehículos del transporte público detenidos en las paradas para servir a los pasajeros por medio del factor de ajuste por paradas de ómnibus. En algunos casos se lo considera función de un valor prefijado que contempla el tiempo de bloqueo en verde y en otros del tiempo de servicio a pasajeros, tiempos de aceleración y deceleración. Valores altamente dependientes de las condiciones locales, comportamiento de conductores y pasajeros, tipo de vehículos, etc.

El factor de ajuste por presencia de peatones fue considerado en algunas investigaciones como con una alta influencia del comportamiento local, debido fundamentalmente al cumplimiento de las normas.

Lo mismo ocurre con el factor por presencia de vehículos pesados, cuya influencia está representada por un valor equivalente a vehículos livianos, que varía según sea localización del estudio realizado.

##### **6.1.2 Importancia relativa de los distintos coeficientes.**

Del análisis de máximos y mínimos, que permite ver la variabilidad de los distintos factores de ajuste para la tasa de flujo de saturación, surge que los factores que mayor influencia tienen sobre la tasa de flujo de saturación y por ende en el cálculo de capacidad y nivel de servicio, son los debido a la presencia de vehículos pesados, giro a la derecha con presencia de peatones, presencia de paradas de ómnibus y estacionamiento

Similares resultados se obtuvieron al analizar la variación de cada factor de corrección en función de la variación porcentual de cada parámetro. En este análisis hasta un 40% de variación en los parámetros, el factor que más influencia a la tasa de flujo de

saturación es el que tiene en cuenta la interferencia de los peatones, para variaciones superiores al 40%, la mayor incidencia se da para la presencia de vehículos pesados.

Los manuales e investigaciones realizados muestran, una preocupación especial por los factores considerados de mayor influencia. Algunos de ellos están presentes en todos los manuales revisados, tal el caso del factor que contempla la presencia de vehículos pesados en la corriente vehicular. También se los considera con un alto componente local, ya que tienen una gran dependencia con el comportamiento y las características de la flota vehicular.

Teniendo en cuenta todo lo anteriormente analizado y como una manera de limitar el presente trabajo, se concentraron los esfuerzos en aquellos factores que mostraron mayor influencia sobre la tasa de flujo de saturación: a) factor por vehículos pesados, b) presencia de paradas del transporte público y c) tránsito de peatones, todos ellos con características locales muy marcadas.

### **6.1.3 De los coeficientes de cálculo.**

Se estudiaron los tres factores de ajustes de la tasa de flujo de saturación mencionados en el apartado anterior, encontrándose valores y ecuaciones locales particulares para cada uno de ellos.

Si bien cada factor necesitó de técnicas específicas para su análisis, todas utilizaron la misma metodología de base expresada en el punto 4.2.

A continuación se desarrollan por separado las principales conclusiones encontradas.

#### ***Peatones***

Para el establecimiento de políticas de gestión y operación de transporte sustentable es necesario conocer la interrelación peatón- vehículo en intersecciones urbanas ya que el comportamiento de los peatones y conductores puede afectar notablemente el riesgo de accidentes y la eficiencia de la intersección.

El estudio realizado sobre numerosos datos obtenidos permite esbozar una primera caracterización de las condiciones de operación de la interrelación peatón-vehículo en giros a la derecha.

Para flujos menores a 1500 peatones por hora de verde, la falta de respeto de la norma lleva a los peatones a realizar el cruce en menores tiempos, lo que se traduce en una menor ocupación de la zona de conflicto, por lo que los vehículos que giran sufren demoras inferiores a las reportadas con la metodología del Manual de Capacidad.

Para flujos mayores la actividad peatonal es tan alta en la intersección, que los conductores tienden naturalmente a respetarla y por lo tanto las ocupaciones resultan similares.

#### ***Vehículos pesados***

La presencia de vehículos pesados es uno de los factores que disminuyen la eficiencia en la intersección. Su baja capacidad de aceleración en relación a la de los vehículos livianos y la longitud de los mismos son factores que ocasionan mayores intervalos de separación. Estos intervalos largos reducen la capacidad de la intersección e incrementan la congestión urbana

Los valores estimados permiten considerar que en la metodología de análisis de capacidad de intersecciones semaforizadas podría tenerse en cuenta la ubicación del carril dentro del acceso. Para carriles exclusivamente pasantes (sin giros a derecha ni izquierda), el carril derecho presenta flujos de saturación apreciablemente menores al carril izquierdo.

En arterias de penetración, fuera del centro, la tasa de saturación base obtenida para el grupo de carriles es similar a la propuesta por el Manual de Capacidad e igual a 1900 aphpc. No ocurre lo mismo con el carril de la izquierda en donde el valor obtenido es del orden del 4% superior, mientras que el derecho es un 7% inferior.

### ***Paradas de Ómnibus***

Las maniobra de carga y descarga de pasajeros en paradas de ómnibus cercanas a una intersección semaforizada influyen en la tasa de flujo de saturación, debido al bloqueo del carril adyacente a la vereda que se genera durante dicha operación

El manual de Capacidad de Canadá considera, para una parada ubicada posteriormente a la intersección en análisis, que una vez saturado el espacio de almacenamiento entre la parada de ómnibus y la intersección, se provoca un bloqueo del carril que se propaga hacia atrás con la consecuencia de que los vehículos ubicados en el carril adyacente a la vereda no pueden atravesar la intersección. Este efecto no pudo ser corroborado en los estudios de campo, en parte debido a una mayor propensión a cambiar de carril por parte de los automóviles.

Las distintas metodologías revisadas basan sus cálculos en el tiempo de bloqueo del carril durante el tiempo de verde. La metodología estadounidense se apoya en el concepto de eficiencia del carril. Considera que la eficiencia del carril que ocupa el ómnibus cuando se detiene para dar servicio va a disminuir su eficiencia en un valor proporcional a la cantidad de maniobras que en él se realicen, por la proporción de tiempo en que dicho carril se encuentra bloqueado en verde por cada maniobra de detención. Tanto ésta como la australiana consideran un valor de 14,4 seg. de bloqueo en verde por maniobra ( $t_b$ ).

El tiempo de bloqueo en verde está relacionado con el de llegada de los ómnibus, el reparto de verdes del semáforo y el tiempo de servicio a pasajeros. Se estimaron valores para condiciones locales en el área central y pericentral de la ciudad.

#### ***6.1.4 Verificación de los comportamientos locales mediante simulación***

Se logró un buen ajuste con la calibración del modelo de simulación NETSIM.

El modelo calibrado permitió estudiar los parámetros que influyen en el factor de ajuste de presencia de paradas de ómnibus en los 75 metros anteriores a una intersección semaforizada, tiempo de bloqueo en verde y cantidad de maniobras de paradas para dar servicio a pasajeros, obteniéndose las siguientes conclusiones.

Para condiciones relativamente habituales (15 ómnibus por hora y flujos mixtos de hasta 1200 vehículos por hora en dos carriles), las demoras no se incrementan significativamente con el aumento del tiempo de permanencia en las paradas (y el tiempo de bloqueo en verde). La cantidad de maniobras de parada, si bien tienen mayor influencia, muestran un comportamiento relativamente lineal hasta que la parada alcanza la congestión.

El ajuste del tiempo de bloqueo en verde asociado al tiempo de servicio a pasajeros y al reparto de verde del semáforo, sugerido para las condiciones locales, frente al valor fijo de 14,4 seg del HCM, permite estimar mejor la demora en las condiciones más habituales, es decir sin congestión en las paradas.

Resulta obvio que una determinada combinación de cantidad de maniobras y tiempo de servicio a pasajeros termina bloqueando completamente el carril. Por ejemplo, asumiendo llegas y servicios determinísticos, 90 ómnibus por hora con un tiempo de servicio a pasajeros de 40 segundos consume completamente el tiempo. Por cierto las llegadas y los servicios son probabilísticos lo que produce el bloqueo del carril con menor demanda como muestra la simulación.

El procedimiento de cálculo propuesto por el HCM, y también el modificado para condiciones locales (al adoptar ambos un tiempo fijo de bloqueo en verde) implican una reducción lineal hasta un número máximo de maniobras permitidas (que a su vez depende del tiempo de bloqueo en verde). La simulación muestra que la variación es aproximadamente lineal mientras no se produzca congestión en la parada.

### **6.1.5 Propuesta de adecuación para condiciones argentinas.**

#### **Peatones**

A fin de representar mejor la realidad de la ciudad de Córdoba se aconseja utilizar, para flujos menores a 1500 peatones por hora de verde, la siguiente ecuación potencial encontrada para el cálculo de la ocupación y posterior influencia de los peatones en los giros vehiculares.

$$OCC_{pedg} = 0.0018V_{pedg}^{0.7617}$$

Se ha comprobado que, para flujos peatonales bajos y moderados, la inobservancia, por parte de los conductores, de la prioridad peatonal, determina que las ocupaciones peatonales del área de conflicto y las demoras vehiculares sean menores.

#### **Vehículos pesados**

Con presencia de camiones, los equivalentes de vehículos pesados estimados para la realidad local son superiores a los propuestos por la metodología del Manual. Mientras este último utiliza para los cálculos del factor de ajuste por vehículos pesados un valor de dos, la muestra local analizada arroja un equivalente de 2,6.

Cuando el carril derecho no forme parte del grupo de carriles y constituya el sólo un elemento de análisis, se podría disminuir la tasa de flujo de saturación correspondiente a los carriles centrales o izquierdos, por medio de un factor encontrado ad hoc, el que, hasta tanto se profundicen los estudios podría ser considerado igual a 0,93. Se recomienda continuar con la línea de análisis a fin de profundizar el efecto encontrado.

#### **Paradas de Ómnibus**

Se considera más adecuada la utilización del concepto de carril efectivo que el de vehículo equivalente, ya que este último castiga demasiado el efecto del bloqueo por servicio a pasajeros.

De los valores estudiados de tiempo de servicio en verde se recomienda el uso de un  $t_b$  de 20 seg para el área central de la ciudad de Córdoba. Este valor refleja las características de la oferta (tipo de unidades, sistema de cobro, etc) y de la demanda local.

Para otras áreas se recomienda considerar el tiempo de servicio a pasajeros (en base a la cantidad media de ascensos en la parada) afectado por la proporción de verde efectivo sobre ciclo del acceso correspondiente.

Se considera que el procedimiento sugerido de emplear la metodología del HCM variando el tiempo de bloqueo en verde, resulta válido hasta una determinada combinación de maniobras de parada y tiempo de servicio a pasajeros que no produzca congestión en la parada. Por cierto el rango de aplicación es bien amplio, aceptando como límite (para las condiciones simuladas en este trabajo) hasta un orden de maniobras de parada con intervalos de un minuto con tiempos de servicio de 40 segundos.

### 6.2 Recomendaciones para futuros estudios

En términos generales se recomienda ampliar la base de datos para contar con mayor información correspondiente a diferentes situaciones. Mayor cantidad de datos permiten estimar medias y varianzas más robustas que reflejen más adecuadamente las condiciones locales.

Con respecto al factor de ajuste por presencia de peatones interfiriendo en el giro a la derecha se considera necesario ampliar el estudio del comportamiento cuando los peatones superan los 1500 peatones/hora. El modelo Netsim, según fue oportunamente expuesto solamente permite simular el impacto de tres niveles diferentes de interferencia peatonal. Para profundizar el estudio de este factor mediante simulación sería recomendable emplear otro modelo que permita un análisis más detallado.

Con la finalidad de extender los resultados con respecto al factor de vehículos pesados se recomienda simular una intersección modificando el tipo y porcentaje de camiones y ómnibus de manera que, tal como se hizo en el presente trabajo para las paradas de transporte público, se puedan estudiar distintas situaciones.

Dado que en los últimos años la venta y utilización de motocicleta se ha incrementado en gran medida se considera como una gran asignatura pendiente introducir esta modalidad de transporte en los estudios de ingeniería y en especial en el estudio de la influencia de las motocicletas en la definición de la tasa de flujo de saturación.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agent K.R and Crabtree. J.D.(1982) *Analysis of Saturation Flow at Signalized Intersections*. Kentucky Transportation Program, University of Kentucky, Lexington.
- Akcelik, R. (1982) Traffic Signals: Capacity and Timing Analysis. *Research Report No.123*, Australian Road Research Board, Victoria.
- Akcelik & Associates Pty Ltd (2000). *AaSIDRA User Guide* .
- Akcelik, R.A. y Roupail, N.M. (1993) Estimation of delays at traffic signals for variable demand conditions. *Transportation Research 27B(2)*, 109-131 , Washington, D.C.
- Akçelik, R. (1988). The Highway Capacity Manual delay formula for signalized intersections. *ITE Journal*, vol. 58, no. 3, p. 23–27.
- Branston, D and Gipps, P., (1981), Some Experiences with Multiple Regression Method Estimating Parameters at the Traffic Departure Process, *Transportation Research*, 6A, 445-458.
- Brilon W, (1994), *A new German Highway Capacity Manual*, ARRB Group Limited, Germany
- Cardoso H.M.(2003) *Modelo para previsão de fluxo de saturação para faixa de tráfico individual de interseções sinalizadas da cidade do Rio de Janeiro*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, R.J., Brasil.
- DENATRAN (1984) *Manual de Semáforos* (2 ed). Departamento Nacional de Tránsito. Ministério da Justiça. Brasília
- Galarraga J., Albrieu L., Depiante V, Herz M., (2001): Simulación de tránsito con modelos microscópicos. *XIII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito*, C1-179, Buenos Aires.
- Galarraga J., Albrieu L., Depiante V, Pastor G. (2005) Estimación del Tiempo Medio de Servicio en Paradas y Vehículos del Transporte Público de la Ciudad de Córdoba *XIII Congreso Latinoamericano de Transporte Público y Urbano*. Lima Perú
- Galarraga J., Herz M., Albrieu L., Depiante V. (2001). El Manual de Capacidad 2000 y la estimación de capacidad y nivel de servicio en intersecciones semaforizadas para condiciones argentinas. *XIII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito*, C1-180, Buenos Aires.
- German HCM (1994): *Verfahren für die Berechnung der Leistungsfähigkeit und Qualitaet des Verkehrsablaufes auf Straßen* (German Highway Capacity Manual). Schriftenreihe "Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik". Vol. 669, Bon
- Greenshields, B. D., Shapiro, D. and Ericksen, E.L., (1947), *Traffic Performance at Urban Intersections*, Technical Report Number 1, Bureau of Highway Traffic, Yale University
- Herz M., Galarraga J, Albrieu L, Depiante V (2001): Simulación de tránsito con modelos microscópicos. *XIII Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito*, C1-179, Buenos Aires.
- Institute of Transportation (2001). Taiwan Area *Highway Capacity Manual*. Ministry of Transportation and Communication, Taipei, 2001.
- Kockelman K. et al (1999) *Effect Of Vehicle Type On The Capacity Of Signalized Intersections: The Case Of Light-Duty Trucks*, University of Texas at Austin, Austin

- Kimber, R.M., Mc Donald, M. y Hounsell, N. (1985) Passenger car units in saturation flow: Concept, definition, derivation. *Transportation Research 19 B (1)*, 39-61 Crowthorne, Berkshire.
- Layton, Robert D. (1996) *Use of Volume/Capacity Ratio Versus Delay for Planning and Design Decisions for Signalized Intersections*, Oregon State University Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering Corvallis.-
- Luttinen, R., and Nevala, R. (2002), *Capacity and Level of Service of Finnish Signalized Intersections*, Finnra Reports 25/2002. 25/2002, ISBN 951-726-903-X, ISSN 1457-9871
- May, A. D., (1990), *Traffic Flow Fundamentals*, Prentice Hall, New Jersey
- Moraes de Oliveira Neto F, dos Santos de Luna M, Grangeiro Loureiro C (2003), *Variação do Fluxo de Saturação por Tipo de Faixa E Períodos de Pico em Interseções Semaforizadas de Fortaleza*. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes – PETRAN Universidade Federal do Ceará – UFC. Brasil.
- Petersen, B. E. and Imre, E. (1977) *Swedish Capacity Manual*. Stockholm, Sweden.
- Porto Jr W. (2008) *Apostila Análise de Interseções Semaforizadas*. Programa de Engenharia de Transportes. COPPE/UFRJ Rio de Janeiro, Brasil
- Robertson, D. I. (1969). TRANSYT: A Traffic Network Study Tool. *RRL Report LR 253*. Crowthorne, Berkshire: Road Research Laboratory.
- RRL (1963). A method for measuring saturation flow at traffic signals. *Road Note 34*, Road Research Laboratory, Crowthorne.
- Silva, T.L.; (2002) *Estudo do Headway de Descarga de Veículos em Interseções Controladas por Semáforos*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, DF.
- Shanteau, R. M. (1988) Using cumulative curves to measure saturation flow and lost time. *ITE Journal*, 58(10):27-31.
- Stoke, R.W., Stover, V.G., and Messer, C.J. (1987). Use and Effectiveness of Simple Linear Regression to Estimate Saturation Flows at Signalized Intersections, *Transportation Research Record 1091*, pp. 95–101.
- Swedish National Road Administration, Borlänge (1995). *CAPCAL 2: Model description of Intersection with signal control*. Publication 1995:008E, Swedish.
- Tarko Andrzej P, Tracz Marian, (2000) Uncertainty in Saturation Flow Predictions *Transportation Research Circular E-C018: 4th International Symposium on Highway Capacity*
- Teply S, Allingham. D.I, Richardson. D.B, Stephenson. B.W., (2006). *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections*, Institute of Transportation Engineers District 7 – Canada, Editor: J. W. Gough. P. Eng.
- Transport and Road Research Laboratory. (1963). *A Method of Measuring Saturation Flow at Traffic Signals*. Road Note No. 34, London.
- TRB (2000) *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., EUA.
- TRB (2010) *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., EUA.
- TSIS - Traffic Software Integrated System.(1998) *User's Guide*. Version 4.2 Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Vejdirektoratet.(1999b) *Kapacitet og serviceniveau [Capacity and level of service]*,. Draft.



Webster, F. (1958). Traffic Signal Settings. *Road Research Technical Paper No. 39*, Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationary Office, London, U.K.

Webster, F.V., and B.M. Cobbe.(1966) Traffic Signals. *Road Research Technical Paper No. 56*, Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationary Office, London, U.K.

Zegeer, J.D. (1986). Field Validation of Intersection Capacity Factors, *Transportation Research Record, No. 1091*, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 67-77

# **ANEXO I**

## **RELEVAMIENTO Y CALCULO PARA ESTUDIO DE FACTORES**

## Relevamiento y Cálculo de Ocupación Peatonal.

Lugar	Peatones cruzando	Tiempos	C	g	Tasa de flujo peatones (peat/hora)	Tasa de flujo peatones (peat/ciclo)	OCC Medida	OCC HCM
Cañada y Colón	22	23	85	44	932	1800	<b>0,52</b>	0,58
Cañada y Colón	16	17	85	44	678	1309	<b>0,39</b>	0,53
Cañada y Colón	6	12	85	44	254	491	<b>0,27</b>	0,25
Cañada y Colón	27	27	85	44	1144	2209	<b>0,61</b>	0,62
Cañada y Colón	22	26	85	44	932	1800	<b>0,59</b>	0,58
Cañada y Colón	20	31	85	44	847	1636	<b>0,70</b>	0,56
Cañada y Colón	16	22	85	44	678	1309	<b>0,5</b>	0,53
Cañada y Colón	27	27	85	44	1144	2209	<b>0,61</b>	0,62
27 abril y Bs As	28	31	85	44	1186	2291	<b>0,70</b>	0,63
27 abril y Bs As	20	27	85	44	847	1636	<b>0,61</b>	0,56
27 abril y Bs As	28	29	85	44	1186	2291	<b>0,66</b>	0,63
27 abril y Bs As	19	21	85	44	805	1555	<b>0,48</b>	0,56
27 abril y Bs As	36	30	85	44	1525	2945	<b>0,68</b>	0,69
27 abril y Bs As	20	31	85	44	847	1636	<b>0,70</b>	0,56
27 abril y Bs As	25	23	85	44	1059	2045	<b>0,52</b>	0,60
27 abril y Bs As	26	29	85	44	1101	2127	<b>0,66</b>	0,61
27 abril y Bs As	32	38	85	44	1355	2618	<b>0,86</b>	0,66
27 abril y Bs As	32	37	85	44	1355	2618	<b>0,84</b>	0,66
27 abril y Bs As	21	26	85	44	889	1718	<b>0,59</b>	0,57
27 abril y Bs As	9	10	85	44	381	736	<b>0,23</b>	0,37
Cañada y Colón	27	27	85	44	1144	2209	<b>0,61</b>	0,62
Cañada y Colón	27	24	85	44	1144	2209	<b>0,55</b>	0,62
Cañada y Colón	28	29	85	44	1186	2291	<b>0,66</b>	0,63
Cañada y Colón	31	26	85	44	1313	2536	<b>0,59</b>	0,65
Cañada y Colón	16	30	85	44	678	1309	<b>0,68</b>	0,53
Cañada y Colón	22	36	85	44	932	1800	<b>0,82</b>	0,58
Cañada y Colón	22	32	85	44	932	1800	<b>0,73</b>	0,58
Cañada y Colón	24	24	85	44	1016	1964	<b>0,55</b>	0,60
Cañada y Colón	25	28	85	44	1059	2045	<b>0,64</b>	0,60
Cañada y Colón	28	23	85	44	1186	2291	<b>0,52</b>	0,63
Cañada y Colón	28	32	85	44	1186	2291	<b>0,73</b>	0,63
Cañada y Colón	33	35	85	44	1398	2700	<b>0,80</b>	0,67
Cañada y Colón	34	33	85	44	1440	2782	<b>0,75</b>	0,68
Friuli y Naciones Unidas	1	23	85	37	50	124	<b>0,10</b>	0,06
Friuli y Naciones Unidas	2	17	85	37	100	167	<b>0,16</b>	0,08
Friuli y Naciones Unidas	1	12	85	37	50	84	<b>0,09</b>	0,04
Friuli y Naciones Unidas	4	27	85	37	169	327	<b>0,23</b>	0,16
Friuli y Naciones Unidas	5	26	85	37	212	409	<b>0,23</b>	0,20
Friuli y Naciones Unidas	2	31	85	37	85	164	<b>0,07</b>	0,08
Friuli y Naciones Unidas	2	22	85	37	85	164	<b>0,05</b>	0,08
Friuli y Naciones Unidas	4	27	85	37	169	327	<b>0,09</b>	0,16
Friuli y Naciones Unidas	7	31	85	37	296	573	<b>0,16</b>	0,29
Friuli y Naciones Unidas	8	27	85	37	339	655	<b>0,23</b>	0,33
Friuli y Naciones Unidas	3	29	85	37	127	245	<b>0,09</b>	0,12
Friuli y Naciones Unidas	7	21	85	37	296	573	<b>0,23</b>	0,29

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones SemafORIZADAS

Lugar	Peatones cruzando	Tiempos	C	g	Tasa de flujo peatones (peat/hora)	Tasa de flujo peatones (peat/ciclo)	OCC Medida	OCC HCM
Friuli y Naciones Unidas	2	30	85	37	85	164	<b>0,07</b>	0,08
Friuli y Naciones Unidas	1	31	85	37	42	82	<b>0,07</b>	0,04
Friuli y Naciones Unidas	5	23	85	37	212	409	<b>0,20</b>	0,20
Friuli y Naciones Unidas	6	29	85	37	254	491	<b>0,14</b>	0,25
Friuli y Naciones Unidas	6	36	85	37	254	491	<b>0,11</b>	0,25
Friuli y Naciones Unidas	6	35	85	37	254	491	<b>0,11</b>	0,25
Friuli y Naciones Unidas	5	26	85	37	212	409	<b>0,09</b>	0,20
Friuli y Naciones Unidas	2	10	85	37	85	164	<b>0,07</b>	0,08
Friuli y Naciones Unidas	3	27	85	37	127	245	<b>0,09</b>	0,12
Friuli y Naciones Unidas	1	24	85	37	42	82	<b>0,05</b>	0,04
Friuli y Naciones Unidas	1	29	85	37	42	82	<b>0,05</b>	0,04
Friuli y Naciones Unidas	14	26	85	37	593	1145	<b>0,32</b>	0,51
Friuli y Naciones Unidas	4	30	85	37	169	327	<b>0,09</b>	0,16
Friuli y Naciones Unidas	13	36	85	37	551	1064	<b>0,25</b>	0,51
Friuli y Naciones Unidas	2	32	85	37	85	164	<b>0,09</b>	0,08
Friuli y Naciones Unidas	15	24	85	37	635	1227	<b>0,36</b>	0,52
Friuli y Naciones Unidas	1	28	85	37	42	82	<b>0,07</b>	0,04
Friuli y Naciones Unidas	1	23	85	37	42	82	<b>0,09</b>	0,04
Friuli y Naciones Unidas	10	32	85	37	424	818	<b>0,25</b>	0,41
Friuli y Naciones Unidas	1	35	85	37	42	82	<b>0,07</b>	0,04
Friuli y Naciones Unidas	1	33	85	37	42	82	<b>0,07</b>	0,04
Friuli y Naciones Unidas	10	23	85	37	424	818	<b>0,30</b>	0,41
Friuli y Naciones Unidas	6	17	85	37	254	491	<b>0,16</b>	0,25
Friuli y Naciones Unidas	2	12	85	37	85	164	<b>0,07</b>	0,08
Friuli y Naciones Unidas	3	27	85	37	127	245	<b>0,11</b>	0,12
Friuli y Naciones Unidas	4	26	85	37	169	327	<b>0,09</b>	0,16
Friuli y Naciones Unidas	7	31	85	37	296	573	<b>0,20</b>	0,29
Friuli y Naciones Unidas	5	32	85	37	212	409	<b>0,11</b>	0,20



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
21		35		c	cl		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
22		40		m			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5		
23		41		a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
24		44		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
25		46		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
26		48		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
27		50		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
28		51		a			0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
29		53		c	cl		0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
30		54		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
31		56		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
32		58		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
33		58		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,70	9,09%
34	6	5		b			0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	5		
35		9		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
36		11		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
37		13		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
38		15		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
39		17		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
40		19		a		pick up	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
41		21		a		pick up	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
42		23		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
43		25		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
44		27		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	$\alpha$	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
45		29		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
46		31		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
47		32		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
48		33		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
49		35		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1,83	0,00%
50		37		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
51		39		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
52		40		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
53		42		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
54		44		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
55		46		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1,83	0,00%
56	7	32		c			0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
57		36		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
58		38		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
59		40		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
60		42		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
61		44		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
62		46		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
63		48		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
64		49		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1,80	0,00%	
65	9	4		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4			
66		6		a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
67		9		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3			
68		11		a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
69		14		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
70		15		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
71		17		m		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
72		19		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
73		20		a		0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
74		22		c		0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
75		24		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
76		25		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1,75	11,11%
77	10	32		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
78		35		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
79		38		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
80		41		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
81		43		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
82		44		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
83		46		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
84		48		a	trafic	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
85		51		c	cl	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
86		53		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
87		55		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
88		56		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
89		57		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
90		59		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1,80	9,09%
91	12	3		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
92		5		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
93		7		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
94		9		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
95		11		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
96		13		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
97		16		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
98		18		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
99		19		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
100		21		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2,00	0,00%
101	13	33		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
102		36		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
103		38		a	traffic	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
104		41		m	moto	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
105		43		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
106		45		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
107		47		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
108		49		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
109		51		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
110		53		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
111		55		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
112		57		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2,00	0,00%
113	15	4		c		0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
114		7		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	Σ $\frac{C_i}{C}$	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% C
115		9		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
116		11		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
117		13		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
118		15		a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
119		18		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
120		19		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
121		21		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
122		23		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
123		24		a		traffic	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
124		26		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
125		28		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
126		30		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
127		32		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1,91	0,00%
128	16	33		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
129		35		a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
130		38		a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
131		41		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
132		43		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
133		44		a		pick up	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
134		46		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
135		48		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
136		50		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1,80	0,00%
137	18	2		a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
138		5		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
139		7		a	pick up	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
140		9		a		0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
141		13		c		0	0	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
142		15		c		0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
143		18		a		5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
144		23		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	3,50	40,00%
145	19	32		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32		
146		34		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
147		35		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
148		37		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
149		39		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
150		41		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
151		43		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
152		46		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
153		47		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
154		49		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
155		50		a	pick up	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
156		52		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
157		54		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
158		56		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1,90	0,00%
				a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
159	20	59		a		0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59		
160	21	63		b	doble piso	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4		
161		67		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	cp	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c	
162		69		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
163		71		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
164		obstrucción					0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
							0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
165	22	33		a		traffic	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	33		
166		36		a		traffic	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
167		39		a			7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
168		46		a			0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7		
169		50	54	c	cp	con acoplado	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
170		56		a			0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6		
171		58		b			0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2			
172		60		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
173		62		a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
174		65		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3			
175		67		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
176		68		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			
177		69		a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			
178		70		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			
179		72		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2,36	8,33%	
180	24	3		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
181		5		a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
182		7		a			0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
183		9		c	cl		0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº	paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
184	11		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
185	14		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
186	16		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
187	17		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2,00	20,00%
			a																					
25	28		a	sin cola																				
27	4		a	sin cola																				
188	28	33	a	traffic	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
189		34	a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
190		36	a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
191		39	a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
192		41	a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
193		43	a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
194		45	a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
195		46	a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
196		47	a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
197		49	a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1,67	0,00%
30	1		a	sin cola																				
198	31	32	a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
199		34	a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
200		36	a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
201		37	a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
202		39	a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
203		42	a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
204		44	a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	Σ <sub>0</sub>	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% C
205		46	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
206		47	a				0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
207		50	b				0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	3		
208		54	a			traffic	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
209		55	b				0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	1		
210		60	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5		
211		61	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
212		63	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
213		64	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
214		65	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
215		67	a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2,14	0,00%
216	33	1	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
217		4	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
218		7	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
219		10	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
220		13	a			pick up	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
221		14	a					0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
interferencia																										
222	34	31	c	cl			0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
223		34	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3			
224		37	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3			
225		39	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
226		40	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			
227		43	a				0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
228		45	c	cl			0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	Σ <sub>0</sub>	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% C
229		47	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
230		50	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
231		52	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
232		53	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
233		55	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
234		56	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
235		58	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
236		60	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
237		61	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
238		62	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
239		63	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
240		64	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
241		66	a				0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
242		69	c				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	1,76	11,11%
							0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
243	36	5	c				0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5		
244		9	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
245		11	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
246		13	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
247		16	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
248		18	a			traffic	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
249		20	a			ld	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
250		23	a			fitifo	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
251		24	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
252		26	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
253		28	a			traffic	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
254		30	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
255		32	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
256		34	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
257		36	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
258		38	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
259		40	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
260		42	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2,07	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
261	37	33	b		dos pisos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	33		
262		37	m			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
263		39	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
264		41	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
265		42	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
266		45	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
267		47	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
268		49	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
269		51	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
270		53	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
271		55	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
272		56	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
273		57	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
274		59				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1,80	0,00%
275	39	1	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
276		4	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
277		7		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
278		9		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
279		12		a		0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
280		16		c		0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
281		19		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
282		21		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
283		23		a		0	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2,80	16,67%
284		28		c		0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5		
285		30		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
286		31		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2,75	22,22%
287	40	31		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
288		33		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
289		36		a	traffic	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
290		39		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
291		41		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
292		43		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
293		45		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
294		47		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
295		50		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
296		53		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
297		54		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
298		57		a		0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
299		59		c		0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
300		61		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
301		64		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	2,27	8,33%
302	42	1		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
303		3		a		4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
304		7		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
305		9		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
306		10		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
307		13		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
308		15		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
309		17		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2,00	0,00%
310	43	32		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
311		35		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
312		37		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
313		39		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
314		41		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
315		43		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
316		46		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
317		49		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
318		50		a		0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
319		51		c		0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
320		54		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
321		56		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
322		57		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2,00	11,11%

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
323	44	57		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	57		
324		1		a		4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-56		
325		5		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
326		6		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
327		8		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
328		10		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
329		12		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
330		13		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1,75	0,00%
331				a																					
331	46	30		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30		
332		33		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
333		36		a		4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
334		40		a		0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
335		43		c		0	0	0	0	0	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
336		48		b	dos pisos	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	5		
337		52		a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4,00	25,00%
		interrupción en la cola		a																					
338	48	1		b	micro bus	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5			
339		6		a		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5		
340		9		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
341		10		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
342		12		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
343		14		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
344		15		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	cp	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c	
345		17	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
346		18	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			
347		21	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3			
348		22	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			
349		24	a					0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1,75	0,00%	
350	49	32	a					0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32			
351		34	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
352		36	a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
		se acabó la cola																									
353	50	59	a				5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	##			
354		64	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5			
355		65	a				0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			
356		67	11	c	cp	con acoplado	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
357		73	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6			
358		76	a				1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3			
359		77	a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	3,33	25,00%	
360	52	31	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31			
361		33	a				3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
362		36	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3			
363		38	a				4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2			
364		42	a				0	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4			
365		47	c				0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5			
366		50	a				2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3			

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	paragolpes trasero	tipo	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	intervalo ld-c	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
367		52		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3,50	20,00%
368	54	0		c		0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
369		2		a		0	0	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
370		10	14	c	cp con acoplado	0	0	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8		
371		16		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6		
372		18		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
373		20		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
374		22		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2,00	0,00%
375	55	27		a		4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27		
376		31		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4		
377		33		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
378		35		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
379		37		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
380		39		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
381		40		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
382		42		a		1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
383		43		a		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
384		45		a		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	1,67	0,00%

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

Juan B Justo- carril derecho

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-ci	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% C	
		tiempo inicio																								
1	0	3	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
2		6	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
3		7	a		renoleta girando	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
4		9	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
5		11	a			0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
6		14	b		confort	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	1		
7		17	b			0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	1		
8		22	a		girando	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
9		24	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		3,00	0,00%
	3 ciclos perdidos					0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
10	6	3	inicio ciclo			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
11		7	a			5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3			
12		12	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
13		13	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			
14		16	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			
15		18	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1			

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c	
16		19	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
17		21	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
18		23	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
19		25	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,00	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
20	7	33	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
21		35	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
22		38	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
23		40	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
24		41	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
25		43	a			0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
26		45	c	cl		0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
27		47	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
28		49	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
29		52	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
30		54	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2,00	12,50%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
31	10	31	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
32		34	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
33		37	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
34		39	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
35		41	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
36		43	a		girando	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
37		46	c	cl		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2,33	25,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% C
38	12	3	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
39		6	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
40		9	a		girando	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
41		12	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
42		15	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
43		18	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
44		20	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
45		21	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
46		23	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
47		25	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
48		26	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,00	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
49	13	33	a			0	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
50		38	c			0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
51		41	a			4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
52		45	a		girando	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
53		46	b			0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	2		
54		50	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
55		52	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
56		55	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
57		57	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
58		58	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2,17	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
59	15	4	a			0	0	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% C
60		9	b			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	2		
61		13	b			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
62		16	m			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-		
63		20	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
64		22	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
65		24	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
66		27	a		girando	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
67		28	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	2,00	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
68	16	33	a		pick up Hilux girando	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3		
69		37	a		taxi	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
70		39	a		girando	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
71		42	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
72		45	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
73		48	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
74		50	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
75		51	a		pick up	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,25	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
76		59	a			-54	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-		
77	18	5	a		pick up	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
78		8	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
79		10	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c	
80		12	a			0	0	0	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
81		19	b		paró y arruinó todo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-		
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
82	19	32	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
83		34	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
84		37	a		girando	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
85		39	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
86		41	a		girando	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
87		42	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
88		45	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
89		46	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
90		48	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,80	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
91	21	3	b			0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	2		
92		7	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
93		10	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
94		11	a			4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
95		15	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
96		17	a		girando	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
97		20	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
98		22	a		taxi	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
99		24	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% C
100		26	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2,20	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
101	22	33	a		pick up	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
102		36	a		pick up	0	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
103		40	c			0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
104		43	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
105		45	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
106		47	a		traffic	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
107		48	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1,67	12,50%
108		51	a			4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	51		
109		55	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	55		
110		57	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	57		
111		58	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	58		
112		60	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	60	2,13	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c	
113	24	2				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2		
114		6				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-6		
115		11				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-		
116		12				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11		
117		15				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-		
118		17				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12		
119		19				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15		
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-		
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	17		
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-		
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	19	2,33	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
120	33	3	a		girando	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-3		
121		4	a			4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4		
122		8	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-8		
123		10	m			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-		
124		12	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-		
																								10		
																								-		
																								12		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c	
125		14	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14		
126		16	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16	2,00	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
127	33	22	b			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0	22		
128		26	b			0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	26			
129		30	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30			
130		33	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	33			
131		35	a		girando	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35			
132		36	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	36			
133		37	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	37			
134		39	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	39			
135		42	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	42			
136		44	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	44			

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
137		45	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	45	2,30	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
138	34	31	a			4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31		
139		35	a		pick up	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35		
140		37	a			4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	37		
141		41	a		girando	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	41		
142		43	a		pick up	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	43		
143		45	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	45		
144		46	a			4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	46		
145		50	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50		
146		51	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	51		
147		54	a		girando	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	54		
148		56	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	56		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
149		57	a		pick up	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	57		
150		59	m			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	59		
151		60	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	60		
152		62	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	62		
153		64	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	64		
154		65	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	65	1,85	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
155	36	2	a		girando	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2		
156		5	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-5		
157		7	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-7		
158		10	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10		
159		13	a		pick up girando	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13		
160		16	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16		
161		18	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
162		20	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20		
163		22	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22		
164		24	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24		
165		26	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	26		
166		28	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	28		
167		30	a			0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30		
168		33	b			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	33	2,30	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
169	37	32	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32		
170		35	a		girando	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35		
171		37	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	37		
172		39	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	39		
173		42	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	42		
174		43	a		trafic	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	43		



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% C	
175		45	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	45		
176		48	a	cl	pick up carrozada	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	48		
177		49	a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	49	2,00	0,00%
			a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
178	38	58	m			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	58		
179	39	4	a		pick up	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4		
180		7	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-7		
181		10	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10		
182		12	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12		
183		15	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15		
184		16	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16		
185		18	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18		
186		21	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21		
187		24	a			0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c	
188		26	b			0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	26		
189		27	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27		
190		29	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	29	2,11	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
191	40	31	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31		
192		34	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34		
193		37	a			4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	37		
194		41	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	41		
195		43	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	43		
196		44	a		traffic	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	44		
197		46	a		girando	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	46		
198		49	a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	49	2,00	0,00%
			a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
199	42	2	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2		
200		3	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-3		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c	
201		6	a		pick up	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-6		
202		10	a		girando	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10		
203		12	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12		
204		13	a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	1,50	0,00%
			a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
205	43	32	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32		
206		34	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34		
207		37	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	37		
208		39	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	39		
209		42	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	42		
210		44	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	44		
211		46	a		girando	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	46	2,33	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
212		54	a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	54		
213	45	0	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
214		3	a			4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-3		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo N°		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c	
215		7	a			0	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-7		
216		9	b		confort	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	-9		
217		12	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12		
218		14	a			0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14		
219		16	c	cl		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16	2,25	20,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
220	46	30	a			0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30		
221		33	b		confort	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	33		
222		36	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	36		
223		omnibus interfiere				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	##	####	Descartar
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
224	48	1	a			0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1		
225		4	c	cl		0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-4		
226		8	a		girando	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-8		
227		10	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10		
228		12	g		girando	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
229		14	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14		
230		16	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16		
231		18	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18		
232		21	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21		
233		23	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	23		
234		25	a		pick up	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25		
235		27	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27		
236		30	m			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30		
237		31	a		girando	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31	2,10	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
238	49	30	a		girando	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30		
239		33	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	33		
240		36	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	36		
241		39	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	39		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c
242		40	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	40		
243		42	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	42		
244		44	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	44	1,67	0,00%
						0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
			a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
245	52	31	a		girando	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	31		
246		34	a		girando	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34		
247		36	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	36		
248		39	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	39		
249		40	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	40		
250		42	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	42		
251		44	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	44		
252		46	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	46		
253		47	a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47	1,60	0,00%
			a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

vehículo Nº		paragolpes delantero	tipo	cp-cl	observaciones	intervalo a-a	intervalo b-a	intervalo c-a	intervalo ld-a	intervalo a-c	intervalo a-b	intervalo a-ld	intervalo c-c	intervalo c-b	intervalo c-ld	intervalo ld-ld	intervalo ld-b	Carril derecho	intervalo b-b	intervalo b-c	intervalo b-ld	intervalo b-a	tiempo de cruce	Método tradicional	% c	
254	54	0	a			0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
255		3	c		pick u	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-3			
256		6	a			1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-6		
257		7	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-7		
258		10	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10		
259		12	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12		
260		15	a			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15		
261		18	a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18	2,75	0,00%
			a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
262	55	27	b			0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	27			
263		34	a			2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34		
264		36	a				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	36		
265		se acabó la cola	a			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	##	28		

## Relevamiento y cálculo tiempo de parada de ómnibus

## Base Antes

- Datos relevados

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones	
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg		
1	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	7:49	2	54												hora de inicio la del video- conteos con programa
2	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		4	36	5	29	4	39	4	45	5	3	5	6		Monitor 7-
3	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	16	7	11	6	13	6	19	6	42	6	41		
4	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	16	7	11	6	28	6	32	7	6	7	12		
5	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	16	7	11	6	27	6	33	6	39	6	42		
6	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		7	56	8	49	8	0	8	3	8	10	8	13		
7	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		7	56	8	49	8	41	8	51	9	3	9	7		otro ómnibus molesta para entrar a la parada
8	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		9	36	10	30										
9	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		11	15	12	10										



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
10	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		12	56	13	48	13	0	13	6	13	30	13	33	hora de inicio la del video- conteos con programa
11	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		12	56	13	48									
12	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		14	36	15	30	14	37	14	40	14	57	15	7	el que viene después para adelante y este tiene que esquivarlo para salir
13	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		14	36	15	30	14	48	14	52	15	7	15	8	
14	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	16	17	10	16	23	16	28	16	36	16	39	
15	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	16	17	10	16	31	16	45	16	56	17	1	en la misma parada quedó en cola
16	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	16	17	10	16	52	16	55	17	10	17	13	este molesta la salida del anterior
17	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		17	55	18	48									

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
18	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	34	20	30	19	41	19	44	19	55	20	9	hora de inicio la del video- conteos con programa Interferencia con el de adelante para salir
19	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	34	20	30	19	47	19	51	20	0	20	3	esta molesta al de atrás
20	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	34	20	30	20	16	20	19	20	35	20	38	
21	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	34	20	30	21	13	21	15	21	33	21	37	
	Vélez Sarsfield				21	15	22	13	21	13	21	15	21	33	21	37	
22	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		21	15	22	13	21	58	22	0	22	13	22	17	
23	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		22	55	23	50									
24	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:41	24	36	25	30	25	14	25	16	25	30	25	33	
25	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		24	36	25	30	25	15	25	20	25	39	25	41	
26	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		26	16	27	10	26	55	26	57	27	9	27	12	
27	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		26	16	27	10	26	55	26	58	27	11	27	15	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
28	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		27	56	28	51	28	0	28	2	28	16	28	18	hora de inicio la del video- conteos con programa
29	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		29	36	30	26									
30	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		31	16	32	10	31	25	31	29	31	51	31	54	
31	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		31	16	32	10	31	51	31	53	31	57	31	59	
32	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		32	56	33	50	33	10	33	12	33	45	33	48	
33	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		32	56	33	50	33	29	33	52	33	58	34	1	encolado
34	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		32	56	33	50	33	35	34	4	34	10	34	13	encolado
35	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		34	36	35	30	34	46	34	49	35	6	35	8	
36	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		34	36	35	30	34	49	35	16	35	25	35	27	encolado
37	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		36	16	37	10	36	16	36	19	36	27	36	31	
38	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		37	56	38	50	37	56	37	58	38	13	38	15	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
39	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:30	37	56	38	50	39	0	39	4	39	7	39	8	hora de inicio la del video- conteos con programa quedó esperando el cambio de señal
40					39	36											
41	General Paz	Colón	03-jul	19:12	40	28	41	23									amarillo 3 seg
42	General Paz	Colón	03-jul		41	53	42	48	42	38	42	42	42	57	42	59	idem
43	General Paz	Colón	03-jul		43	18	44	13									
44	General Paz	Colón	03-jul		44	43	45	38									
45	General Paz	Colón	03-jul		46	8	47	3									
46	General Paz	Colón	03-jul		47	33	48	28									
47	General Paz	Colón	03-jul		48	58	49	53	49	49	49	53	50	20	50	22	
48	General Paz	Colón	03-jul		50	23	51	18									
49	General Paz	Colón	03-jul		51	48	52	43	52	12	52	14	53	49	53	53	
50	General Paz	Colón	03-jul	0:35	53	13	54	8									
51	General Paz	Colón	03-jul		54	38	55	33									
52	General Paz	Colón	03-jul		56	3	56	58									
53	General Paz	Colón	03-jul		57	28	58	23									
54	General Paz	Colón	03-jul		58	53	59	48									
55	General Paz	Colón	03-jul		60	18	61	13	60	40	60	45	61	7	61	10	
56	General Paz	Colón	03-jul		61	43	62	37	62	10	62	13	63	30	63	34	es el mismo vehículo

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
57	General Paz	Colón	03-jul		63	8	64	3	63	8	63	8	63	30	63	34	hora de inicio la del video- conteos con programa
58	General Paz	Colón	03-jul		64	33	65	28									
59	General Paz	Colón	03-jul		65	58	66	53									
60	General Paz	Colón	03-jul		67	23	68	18									
61	General Paz	Colón	03-jul		68	48	69	43									
62	General Paz	Colón	03-jul		70	13	71	7	70	40	70	44	71	19	71	23	
63	General Paz	Colón	03-jul		71	38	72	33									
64	General Paz	Colón	03-jul		73	3	73	58									
65	General Paz	Colón	03-jul	19:47	74	28	75	22									
66					75	53	76	48			76	24					
67	General Paz	Humberto Primo	10-ene	17:37:28	9	2	10	0	9	34	9	36	9	58	10	2	
68	General Paz	Humberto Primo	10-ene		10	33	11	11	10	50	10	52	11	11	11	15	
69	General Paz	Humberto Primo	10-ene	0:05:42	10	33	11	11	11	29	11	35	11	41	11	44	
70	General Paz	Humberto Primo	10-ene		11	56	12	37									
71	General Paz	Humberto Primo	10-ene		13	20	13	59	13	30	13	33	13	40	13	44	
72	General Paz	Humberto Primo	10-ene	17:43	14	44	15	26	15	8	15	11	15	18	15	22	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
73	General Paz	Humberto Primo	10-ene		1	12	1	50	1	29	1	31	1	50	1	52	hora de inicio la del video- conteos con programa
74	General Paz	Humberto Primo	10-ene														
75	General Paz	Humberto Primo	10-ene		2	35	3	14									
76	General Paz	Humberto Primo	10-ene		3	58	4	38	4	11	4	13	4	19	4	21	
77	General Paz	Humberto Primo	10-ene		5	21	6	5	5	49	5	50	5	56	5	59	
78	General Paz	Humberto Primo	10-ene		6	46	7	28									
79	General Paz	Humberto Primo	10-ene		8	13	8	58									
80					9	37											
81	Colón	General Paz	10-ene	18:05:32	23	6	23	47	23	9	23	17	23	28	23	30	
82	Colón	General Paz	10-ene		23	6	23	47	23	21	23	25	24	43	24	49	
83	Colón	General Paz	10-ene		24	28	25	11	24	51	24	55	25	43	25	49	
84	Colón	General Paz	10-ene		24	28	25	11	24	55	25	6	25	54	26	0	
85	Colón	General Paz	10-ene		24	28	25	11	24	58	26	0	26	47	26	52	En cola
86	Colón	General Paz	10-ene	0:08:00	25	50	26	34	26	5	26	8	26	11	26	14	
87	Colón	General Paz	10-ene		25	50	26	34	27	4	27	6	27	36	27	37	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
88	Colón	General Paz	10-ene		27	20	28	4	27	45	27	47	28	35	28	38	83
89	Colón	General Paz	10-ene		28	44	29	27	29	19	29	21	29	28	29	31	
90	Colón	General Paz	10-ene	8	30	8	30	53									
91				18:13:32	31	36	34	40									
92	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul	7:31:54	15	40	16	31	15	40	15	42	16	46	16	49	
93	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		17	21	18	14	17	31	17	35	17	54	17	56	
94	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		17	21	18	14	17	31	17	35	18	0	18	2	
95	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		17	21	18	14	18	5	18	7	18	18	18	22	
96	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul	0:09:00	19	1	19	54									
97	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		20	40	21	35	20	43	20	45	21	23	21	27	
98	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		20	40	21	35	20	58	20	52	21	15	21	18	
99	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		22	19	23	3	23	6	23	8	23	13	23	15	
100	Vélez Sarsfield	27 de Abril	01-jul	7:40:54	24	0											

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
101	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul	7:40:39	0	24	1	16	0	28	0	32	0	59	1	1	hora de inicio la del video- conteos con programa
102	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		2	2	3	3	2	27	2	29	2	59	3	2	
103	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		3	43	4	37	4	0	4	2	4	13	4	15	
104	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		3	43	4	37	4	6	4	8	4	24	4	28	
105	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		3	43	4	37	4	21	4	23	4	47	4	50	
106	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul	0:08:43	5	22	6	20	5	23	5	26	5	51	5	55	
107	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		5	22	6	20	5	26	5	30	6	30	6	34	
108	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		5	22	6	20	5	30	5	34	7	3	7	3	
109	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		5	22	6	20	6	6	6	9	6	38	6	40	
	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		7	3	7	57	7	3	7	3	7	34	7	37	
110	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		7	3	7	57	7	10	7	16	7	49	7	51	
111	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul	7:49:22	8	43											



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
112	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul	7:49:39	1	23	2	6	1	28	1	30	1	52	1	54	hora de inicio la del video- conteos con programa
113	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		1	23	2	6	1	30	1	32	1	55	1	59	
114	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		2	53											
115	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		4	29	5	30	4	41	4	44	5	3	5	7	
116	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	15	7	11	6	15	6	17	6	40	6	43	
117	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	15	7	11	6	29	6	32	6	38	6	41	
118	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		7	55	8	51	8	0	8	2	8	9	8	14	
119	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		7	55	8	51	8	40	8	50	9	4	9	06	
120	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		9	37	10	27									
121	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		11	14	12	6									
122	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:21:38	12	56	13	49	13	1	13	4	13	21	13	29	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
123	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		14	36	15	30	14	36	14	38	14	55	14	57	hora de inicio la del video- conteos con programa
124	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		14	36	15	30	14	49	14	52	15	5	15	9	
125	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	15	17	9	16	27	16	29	16	36	16	39	
126	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	15	17	9	16	39	16	43	16	54	16	58	
127	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	15	17	9	16	51	16	54	17	9	17	11	
128	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		17	55	18	49	18	50	18	54	19	32	19	34	
129	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	32	20	29	19	39	19	44	19	53	20	3	
130	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	32	20	29	19	46	19	50	19	59	20	4	
131	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	32	20	29	20	15	20	16	20	34	20	36	
132	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	32	20	29	21	10	21	13	21	15	21	15	
133	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		21	15	22	11	21	15	21	15	21	32	21	34	
134	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		21	15	22	11	22	0	22	0	22	13	22	16	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones	
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg		
135	Vélez Sarsfield		03-jul	8:11:17	22	55												hora de inicio la del video- conteos con programa
136	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:12:53	0	12	1	4										
137	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:12:53	1	54	2	45	2	32	2	35	2	48	2	50		
138	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:12:53	1	54	2	45	2	35	2	38	2	56	2	58		
139	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:12:53	3	34	4	26	4	12	4	15	4	28	4	32		
140	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:12:53	3	34	4	26	4	12	4	16	4	25	4	28		
141	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:12:53	5	12	6	5	5	17	5	20	5	35	5	37		
142	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:12:53	6	52	7	42										
143	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:12:53	8	34	9	26	8	44	8	46	9	9	9	13		
144	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		8	34	9	26	9	8	9	10	9	15	9	17		
145	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:16:52	10	13	11	10	10	25	10	29	11	2	11	5		
146	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:16:52	10	13	11	10	10	46	10	50	11	14	11	18		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
147	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:16:52	10	13	11	10	10	51	10	56	11	28	11	31	hora de inicio la del video- conteos con programa
148	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:16:52	11	54	12	46	12	5	12	7	12	23	12	25	
149	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:16:52	11	54	12	46	12	9	12	14	12	26	12	28	
150	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:16:52	11	54	12	46	12	31	12	33	12	43	12	46	
151	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:16:52	13	34	14	29	13	32	13	36	13	23	13	45	
152	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:16:52	15	13	16	7	15	13	15	15	15	28	15	30	
153	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:16:52	15	13	16	7	16	19	16	22	16	34	16	36	
154	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:29:45	16	52											

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones SemafORIZADAS

Cálculos

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
1																	
2	276	329	100	53	47	100	279	285	303	306	27	18	50	44	26	23	27
3	376	431	100	55	47	102	373	379	402	401	28	23	58	52	29	30	28
4	376	431	100	55	47	102	388	392	426	432	44	34	43	39	5	0	43
5	376	431	100	55	45	100	387	393	399	402	15	6	44	38	32	29	15
6	476	529	100	53	45	98	480	483	490	493	13	7	49	46	39	36	13
7	476	529	100	53	47	100	521	531	543	547	26	12	8	0	0	0	8
8	576	630	99	54	45	99											
9	675	730	101	55	46	101											
10	776	828	100	52	46	98	780	786	810	813	33	24	48	42	18	15	33
11	776	828	100	52	48	100											
12	876	930	100	54	48	102	877	880	897	907	30	17	53	50	33	23	30
13	876	930	100	54	46	100	888	892	907	908	20	15	42	38	23	22	20
14	976	1030	99	54	46	100	983	988	996	999	16	8	47	42	34	31	16
15	976	1030	99	54	46	100	991	1005	1016	1021	30	11	39	25	14	9	30
16	976	1030	99	54	45	99	1012	1015	1030	1033	21	15	18	15	0	0	18
17	1075	1128	99	53	46	99											
18	1174	1230	99	56	46	102	1181	1184	1195	1209	28	11	49	46	35	21	28

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
19	1174	1230	101	56	46	102	1187	1191	1200	1203	16	9	43	39	30	27	16
20	1174	1230	101	56	46	102	1216	1219	1235	1238	22	16	14	11	0	0	14
21	1174	1230	101	56	45	101	1273	1275	1293	1297	24	18	0	0	0	0	0
	1275	1333	100	58	42	100	1273	1275	1293	1297	24	18	60	58	40	36	24
22	1275	1333	100	58	42	100	1318	1320	1333	1337	19	13	15	13	0	0	15
23	1375	1430	101	55	46	101											
24	1476	1530	100	54	46	100	1514	1516	1530	1533	19	14	16	14	0	0	16
25	1476	1530	100	54	46	100	1515	1520	1539	1541	26	19	15	10	0	0	15
26	1576	1630	100	54	46	100	1615	1617	1629	1632	17	12	15	13	1	0	15
27	1576	1630	100	54	46	100	1615	1618	1631	1635	20	13	15	12	0	0	15
28	1676	1731	100	55	45	100	1680	1682	1696	1698	18	14	51	49	35	33	18
29	1776	1826	100	50	50	100											
30	1876	1930	100	54	50	104	1885	1889	1911	1914	29	22	45	41	19	16	29
31	1876	1930	100	54	46	100	1911	1913	1917	1919	8	4	19	17	13	11	8
32	1976	2030	100	54	46	100	1990	1992	2025	2028	38	33	40	38	5	2	38
33	1976	2030	100	54	46	100	2009	2032	2038	2041	32	6	21	0	0	0	21
34	1976	2030	100	54	46	100	2015	2044	2050	2053	38	6	15	0	0	0	15
35	2076	2130	100	54	46	100	2086	2089	2106	2108	22	17	44	41	24	22	22
36	2076	2130	100	54	46	100	2089	2116	2125	2127	38	9	41	14	5	3	38
37	2176	2230	100	54	46	100	2176	2179	2187	2191	15	8	54	51	43	39	15

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
38	2276	2330	100	54	46	100	2276	2278	2293	2295	19	15	54	52	37	35	19
39	2276	2330	100	54	46	100	2340	2344	2347	2348	8	3	0	0	0	0	0
40	2376	0															
41	2428	2483	85	55	30	85											
42	2513	2568	85	55	30	85	2558	2562	2577	2579	21	15	10	6	0	0	10
43	2598	2653	85	55	30	85											
44	2683	2738	85	55	30	85											
45	2768	2823	85	55	30	85											
46	2853	2908	85	55	30	85											
47	2938	2993	85	55	30	85	2989	2993	3020	3022	33	27	4	0	0	0	4
48	3023	3078	85	55	30	85											
49	3108	3163	85	55	30	85	3132	3134	3229	3233	101	95	31	29	0	0	31
50	3193	3248	85	55	30	85											
51	3278	3333	85	55	30	85											
52	3363	3418	85	55	30	85											
53	3448	3503	85	55	30	85											
54	3533	3588	85	55	30	85											
55	3618	3673	85	55	30	85	3640	3645	3667	3670	30	22	33	28	6	3	30
56	3703	3757	85	54	31	85	3730	3733	3810	3814	84	77	27	24	0	0	27
57	3788	3843	85	55	30	85	3788	3788	3810	3814	26	22	55	55	33	29	26

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
58	3873	3928	85	55	30	85											
59	3958	4013	85	55	30	85											
60	4043	4098	85	55	30	85											
61	4128	4183	85	55	30	85											
62	4213	4267	85	54	31	85	4240	4244	4279	4283	43	35	27	23	0	0	27
63	4298	4353	85	55	30	85											
64	4383	4438	85	55	30	85											
65	4468	4522	-4468	54	-4522	-4468											
66																	
67	542	600	91	58	33	91	574	576	598	602	28	22	26	24	2	0	26
68	633	671	83	38	45	83	650	652	671	675	25	19	21	19	0	0	21
69	633	671	83	38	45	83	689	695	701	704	15	6	0	0	0	0	0
70	716	757	84	41	43	84							757	757	757	757	
71	800	839	84	39	45	84	810	813	820	824	14	7	29	26	19	15	14
72	884	926	#jREF!	42	#jREF!	#jREF!	908	911	918	922	14	7	18	15	8	4	14
73	72	110	83	38	45		89	91	110	112	23	19	21	19	0	0	21
74	0	0	83	0	155	155											
75	155	194	83	39	44	83											
76	238	278	83	40	43	83	251	253	259	261	10	6	27	25	19	17	10
77	321	365	85	44	41	85	349	350	356	359	10	6	16	15	9	6	10



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
78	406	448	87	42	45	87											
79	493	538	84	45	39	84											
80	577	0															
81	1386	1427	82	41	41	82	1389	1397	1408	1410	21	11	38	30	19	17	21
82	1386	1427	82	41	41	82	1401	1405	1483	1489	88	78	26	22	0	0	26
83	1468	1511	82	43	39	82	1491	1495	1543	1549	58	48	20	16	0	0	20
84	1472	1511	82	43	39	82	1495	1506	1554	1560	65	48	16	5	0	0	16
85	1468	1511	82	43	39	82	1498	1560	1607	1612	114	47	13	0	0	0	13
86	1550	1594	90	44	46	90	1565	1568	1571	1574	9	3	29	26	23	20	9
87	1550	1594	90	44	46	90	1624	1626	1656	1657	33	30	0	0	0	0	0
88	1640	1684	84	44	40	84	1665	1667	1715	1718	53	48	19	17	0	0	19
89	1724	1767	84	43	41	84	1759	1761	1768	1771	12	7	8	6	0	0	8
90	1808	1853	88	45	43	88											
91	1896	2080					0	0	0	0			2080	2080	2080	2080	
92	940	991	101	51	50	101	940	942	1006	1009	69	64	51	49	0	0	51
93	1041	1094	100	53	47	100	1051	1055	1074	1076	25	19	43	39	20	18	25
94	1041	1094	100	53	47	100	1051	1055	1080	1082	31	25	43	39	14	12	31
95	1041	1094	100	53	47	100	1085	1087	1098	1102	17	11	9	7	0	0	9
96	1141	1194	99	53	46	99											
97	1240	1295	99	55	44	99	1243	1245	1283	1287	44	38	52	50	12	8	44

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
98	1240	1295	99	55	44	99	1258	1252	1275	1278	20	23	37	43	20	17	20
99	1339	1383	101	44	57	101	1386	1388	1393	1395	9	5	0	0	0	0	0
100	1440	0	-1416		24	24											
101	24	76	98	52	46	98	28	32	59	61	33	27	48	44	17	15	33
102	122	183	101	61	40	101	147	149	179	182	35	30	36	34	4	1	35
103	223	277	99	54	45	99	240	242	253	255	15	11	37	35	24	22	15
104	223	277	99	54	45	99	246	248	264	268	22	16	31	29	13	9	22
105	223	277	99	54	45	99	261	263	287	290	29	24	16	14	0	0	16
106	322	380	101	58	43	101	323	326	351	355	32	25	57	54	29	25	32
107	322	380	101	58	43	101	326	330	390	394	68	60	54	50	0	0	54
108	322	380	101	58	43	101	330	334	423	423	93	89	50	46	0	0	50
109	322	380	101	58	43	101	366	369	398	400	34	29	14	11	0	0	14
	423	477	100	54	46	100	423	423	454	457	34	31	54	54	23	20	34
110	423	477	100	54	46	100	430	436	469	471	41	33	47	41	8	6	41
111	523	0															
112	83	126	90	43	47	90	88	90	112	114	26	22	38	36	14	12	26
113	83	126	90	43	47	90	90	92	115	119	29	23	36	34	11	7	29
114	173	0	96		269	269											
115	269	330	106	61	45	106	281	284	303	307	26	19	49	46	27	23	26
116	375	431	100	56	44	100	375	377	400	403	28	23	56	54	31	28	28

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
117	375	431	100	56	44	100	389	392	398	401	12	6	42	39	33	30	12
118	475	531	102	56	46	102	480	482	489	494	14	7	51	49	42	37	14
119	475	531	102	56	46	102	520	530	544	546	26	14	11	1	0	0	11
120	577	627	97	50	47	97	0	0	0	0			627	627	627	627	
121	674	726	102	52	50	102	0	0	0	0			726	726	726	726	
122	776	829	100	53	47	100	781	784	801	809	28	17	48	45	28	20	28
123	876	930	99	54	45	99	876	878	895	897	21	17	54	52	35	33	21
124	876	930	99	54	45	99	889	892	905	909	20	13	41	38	25	21	20
125	975	1029	100	54	46	100	987	989	996	999	12	7	42	40	33	30	12
126	975	1029	100	54	46	100	999	1003	1014	1018	19	11	30	26	15	11	19
127	975	1029	100	54	46	100	1011	1014	1029	1031	20	15	18	15	0	0	18
128	1075	1129	97	54	43	97	1130	1134	1172	1174	44	38	0	0	0	0	0
129	1172	1229	103	57	46	103	1179	1184	1193	1203	24	9	50	45	36	26	24
130	1172	1229	103	57	46	103	1186	1190	1199	1204	18	9	43	39	30	25	18
131	1172	1229	103	57	46	103	1215	1216	1234	1236	21	18	14	13	0	0	14
132	1172	1229	103	57	46	103	1270	1273	1275	1275	5	2	0	0	0	0	0
133	1275	1331	100	56	44	100	1275	1275	1292	1294	19	17	56	56	39	37	19
134	1275	1331	100	56	44	100	1320	1320	1333	1336	16	13	11	11	0	0	11
135	1375	0	-1363		12	12	0	0	0	0							
136	12	64	102	52	50	102											

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
137	114	165	100	51	49	100	152	155	168	170	18	13	13	10	0	0	13
138	114	165	100	51	49	100	155	158	176	178	23	18	10	7	0	0	10
139	214	266	98	52	46	98	252	255	268	272	20	13	14	11	0	0	14
140	214	266	98	52	46	98	252	256	265	268	16	9	14	10	1	0	14
141	312	365	100	53	47	100	317	320	335	337	20	15	48	45	30	28	20
142	412	462	102	50	52	102											
143	514	566	99	52	47	99	524	526	549	553	29	23	42	40	17	13	29
144	514	566	99	52	47	99	548	550	555	557	9	5	18	16	11	9	9
145	613	670	101	57	44	101	625	629	662	665	40	33	45	41	8	5	40
146	613	670	101	57	44	101	646	650	674	678	32	24	24	20	0	0	24
147	613	670	101	57	44	101	651	656	688	691	40	32	19	14	0	0	19
148	714	766	100	52	48	100	725	727	743	745	20	16	41	39	23	21	20
149	714	766	100	52	48	100	729	734	746	748	19	12	37	32	20	18	19
150	714	766	100	52	48	100	751	753	763	766	15	10	15	13	3	0	15
151	814	869	99	55	44	99	812	816	823	825	13	7	57	53	46	44	13
152	913	967	99	54	45	99	913	915	928	930	17	13	54	52	39	37	17
153	913	967	99	54	45	99	979	982	994	996	17	12					0
154	1012	0	-1012		0	0	0	0	0	0	0	0	0				0
											28,05						19,73

## Base Modificada

- Datos relevados

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones	
	calle	int			min	seg	min	seg										
1	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	7:49	2	54												hora de inicio la del video-conteos con programa Monitor 7-
2	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		4	36	5	29	4	39	4	45	5	3	5	6		
3	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	16	7	11	6	13	6	19	6	42	6	41		
4	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	16	7	11	6	42	6	42	7	6	7	12		
5	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	16	7	11	6	27	6	33	6	39	6	42		
6	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		7	56	8	49	8	0	8	3	8	10	8	13		
7	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		7	56	8	49	8	41	8	51	9	3	9	7		otro ómnibus molesta para entrar a la parada
8	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		9	36	10	30										
9	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		11	15	12	10										
10	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		12	56	13	48	13	0	13	6	13	30	13	33		
11	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		12	56	13	48										

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg									
12	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		14	36	15	30	14	37	14	40	14	57	15	7	el que viene después para adelante y este tiene que esquivarlo para salir
13	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		14	36	15	30	14	57	14	57	15	7	15	8	
14	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	16	17	10	16	23	16	28	16	36	16	39	
15	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	16	17	10	16	36	16	45	16	56	17	1	en la misma parada quedó en cola
16	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	16	17	10	16	56	16	56	17	10	17	13	este molesta la salida del anterior
17	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		17	55	18	48									
18	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	34	20	30	19	41	19	44	19	55	20	9	Interferencia con el de adelante para salir
19	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	34	20	30	19	55	19	55	20	0	20	3	esta molesta al de atrás
20	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	34	20	30	20	16	20	19	20	35	20	38	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg									
21	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	34	20	30	21	13	21	15	21	33	21	37	
22	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	04-jul		21	15	22	13	21	13	21	15	21	33	21	37	
22	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		21	15	22	13	21	58	22	0	22	13	22	17	
23	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		22	55	23	50									
24	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:41	24	36	25	30	25	14	25	16	25	30	25	33	
25	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		24	36	25	30	25	30	25	30	25	39	25	41	
26	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		26	16	27	10	26	55	26	57	27	9	27	12	
27	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		26	16	27	10	26	55	26	58	27	11	27	15	
28	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		27	56	28	51	28	0	28	2	28	16	28	18	
29	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		29	36	30	26									
30	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		31	16	32	10	31	25	31	29	31	51	31	54	
31	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		31	16	32	10	31	51	31	53	31	57	31	59	
32	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		32	56	33	50	33	10	33	12	33	45	33	48	
33	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		32	56	33	50	33	45	33	52	33	58	34	1	encolado
34	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		32	56	33	50	33	58	34	4	34	10	34	13	encolado
35	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		34	36	35	30	34	46	34	49	35	6	35	8	
36	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		34	36	35	30	34	49	35	16	35	25	35	27	encolado
37	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		36	16	37	10	36	16	36	19	36	27	36	31	
38	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		37	56	38	50	37	56	37	58	38	13	38	15	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
39	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:30	37	56	38	50	39	0	39	4	39	7	39	8	quedó esperando el cambio de señal
40					39	36											
41	General Paz	Colón	03-jul	19:12	40	28	41	23									amarillo 3 seg
42	General Paz	Colón	03-jul		41	53	42	48	42	38	42	42	42	57	42	59	ídem
43	General Paz	Colón	03-jul		43	18	44	13									
44	General Paz	Colón	03-jul		44	43	45	38									
45	General Paz	Colón	03-jul		46	8	47	3									
46	General Paz	Colón	03-jul		47	33	48	28									
47	General Paz	Colón	03-jul		48	58	49	53	49	49	49	53	50	20	50	22	
48	General Paz	Colón	03-jul		50	23	51	18									
49	General Paz	Colón	03-jul		51	48	52	43	52	12	52	14	53	49	53	53	
50	General Paz	Colón	03-jul	0:35	53	13	54	8									
51	General Paz	Colón	03-jul		54	38	55	33									
52	General Paz	Colón	03-jul		56	3	56	58									
53	General Paz	Colón	03-jul		57	28	58	23									
54	General Paz	Colón	03-jul		58	53	59	48									
55	General Paz	Colón	03-jul		60	18	61	13	60	40	60	45	61	7	61	10	



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
56	General Paz	Colón	03-jul		61	43	62	37	62	10	62	13	63	30	63	34	es el mismo vehículo
57	General Paz	Colón	03-jul		63	8	64	3	63	8	63	8	63	30	63	34	
58	General Paz	Colón	03-jul		64	33	65	28									
59	General Paz	Colón	03-jul		65	58	66	53									
60	General Paz	Colón	03-jul		67	23	68	18									
61	General Paz	Colón	03-jul		68	48	69	43									
62	General Paz	Colón	03-jul		70	13	71	7	70	40	70	44	71	19	71	23	
63	General Paz	Colón	03-jul		71	38	72	33									
64	General Paz	Colón	03-jul		73	3	73	58									
65	General Paz	Colón	03-jul	19:47	74	28	75	22									
66	General Paz	Colón			75	53	76	48			76	24					
67	General Paz	Humberto Primo	10-ene	17:37:28	9	2	10	0	9	34	9	36	9	58	10	2	
68	General Paz	Humberto Primo	10-ene		10	33	11	11	10	50	10	52	11	11	11	15	
69	General Paz	Humberto Primo	10-ene	0:05:42	10	33	11	11	11	29	11	35	11	41	11	44	
70	General Paz	Humberto Primo	10-ene		11	56	12	37									
71	General Paz	Humberto Primo	10-ene		13	20	13	59	13	30	13	33	13	40	13	44	
72	General Paz	Humberto Primo	10-ene	17:43	14	44	15	26	15	8	15	11	15	18	15	22	
	General Paz	Humberto Primo	10-ene		16	9	16	53									

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
	General Paz	Humberto Primo	10-ene														
	General Paz	Humberto Primo	10-ene														
73	General Paz	Humberto Primo	10-ene		1	12	1	50	1	29	1	31	1	50	1	52	
74	General Paz	Humberto Primo	10-ene														
75	General Paz	Humberto Primo	10-ene		2	35	3	14									
76	General Paz	Humberto Primo	10-ene		3	58	4	38	4	11	4	13	4	19	4	21	
77	General Paz	Humberto Primo	10-ene		5	21	6	5	5	49	5	50	5	56	5	59	
78	General Paz	Humberto Primo	10-ene		6	46	7	28									
79	General Paz	Humberto Primo	10-ene		8	13	8	58									
80	General Paz	Humberto Primo	10-ene		9	37											
				.													
81	Colón	General Paz	10-ene	18:05:32	23	6	23	47	23	9	23	17	23	28	23	30	
82	Colón	General Paz	10-ene		23	6	23	47	23	28	23	28	24	43	24	49	
83	Colón	General Paz	10-ene		24	28	25	11	24	51	24	55	25	43	25	49	
84	Colón	General Paz	10-ene		24	28	25	11	24	55	25	6	25	54	26	0	
85	Colón	General Paz	10-ene		24	28	25	11	25	54	26	0	26	47	26	52	En cola
86	Colón	General Paz	10-ene	0:08:00	25	50	26	34	26	5	26	8	26	11	26	14	
87	Colón	General Paz	10-ene		25	50	26	34	27	4	27	6	27	36	27	37	
88	Colón	General Paz	10-ene		27	20	28	4	27	45	27	47	28	35	28	38	83

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
89	Colón	General Paz	10-ene		28	44	29	27	29	19	29	21	29	28	29	31	
90	Colón	General Paz	10-ene	8	30	8	30	53									
91	Colón	General Paz	10-ene	18:13:32	31	36	34	40									
92	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul	7:31:54	15	40	16	31	15	40	15	42	16	46	16	49	
93	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		17	21	18	14	17	31	17	35	17	54	17	56	
94	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		17	21	18	14	17	31	17	35	18	0	18	2	
95	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		17	21	18	14	18	5	18	7	18	18	18	22	
96	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul	0:09:00	19	1	19	54									
97	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		20	40	21	35	20	43	20	45	21	23	21	27	
98	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		20	40	21	35	20	58	20	52	21	15	21	18	
99	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	01-jul		22	19	23	3	23	6	23	8	23	13	23	15	
100	Vélez Sarsfield	27 de Abril		7:40:54	24	0											
101	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul	7:40:39	0	24	1	16	0	28	0	32	0	59	1	1	
102	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		2	2	3	3	2	27	2	29	2	59	3	2	
103	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		3	43	4	37	4	0	4	2	4	13	4	15	
104	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		3	43	4	37	4	6	4	8	4	24	4	28	
105	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		3	43	4	37	4	21	4	23	4	47	4	50	
106	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul	0:08:43	5	22	6	20	5	23	5	26	5	51	5	55	
107	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		5	22	6	20	5	26	5	30	6	30	6	34	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
108	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		5	22	6	20	5	30	5	34	7	3	7	3	
109	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		5	22	6	20	6	6	6	9	6	38	6	40	
	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		7	3	7	57	7	3	7	3	7	34	7	37	
110	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		7	3	7	57	7	10	7	16	7	49	7	51	
111	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul	7:49:22	8	43											
112	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul	7:49:39	1	23	2	6	1	28	1	30	1	52	1	54	
113	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		1	23	2	6	1	30	1	32	1	55	1	59	
114	Vélez Sarsfield	27 de Abril	03-jul		2	53											
115	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		4	29	5	30	4	41	4	44	5	3	5	7	
116	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	15	7	11	6	15	6	17	6	40	6	43	
117	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	15	7	11	6	29	6	32	6	38	6	41	
118	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		7	55	8	51	8	0	8	2	8	9	8	14	
119	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		7	55	8	51	8	40	8	50	9	4	9	06	
120	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		9	37	10	27									
121	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		11	14	12	6									
122	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:21:38	12	56	13	49	13	1	13	4	13	21	13	29	
123	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		14	36	15	30	14	36	14	38	14	55	14	57	
124	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		14	36	15	30	14	49	14	52	15	5	15	9	
125	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	15	17	9	16	27	16	29	16	36	16	39	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
126	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	15	17	9	16	39	16	43	16	54	16	58	
127	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		16	15	17	9	16	51	16	54	17	9	17	11	
128	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		17	55	18	49	18	50	18	54	19	32	19	34	
129	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	32	20	29	19	39	19	44	19	53	20	3	
130	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	32	20	29	19	46	19	50	19	59	20	4	
131	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	32	20	29	20	15	20	16	20	34	20	36	
132	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		19	32	20	29	21	10	21	13	21	15	21	15	
133	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		21	15	22	11	21	15	21	15	21	32	21	34	
134	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		21	15	22	11	22	0	22	0	22	13	22	16	
135	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:11:17	22	55											
136	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:12:53	0	12	1	4									
137	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		1	54	2	45	2	32	2	35	2	48	2	50	
138	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		1	54	2	45	2	35	2	38	2	56	2	58	
139	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		3	34	4	26	4	12	4	15	4	28	4	32	
140	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		3	34	4	26	4	12	4	16	4	25	4	28	
141	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		5	12	6	5	5	17	5	20	5	35	5	37	
142	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		6	52	7	42									
143	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		8	34	9	26	8	44	8	46	9	9	9	13	
144	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		8	34	9	26	9	8	9	10	9	15	9	17	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Lugar		Día	Hora de Inicio y Fin	Inicio Verde		Inicio Rojo		Inicio Parada		Tiempo de Arribo		Tiempo de Partida		En Flujo		Observaciones
	calle	int			min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	min	seg	
145	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	0:16:52	10	13	11	10	10	25	10	29	11	2	11	5	
146	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		10	13	11	10	10	46	10	50	11	14	11	18	
147	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		10	13	11	10	10	51	10	56	11	28	11	31	
148	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		11	54	12	46	12	5	12	7	12	23	12	25	
149	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		11	54	12	46	12	9	12	14	12	26	12	28	
150	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		11	54	12	46	12	31	12	33	12	43	12	46	
151	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		13	34	14	29	13	32	13	36	13	23	13	45	
152	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		15	13	16	7	15	13	15	15	15	28	15	30	
153	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul		15	13	16	7	16	19	16	22	16	34	16	36	
154	Vélez Sarsfield	Duarte Quirós	03-jul	8:29:45	16	52											

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

Cálculos

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
1																	
2	276	329	100	53	47	100	279	285	303	306	27	18	50	44	26	23	27
3	376	431	100	55	47	102	373	379	402	401	28	23	58	52	29	30	28
4	376	431	100	55	47	102	402	402	426	432	30	24	29	29	5	0	29
5	376	431	100	55	45	100	387	393	399	402	15	6	44	38	32	29	15
6	476	529	100	53	45	98	480	483	490	493	13	7	49	46	39	36	13
7	476	529	100	53	47	100	521	531	543	547	26	12	8	0	0	0	8
8	576	630	99	54	45	99											
9	675	730	101	55	46	101											
10	776	828	100	52	46	98	780	786	810	813	33	24	48	42	18	15	33
11	776	828	100	52	48	100	0	0	0	0			828	828	828	828	
12	876	930	100	54	48	102	877	880	897	907	30	17	53	50	33	23	30
13	876	930	100	54	46	100	897	897	907	908	11	10	33	33	23	22	11
14	976	1030	99	54	46	100	983	988	996	999	16	8	47	42	34	31	16
15	976	1030	99	54	46	100	996	1005	1016	1021	25	11	34	25	14	9	25
16	976	1030	99	54	45	99	1016	1016	1030	1033	17	14	14	14	0	0	14

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
17	1075	1128	99	53	46	99											
18	1174	1230	99	56	46	102	1181	1184	1195	1209	28	11	49	46	35	21	28
19	1174	1230	101	56	46	102	1195	1195	1200	1203	8	5	35	35	30	27	8
20	1174	1230	101	56	46	102	1216	1219	1235	1238	22	16	14	11	0	0	14
21	1174	1230	101	56	45	101	1273	1275	1293	1297	24	18	0	0	0	0	0
22	1275	1333	100	58	42	100	1273	1275	1293	1297	24	18	60	58	40	36	24
22	1275	1333	100	58	42	100	1318	1320	1333	1337	19	13	15	13	0	0	15
23	1375	1430	101	55	46	101											
24	1476	1530	100	54	46	100	1514	1516	1530	1533	19	14	16	14	0	0	16
25	1476	1530	100	54	46	100	1530	1530	1539	1541	11	9	0	0	0	0	0
26	1576	1630	100	54	46	100	1615	1617	1629	1632	17	12	15	13	1	0	15
27	1576	1630	100	54	46	100	1615	1618	1631	1635	20	13	15	12	0	0	15
28	1676	1731	100	55	45	100	1680	1682	1696	1698	18	14	51	49	35	33	18
29	1776	1826	100	50	50	100											
30	1876	1930	100	54	50	104	1885	1889	1911	1914	29	22	45	41	19	16	29
31	1876	1930	100	54	46	100	1911	1913	1917	1919	8	4	19	17	13	11	8
32	1976	2030	100	54	46	100	1990	1992	2025	2028	38	33	40	38	5	2	38



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
33	1976	2030	100	54	46	100	2025	2032	2038	2041	16	6	5	0	0	0	5
34	1976	2030	100	54	46	100	2038	2044	2050	2053	15	6	0	0	0	0	0
35	2076	2130	100	54	46	100	2086	2089	2106	2108	22	17	44	41	24	22	22
36	2076	2130	100	54	46	100	2089	2116	2125	2127	38	9	41	14	5	3	38
37	2176	2230	100	54	46	100	2176	2179	2187	2191	15	8	54	51	43	39	15
38	2276	2330	100	54	46	100	2276	2278	2293	2295	19	15	54	52	37	35	19
39	2276	2330	100	54	46	100	2340	2344	2347	2348	8	3	0	0	0	0	0
40	2376	0															
41	2428	2483	85	55	30	85											
42	2513	2568	85	55	30	85	2558	2562	2577	2579	21	15	10	6	0	0	10
43	2598	2653	85	55	30	85							2653	2653	2653	2653	
44	2683	2738	85	55	30	85							2738	2738	2738	2738	
45	2768	2823	85	55	30	85							2823	2823	2823	2823	
46	2853	2908	85	55	30	85							2908	2908	2908	2908	
47	2938	2993	85	55	30	85	2989	2993	3020	3022	33	27	4	0	0	0	4
48	3023	3078	85	55	30	85							3078	3078	3078	3078	
49	3108	3163	85	55	30	85	3132	3134	3229	3233	101	95	31	29	0	0	31
50	3193	3248	85	55	30	85							3248	3248	3248	3248	
51	3278	3333	85	55	30	85							3333	3333	3333	3333	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
52	3363	3418	85	55	30	85							3418	3418	3418	3418	
53	3448	3503	85	55	30	85							3503	3503	3503	3503	
54	3533	3588	85	55	30	85							3588	3588	3588	3588	
55	3618	3673	85	55	30	85	3640	3645	3667	3670	30	22	33	28	6	3	30
56	3703	3757	85	54	31	85	3730	3733	3810	3814	84	77	27	24	0	0	27
57	3788	3843	85	55	30	85	3788	3788	3810	3814	26	22	55	55	33	29	26
58	3873	3928	85	55	30	85							3928	3928	3928	3928	
59	3958	4013	85	55	30	85							4013	4013	4013	4013	
60	4043	4098	85	55	30	85							4098	4098	4098	4098	
61	4128	4183	85	55	30	85							4183	4183	4183	4183	
62	4213	4267	85	54	31	85	4240	4244	4279	4283	43	35	27	23	0	0	27
63	4298	4353	85	55	30	85							4353	4353	4353	4353	
64	4383	4438	85	55	30	85							4438	4438	4438	4438	
65	4468	4522	- 4468	54	- 4522	- 4468							4522	4522	4522	4522	
66																	
67	542	600	91	58	33	91	574	576	598	602	28	22	26	24	2	0	26
68	633	671	83	38	45	83	650	652	671	675	25	19	21	19	0	0	21
69	633	671	83	38	45	83	689	695	701	704	15	6					0

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
70	716	757	84	41	43	84							757	757	757	757	
71	800	839	84	39	45	84	810	813	820	824	14	7	29	26	19	15	14
72	884	926	85	42	43	85	908	911	918	922	14	7	18	15	8	4	14
	969	1013	-969	44	-	-969	0	0	0	0			1013	1013	1013	1013	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0							
	0	0	72	0	72	72	0	0	0	0							
73	72	110	83	38	-110	-72	89	91	110	112	23	19	21	19	0	0	21
74	0	0	83	0	155	155	0	0	0	0							
75	155	194	83	39	44	83	0	0	0	0			194	194	194	194	
76	238	278	83	40	43	83	251	253	259	261	10	6	27	25	19	17	10
77	321	365	85	44	41	85	349	350	356	359	10	6	16	15	9	6	10
78	406	448	87	42	45	87							448	448	448	448	
79	493	538	84	45	39	84							538	538	538	538	
80	577	0	-577	-577	0	-577											
	0	0	1386	0	1386	1386											
81	1386	1427	82	41	41	82	1389	1397	1408	1410	21	11	38	30	19	17	21
82	1386	1427	82	41	41	82	1408	1408	1483	1489	81	75	19	19	0	0	19
83	1468	1511	82	43	39	82	1491	1495	1543	1549	58	48	20	16	0	0	20
84	1472	1511	82	43	39	82	1495	1506	1554	1560	65	48	16	5	0	0	16

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
85	1468	1511	82	43	39	82	1554	1560	1607	1612	58	47	0	0	0	0	0
86	1550	1594	90	44	46	90	1565	1568	1571	1574	9	3	29	26	23	20	9
87	1550	1594	90	44	46	90	1624	1626	1656	1657	33	30	0	0	0	0	0
88	1640	1684	84	44	40	84	1665	1667	1715	1718	53	48	19	17	0	0	19
89	1724	1767	84	43	41	84	1759	1761	1768	1771	12	7	8	6	0	0	8
90	1808	1853	88	45	43	88							1853	1853	1853	1853	
91	1896	2080	-956	184	-	-956							2080	2080	2080	2080	
92	940	991	101	51	50	101	940	942	1006	1009	69	64	51	49	0	0	51
93	1041	1094	100	53	47	100	1051	1055	1074	1076	25	19	43	39	20	18	25
94	1041	1094	100	53	47	100	1051	1055	1080	1082	31	25	43	39	14	12	31
95	1041	1094	100	53	47	100	1085	1087	1098	1102	17	11	9	7	0	0	9
96	1141	1194	99	53	46	99							1194	1194	1194	1194	
97	1240	1295	99	55	44	99	1243	1245	1283	1287	44	38	52	50	12	8	44
98	1240	1295	99	55	44	99	1258	1252	1275	1278	20	23	37	43	20	17	20
99	1339	1383	101	44	57	101	1386	1388	1393	1395	9	5	0	0	0	0	0
100	1440	0	-	-	24	-											
			1416	1440		1416											
101	24	76	98	52	46	98	28	32	59	61	33	27	48	44	17	15	33
102	122	183	101	61	40	101	147	149	179	182	35	30	36	34	4	1	35

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
103	223	277	99	54	45	99	240	242	253	255	15	11	37	35	24	22	15
104	223	277	99	54	45	99	246	248	264	268	22	16	31	29	13	9	22
105	223	277	99	54	45	99	261	263	287	290	29	24	16	14	0	0	16
106	322	380	101	58	43	101	323	326	351	355	32	25	57	54	29	25	32
107	322	380	101	58	43	101	326	330	390	394	68	60	54	50	0	0	54
108	322	380	101	58	43	101	330	334	423	423	93	89	50	46	0	0	50
109	322	380	101	58	43	101	366	369	398	400	34	29	14	11	0	0	14
	423	477	100	54	46	100	423	423	454	457	34	31	54	54	23	20	34
110	423	477	100	54	46	100	430	436	469	471	41	33	47	41	8	6	41
111	523	0															
112	83	126	90	43	47	90	88	90	112	114	26	22	38	36	14	12	26
113	83	126	90	43	47	90	90	92	115	119	29	23	36	34	11	7	29
114	173	0	96	-173	269	96											
115	269	330	106	61	45	106	281	284	303	307	26	19	49	46	27	23	26
116	375	431	100	56	44	100	375	377	400	403	28	23	56	54	31	28	28
117	375	431	100	56	44	100	389	392	398	401	12	6	42	39	33	30	12
118	475	531	102	56	46	102	480	482	489	494	14	7	51	49	42	37	14
119	475	531	102	56	46	102	520	530	544	546	26	14	11	1	0	0	11
120	577	627	97	50	47	97							627	627	627	627	
121	674	726	102	52	50	102							726	726	726	726	

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
122	776	829	100	53	47	100	781	784	801	809	28	17	48	45	28	20	28
123	876	930	99	54	45	99	876	878	895	897	21	17	54	52	35	33	21
124	876	930	99	54	45	99	889	892	905	909	20	13	41	38	25	21	20
125	975	1029	100	54	46	100	987	989	996	999	12	7	42	40	33	30	12
126	975	1029	100	54	46	100	999	1003	1014	1018	19	11	30	26	15	11	19
127	975	1029	100	54	46	100	1011	1014	1029	1031	20	15	18	15	0	0	18
128	1075	1129	97	54	43	97	1130	1134	1172	1174	44	38	0	0	0	0	0
129	1172	1229	103	57	46	103	1179	1184	1193	1203	24	9	50	45	36	26	24
130	1172	1229	103	57	46	103	1186	1190	1199	1204	18	9	43	39	30	25	18
131	1172	1229	103	57	46	103	1215	1216	1234	1236	21	18	14	13	0	0	14
132	1172	1229	103	57	46	103	1270	1273	1275	1275	5	2	0	0	0	0	0
133	1275	1331	100	56	44	100	1275	1275	1292	1294	19	17	56	56	39	37	19
134	1275	1331	100	56	44	100	1320	1320	1333	1336	16	13	11	11	0	0	11
135	1375	0	- 1363	- 1375	12	- 1363							0	0	0	0	
136	12	64	102	52	50	102											
137	114	165	100	51	49	100	152	155	168	170	18	13	13	10	0	0	13
138	114	165	100	51	49	100	155	158	176	178	23	18	10	7	0	0	10
139	214	266	98	52	46	98	252	255	268	272	20	13	14	11	0	0	14
140	214	266	98	52	46	98	252	256	265	268	16	9	14	10	1	0	14

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

N° Datos	Inicio Verde	Inicio Rojo	Ciclo	Verde	Rojo	Verificación Ciclo	Inicio Parada	Tiempo de Arribo	Tiempo de Partida	En Flujo	Tiempo Servicio Total	Tiempo de Parada	Dif Rojo e Inicio Parada cuando llega en Verde	Dif Rojo y Tiempo de Arribo	Desde tiempo de partida hasta rojo	Desde En Flujo hasta rojo	Utilización en Verde Total
	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	Seg	tv
141	312	365	100	53	47	100	317	320	335	337	20	15	48	45	30	28	20
142	412	462	102	50	52	102											
143	514	566	99	52	47	99	524	526	549	553	29	23	42	40	17	13	29
144	514	566	99	52	47	99	548	550	555	557	9	5	18	16	11	9	9
145	613	670	101	57	44	101	625	629	662	665	40	33	45	41	8	5	40
146	613	670	101	57	44	101	646	650	674	678	32	24	24	20	0	0	24
147	613	670	101	57	44	101	651	656	688	691	40	32	19	14	0	0	19
148	714	766	100	52	48	100	725	727	743	745	20	16	41	39	23	21	20
149	714	766	100	52	48	100	729	734	746	748	19	12	37	32	20	18	19
150	714	766	100	52	48	100	751	753	763	766	15	10	15	13	3	0	15
151	814	869	99	55	44	99	812	816	823	825	13	7	57	53	46	44	13
152	913	967	99	54	45	99	913	915	928	930	17	13	54	52	39	37	17
153	913	967	99	54	45	99	979	982	994	996	17	12					0
154	1012	0	- 1012	- 1012	0	- 1012											
											26,87	20,33					19,02

# ANEXO II

Netsim: Datos, Calibración y  
Resultados de la Simulación



## Simulación: Datos de Entrada

Tabla Nº 1: Tarjetas de datos generales de la simulación.

Tarjeta	Título	Descripción	Obligatorio	Opcional
00	Título de la corrida	Título		x
01	Identificación de la corrida		x	
		Nombre de usuario		
		Fecha		
		Nombre de la corrida		
		Nombre de la agencia		
	Número de corrida			
02	Información básica de control		x	
		Naturaleza		
		Minutos previos a la simulación		
		Semilla de número aleatorio para generación de intervalo entre vehículos		
		Si se usarán tablas de consumo de combustible y emisiones		
		Tipo de distribución a ser usada		
		Parámetro de la forma de la distribución Erlang		
		Circulación a la derecha o a la izquierda		
		Especificación del modelo Netsim o Freesim		
		Hora al inicio de la simulación en forma militar (1630)		
		Semilla de número aleatorio para itinerarios y característica del conductor vehículos		
		Semilla de número aleatorio para gen. de respuestas a distintas situaciones del tránsito		
03	Tiempo de la corrida		x	
		Periodos utilizados en función de los cambios de datos a través del tiempo		

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

Tarjeta	Título	Descripción	Obligatorio	Opcional
04	Intervalo de tiempo		x	
		Duración del intervalo		
05	Reporte		x	
		Cantidad de intervalos entre reportes		
		Tiempo de inicio de cada reporte		
		Duración de cada reporte		
		Tiempo entre cada conjunto intermedio de informes para cada reporte		
170	Delimitación de la subred	Código indicando la próxima sección	x	
210	Delimitación del periodo		x	
		Código indicando tipo de terminación		
		Código indicando tipo de la próxima subred		
		Código indicando opción de salida		

**Tabla Nº 2:** Datos de ingreso de la geometría.

Tarjeta	Título	Descripción	Obligatorio	Opcional
10	Nombre de los arcos			x
		Nombre de los nodos anterior, posterior y del arco		
11	Descripción de los arcos		x	
		Nombres de los nodos anterior y posterior del arco		
		Longitud del arco		
		Longitud de las bahías de giro exclusivos a derecha y/o izquierda		
		Cantidad de carriles		
		Pendiente		
		Canalización		
14	Alineamientos del carril			x
		Nombre de los nodos anterior, posterior del arco		
		Nodo que recibe		
		Número de carril del arco y número de carril hacia adelante con el cual se alinea		
80	Datos especiales de los arcos			x
		Nombre de los nodos anterior, posterior del arco		
		Ancho de cada carril		
		Distancia entre la línea de stop y el cordón de vereda más cercano		
		Distancia de visibilidad a la línea de parada		
		Ángulo medido entre el arco y el norte		
		Banquina		
		Mediana flag		
195	Coordenadas de los nodos			x
		Nombre del nodo		
		Coordenadas X e Y para cada nodo		

**Tabla Nº 3:** Datos de ingreso de tránsito

Tarjeta	Título	Descripción	Obligatorio	Opcional
11	Descripción de los arcos		x	
		Media del tiempo perdido en el arranque		
		Media del intervalo de descarga de la cola		
		Velocidad de flujo libre deseada		
	Peatones			
21	Movimientos de giro		x	x
		Nombre de los nodos anterior, posterior y del arco		
		Porcentaje o cantidad de vehículos que gira a la derecha		
		Porcentaje o cantidad de vehículos pasantes		
		Porcentaje o cantidad de vehículos que gira a la izquierda		
	Prohibición de algún movimiento			
23	Variaciones en los movimientos de giro dentro del periodo			x
		Nombre de los nodos anterior, posterior y del arco		
		Tiempo en el cual variará el movimiento		
		Movimiento que varía		
24	Movimientos de giro especiales			x
		Nombre de los nodos anterior, posterior y del arco		
		Tipo de vehículo		
		Multiplicador en porcentaje del cambio en el giro		
50	Volúmenes		x	x
		Nombre de los nodos anterior, posterior para definir el arco		
		Tasa de flujo		
		Porcentaje de camiones		
		Porcentaje de vehículos en cada carril		

**Tabla 3 .:** Datos de ingreso de tránsito (Cont.)

Tarjeta	Título	Descripción	Obligatorio	Opcional
51	Fuentes/sumideros de tránsito			x
		Numeración del centroide		
		Nombre de los nodos anterior y posterior a la ubicación del centroide		
		tasa de flujo de los centroides para distintos tiempos		
		Tiempo en que comienza la actividad del centroide		
52	Factor de carga			x
		Factor de carga por 100 para cada tipo de vehículo		
53	Variaciones de volumen en los arcos dentro del periodo de tiempo			x
		Nombre de los nodos anterior y posterior del arco		
		Volumen o cantidad de vehículos		
		Tiempo desde el inicio de la simulación para aplicar el volumen		
56	Actividad de estacionamiento			x
		Nombre de los nodos anterior y posterior del arco		
		Distancia desde el nodo posterior al estacionamiento		
		Longitud de la zona de estacionamiento.		
		Duración media del estacionamiento		
		Cantidad esperada de maniobras de estacionamiento en la hora		
58	Especificaciones sobre el tipo de vehículo			x
		Tipo de vehículo		
		Longitud de paragolpes a paragolpes		
		Factor multiplicador del intervalo de descarga de la cola para el tipo de vehículo		
		Porcentaje de composición de la flota del vehículo		
		Ocupación media del vehículo		

Tabla N° 3: Datos de ingreso de tránsito (Cont.)

Tarjeta	Título	Descripción	Obligatorio	Opcional
144	Respuesta al amarillo			x
		Aceleración aceptable para cada tipo de conductor		
146	Demora de peatones			x
		Código definiendo interacción débil o fuerte		
		Demora para cada uno de los números aleatorios de la distribución		
		Duración de la interacción fuerte		
147	Porcentaje de Velocidad de flujo libre			x
		Porcentaje de ajuste de la velocidad de flujo libre para cada tipo de conductor		
149	Distribuciones para intervalo de descarga de la cola y tiempo perdido en el arranque			x
		Código de la distribución		
		Multiplicador para cada tipo de conductor		
150	Distribución del tiempo de permanencia en la parada			x
		Tipo de parada		
		Multiplicador para cada tipo de parada		
185	Parada de ómnibus			x
		Número de parada		
		Identificación de si es protegida o no		
		Nombre de los nodos anterior y posterior a la ubicación de la parada		
		Distancia hasta el nodo posterior		
		Capacidad		
		Tipo de parada		

Tabla N° 3: Datos de ingreso de tránsito (Cont.)

Tarjeta	Título	Descripción	Obligatorio	Opcional
186	Media de los tiempos de permanencia en las paradas			x
		Número de parada		
		Tiempo promedio de permanencia en la parada		
		Porcentaje de ómnibus que no paran por cuestiones de demanda		
187	Recorridos ómnibus			x
		Numero de recorrido		
		Descripción de nodos que comprenden el recorrido		
188	Paradas de ómnibus para cada recorrido			x
		Número de recorrido		
		Paradas de ómnibus utilizadas por ese recorrido		
189	Intervalo entre ómnibus			x
		Número de recorrido		
		Intervalo medio		
		Desfase del recorrido de ómnibus		

**Tabla N° 4:** Distribución de la demora vehicular ante una interacción peatonal débil usada por defecto

Número aleatorio	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Demora vehicular (segundos)	0	0	0	0	0	0	0	1	2	6

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009.

**Tabla N° 5:** Distribución de la demora vehicular ante una interacción peatonal fuerte usada por defecto

Número aleatorio	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Demora vehicular (segundos)	0	0	0	1	2	3	4	5	8	15

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009.

Tabla N° 6: Distribución de los porcentajes de velocidad de flujo libre

Tipo de conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Porcentaje	75	81	91	94	97	100	107	111	117	127

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009.

Tabla N° 7: Distribuciones del multiplicador para el tiempo perdido en el arranque

Tipo de conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distribución Código 1	218	140	125	118	102	86	78	63	47	23
Distribución Código 2	258	190	143	114	95	76	57	38	29	0

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009.

Tabla N° 8: Distribuciones del multiplicador para el intervalo de descarga de la cola

Tipo de conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distribución Código 1	170	120	120	110	100	100	90	70	70	50
Distribución Código 2	180	140	120	110	100	90	80	70	60	50

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009

Tabla N° 9: Distribución multiplicadora del tiempo de permanencia en las paradas

Tipo de Parada	Número aleatorio									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	40	60	70	80	90	100	120	130	140	170
2	24	48	59	75	85	94	111	126	155	223
3	30	47	65	77	90	103	116	137	157	178
4	0	29	59	75	92	108	125	148	170	194
5	0	18	36	70	104	125	144	156	167	180
6	0	0	0	48	96	120	144	171	198	223

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009



**Tabla Nº 10:** Distribución de deceleración aceptable por defecto

Tipo de Conductor	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Deceleración aceptable (f/s <sup>2</sup> )	21	18	15	12	9	7	6	5	4	4

Fuente: Manual de Referencia o Consulta CORSIM 2009

**Tabla Nº 11:** Datos de la señalización

Tarjeta	Título	Descripción	Obligatorio	Opcional
35	Sign or Pre-timed Signal Control Timing			x
		Número del nodo de la intersección		
		Desfase		
		Número de los nodos anteriores a la intersección para cada acceso		
	Duración de la señal para cada intervalo			
36	Códigos de definición del tipo de señal	Número del nodo de la intersección		x
		Código de la señal para cada acceso y en cada intervalo		

## Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

Marca	Modelo	Longitud		Alto rendimiento	Bajo rendimiento
		mm	Pies		
Peugeot	408	4690	14	<b>0,28</b>	<b>0,72</b>
Peugeot	207 berlingo	3872	12		
Peugeot	Partner	4137	12		
Peugeot	307		0		
Peugeot	207 sedan	4235	13		
Chevrolet	corsa3 p	3759	11		
Chevrolet	corsa 4 p	4170	13		
Chevrolet	Corsa 5 p	3822	11		
Chevrolet	Corsa clasic 4 p	4056	12		
Chevrolet	Clasic wagon	4056	12		
Chevrolet	agile	3996	12		
Chevrolet	Astra 4 p	4342	13		
Chevrolet	Astra 5 p	4199	13		
Chevrolet	Aveo	4310	13		
Chevrolet	spark	3495	10		
Chevrolet	vectra	4587	14		
Chevrolet	vectra GT	4249	13		
Chevrolet	Meriva	4042	12		
Chevrolet	Zafira	4317	13		
Chevrolet	Blazer	4709	14		
Chevrolet	Captiva	4635	14		
Chevrolet	Pick up	4888	15		
Citroen	C3	3850	12		
Citroen	C4	4770	14		
Citroen	C5	4743	14		

## Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

---

Marca	Modelo	Longitud	
		mm	Pies
Citroen	Berlingo	4110	12
Citroen	C3 XTR	3850	12
Citroen	Xsara/ Picasso	4276	13
Fiat	uno	3693	11
Fiat	Punto	4030	12
Fiat	Palio	3827	11
Fiat	Stylo	4253	13
Fiat	Idea	3931	12
Fiat	Siena	4135	12
Fiat	Línea	4551	14
Fiat	Adventure	4305	13
Fiat	Strada	4409	13
Fiat	Strada Adventure Locked	4457	13
Fiat	Palio Weekend	4237	13
Fiat	fiorino	4184	13
Ford	Eco Sport	4240	13
Ford	Focus	4337	13
Ford	Eco Ranger	5143	15
Ford	F 100 simple	3068	9
Ford	F 100 simple	3480	10
Ford	F 100- doble cabina	3968	12
Ford	Mondeo	4844	15
Ford	Kuga	4443	13
Ford	S-max	4768	14

## Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

---

Marca	Modelo	Longitud	
		mm	Pies
Ford	focus exe	4481	13
Ford	Fiesta One	3908	12
Ford	Fiesta Max One	4205	13
Mitshubishi	l200	5008	15
Mitshubishi	montero	4820	14
Mitshubishi	Nativa	4620	14
Mitshubishi	Outlander	4545	14
Mitshubishi	Grandis	4765	14
Mitshubishi	Lancer	4535	14
Volkswagen	Fox	3804	11
Volkswagen	Beetle	4092	12
Volkswagen	Bora	4376	13
Volkswagen	Crossfox	4082	12
Volkswagen	Fox	3899	12
Volkswagen	Golf	4204	13
Volkswagen	Gol	3899	12
Volkswagen	Passat	4765	14
Volkswagen	Saveiro	4184	13
Volkswagen	Suram	4180	13
Volkswagen	Vento	4554	14
Volkswagen	Voyage	4230	13
Jeep	Cherokee	4493	13
Jeep	Gran Cherokee	4750	14
Jeep	Compass	4405	13
Jeep	wrangler	4223	13

## Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

---

Marca	Modelo	Longitud	
		mm	Pies
Jeep	Twizy	2.337	7
Renault	Twingo	3.607	11
Renault	Wind	3.828	11
Renault	Clio	4.027	12
Renault	Grand Modus	4.034	12
Renault	Clio Grand Tour	4.228	13
Renault	Mégane	4.295	13
Renault	Mégane Coupé	4.299	13
Renault	Scénic	4.366	13
Renault	Mégane Coupé Cabrio	4.485	13
Renault	Koleos	4.520	14
Renault	Mégane Sport Tourer	4.559	14
Renault	Grand Scénic	4.573	14
Renault	Fluence	4.618	14
Renault	Laguna	4.695	14
Renault	Latitude	4.888	15

**Simulación: Resultados****Tabla N° 13:** Resultados modelo simulación con datos por defecto y calibrado

Corrida	Demora en cola		flujo
	Por defecto	Calibrado	
		9.304	615
1	8.689	10.573	590
2	9.643	12.829	648
3	10.037	10.295	535
4	9.168	10.936	544
5	8.649	11.500	606
6	10.715	12.557	527
7	9.461	9.953	556
8	8.860	10.490	565
9	10.392	9.894	544
10	9.158	12.432	556
11	9.282	10.171	565
12	9.098	11.323	577
13	9.948	11.843	560
14	9.331	11.074	627
15	9.355	12.185	623
16	9.287	13.383	581
17	7.836	12.078	627
18	9.360	11.452	594
19	11.972	11.136	602
20	11.312	11.508	560
21	7.533	11.317	552
22	10.432	10.099	602
23	9.599	13.786	594
24	9.507	10.672	582
25	10.109	13.294	594
26	10.290	10.705	615
27	9.204	10.648	620
28	9.744	11.131	611
29	10.258	11.240	532
30	9.766	9.562	607
31	11.119	10.471	590
32	10.633	12.996	623
33	10.453	11.203	515
34	8.688	13.149	582
35	10.291	10.659	557
36	9.305	11.919	578
37	10	10.298	624
38	10.597	11.300	578
39	9.340	10.757	632

## Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

Corrida	Demora en cola		Flujo
	Por defecto	Calibrado	
40	8.821	9.520	557
41	11.074	11.452	624
42	10.187	12.928	578
43	9.090	12.953	632
44	9.913	8.946	544
45	10.085	9.535	586
46	9.347	11.156	561
47	8.347	10.531	594
48	10.526	9.288	599
49	9.262	10.399	611
50	8.878	11.127	603
51	9.523	11.203	607
52	10.390	10.526	553
53	10.272	9.004	565
54	9.189	11.479	523
55	9.695	10.355	615
56	10.945	12.135	573
57	9.993	10.561	607
58	7.846	12.547	578
59	9.741	11.213	615
60	9.881	11.336	606
61	9.308	13.240	544
62	10.224	12.226	632
63	9.082	11.572	586
64	10.761	10.730	632
65	11.105	10.789	569
66	10.122	9.946	624
67	9.094	10.117	590
68	8.748	11.616	586
69	10.344	11.856	599
70	8.315	10.737	578
71	10.204	11.741	548
72	10.315	11.963	590
73	10.810	11.962	586
74	9.731	9.838	569
75	10.390	9.826	540
76	9.166	11.841	569
77	9.297	11.106	624
78	10.132	12.910	611
79	10.974	11.705	611
80	8.152	12.700	615
81	9.144	10.243	594
82	9.428	12.215	561
83	10.381	10.605	535

Corrida	Demora en cola		Flujo
	Por defecto	Calibrado	
84	10.686	11.916	615
85	7.746	10.425	532
86	10.270	11.667	594
87	9.456	12.706	636
88	11.398	13.565	603
89	9.699	9.380	540
90	8.639	12.218	615
91	8.887	12.059	603
92	9.161	12.634	640
93	7.488	11.377	599
94	10.973	10.218	590
95	9.075	11.280	573
96	9.625	8.886	565
97	9.682	9.975	515
98	8.396	10.568	578
99	10.281	10.836	611
100	10.058	9.157	578
<b>Promedio</b>	<b>9.582</b>	<b>11.195</b>	<b>586</b>
<b>medido</b>	11.960	11.960	573
	80%	94%	102%
	20%	6%	-2%

**Tabla Nº 14:** Corridas simulación con aumento de tiempo de servicio a pasajeros con tránsito relevado.

dwell					
20	27	30	34	40	50
9,304	10,842	8,442	9,233	11,646	12,736
10,573	11,659	10,715	10,392	10,35	11,691
12,829	10,601	11,623	9,701	12,863	11,527
10,295	9,523	8,769	10,631	10,307	9,79
10,936	11,002	10,712	10,198	13,334	9,048
11,5	13,158	11,232	11,572	11,253	9,813
12,557	13,509	9,595	11,186	12,524	13,196
9,953	10,926	11,189	11,883	11,151	13,454
10,49	10,853	10,703	11,09	12,491	13,251
9,894	11,934	12,295	9,69	9,398	10,136
12,432	10,776	13,511	10,559	10,819	9,958
10,171	10,762	12,18	10,044	12,339	12,162
11,323	9,482	12,243	10,298	12,766	10,417
11,843	12,046	10,584	11,017	12,766	10,446
11,074	11,112	9,646	10,255	11,636	11,856
12,185	9,438	12,957	11,477	10,713	10,656
13,383	12,971	7,886	11,15	14,009	10,301
12,078	9,486	8,666	13,211	9,96	14,703
11,452	10,032	13,094	10,045	10,029	9,745
11,136	9,8	11,817	12,036	9,368	13,486



## Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

dwell					
20	27	30	34	40	50
11,508	11,772	8,141	11,49	10,614	11,39
11,317	13,294	12,451	12,031	11,174	9,082
10,099	9,546	11,309	13,796	9,62	12,749
13,786	11,917	11,091	9,48	11,54	10,163
10,672	12,415	12,426	9,873	11,808	10,35
13,294	11,432	10,461	10,436	10,316	11,47
10,705	10,669	12,772	12,903	13,032	11,356
10,648	11,544	9,547	9,858	11,511	12,539
11,131	9,431	10,209	10,712	11,386	10,879
11,24	9,504	11,839	11,674	12,055	11,016
9,562	11,15	11,406	12,24	10,51	11,051
10,471	12,878	10,061	11,089	9,981	11,841
12,996	10,261	10,895	9,67	11,043	10,047
11,203	11,693	11,792	8,956	12,197	12,81
13,149	11,207	12,716	8,088	10,816	10,732
10,659	11,207	11,095	11,488	11,021	11,826
11,919	11,377	14,026	10,483	9,844	9,64
10,298	13,709	13,205	11,815	11,53	10,134
11,3	13,866	10,661	10,934	10,55	10,276
10,757	11,327	9,795	12,222	10,363	10,805
9,52	11,888	11,561	12,864	10,148	11,439
11,452	12,447	11,412	13,277	9,525	10,184
12,928	11,819	10,578	11,62	9,813	12,017
12,953	10,595	12,159	10,659	10,197	11,756
8,946	11,317	9,74	11,997	11,797	9,363
9,535	11,754	12,431	10,532	11,77	12,138
11,156	8,354	10,938	9,836	12,903	11,796
10,531	13,549	9,989	10,281	8,215	9,586
9,288	10,211	11,691	12,865	9,729	12,059
10,399	13,468	10,547	12,554	13,033	10,835
11,127	11,973	10,795	12,28	10,976	11,334
11,203	12,298	10,959	11,062	11,191	12,638
10,526	12,348	10,647	10,38	10,822	10,84
9,004	11,214	10,344	11,99	10,637	10,365
11,479	10,03	9,877	10,491	9,598	10,38
10,355	10,054	11,729	10,433	11,301	9,446
12,135	9,84	11,643	12,221	10,941	11,9
10,561	12,322	13,112	10,19	12,494	11,429
12,547	11,856	8,583	11,481	13,874	10,763
11,213	10,615	9,749	12,618	10,78	10,996
11,336	12,228	12,592	11,748	12,346	12,546
13,24	12,483	11,384	9,709	11,34	11,513
12,226	12,685	11,468	11,724	10,499	12,565
11,572	11,267	10,76	11,661	10,133	10,312
10,73	13,599	10,665	10,368	11,53	10,699
10,789	11,785	11,048	10,97	10,208	9,518
9,946	8,851	9,515	11,904	10,193	11,719
10,117	10,992	11,003	11,057	10,761	10,849
11,616	13,252	11,078	10,545	11,302	12,647
11,856	10,116	11,789	9,472	10,455	14,095

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

dwell					
20	27	30	34	40	50
10,737	11,42	10,32	10,463	10,214	11,551
11,741	10,837	11,886	12,826	9,72	10,349
11,963	9,991	10,901	7,992	10,23	9,28
11,962	10,815	10,752	11,644	12,009	11,717
9,838	10,985	11,847	13,25	14,88	10,98
9,826	14,35	12,115	11,441	11,667	10,68
11,841	12,743	9,912	9,17	10,505	10,715
11,106	11,03	11,129	10,604	12,016	12,417
12,91	10,011	11,779	10,78	10,46	11,754
11,705	9,997	12,046	11,429	11,168	10,624
12,7	10,414	12,109	11,251	12,136	12,279
10,243	12,027	10,636	12,328	12,004	9,809
12,215	10,238	13,806	11,48	11,04	11,676
10,605	9,98	12,919	9,754	10,394	9,843
11,916	10,624	10,156	9,002	11,529	13,995
10,425	10,209	9,422	14,242	11,917	11,841
11,667	11,229	13,664	12,881	9,212	10,586
12,706	8,186	11,39	10,234	10,719	11,506
13,565	12,936	11,203	13,047	11,593	8,935
9,38	12,041	10,258	10,422	11,429	14,025
12,218	12,436	13,009	11,36	10,747	8,109
12,059	10,853	11,651	10,595	10,689	8,886
12,634	12,541	11,696	9,442	9,652	7,675
11,377	11,022	9,662	13,076	11,153	13,2
10,218	8,733	11,694	12,38	10,706	13,985
11,28	11,008	10,169	9,984	9,576	12,798
8,886	10,839	9,904	10,562	12,096	11,52
9,975	12,317	12,969	10,973	12,647	10,566
10,568	10,78	13,924	11,221	10,769	9,367
10,836	12,712	11,632	9	12,962	12,698
9,157					
<b>11,195</b>	<b>11,286</b>	<b>11,181</b>	<b>11,065</b>	<b>11,123</b>	<b>11,181</b>
20	27	30	34	40	50
10	13	15	17	20	25
<b>11,327</b>	<b>11,048</b>	<b>10,937</b>	<b>10,931</b>	<b>11,426</b>	<b>11,312</b>

**Tabla N° 14:** Corridos simulación con aumento de tiempo de servicio a pasajeros con doble de tránsito relevado

Dwell					
d20	d27	d30	d34	d40	d50
15,14	11,81	15,98	13,97	18,68	12,23
13,95	16,03	13,75	12,5	15,3	13,71
13,47	15,08	17,05	17,78	14,27	16,26
14,81	14,56	16,52	14,64	13,12	13,99
13,26	13,89	12,29	14,49	14,77	15,95
15,9	16,79	17,44	15,76	17,2	15,88
16,19	12,17	12,74	17,06	14,65	15,51
12,2	12,36	18,13	15,02	14,62	12,31
13,26	14,13	12,43	15,11	14,71	15,51
13,24	12,63	14,43	14,62	15,88	13,45
14,7	12,8	14,83	19,26	12,22	14,52
12,5	12,8	12,74	16,37	17,31	12,93
11,3	15,16	18,05	12	17,31	18,22
13,2	14,42	16,26	15,21	15,2	15,95
17,85	13,07	16,82	16,46	11,44	12,33
16,1	15,47	15,7	16,68	15,07	15,97
16,8	13,04	13,76	16,45	13,81	12,85
14,55	13,16	13,31	14,18	13,4	14,91
12,53	15,19	13,56	12,69	18,4	14,13
14,15	16,74	16,53	14,85	13,83	13,69
13,5	14,51	17,95	15,94	13,35	14,83
15,2	16,65	14,84	15,42	15,99	14,5
13,18	17,16	16,09	13,23	15,69	14,28
14,07	16,83	12,22	14,13	13,95	18,13
18,23	12,87	13,69	15,84	14	22,3
16,44	12,99	15,62	19,27	15,57	15,56
15,17	13,65	13,97	15,43	16,29	14,37
17,55	14,02	14,03	14,93	14,79	11,29
14,67	17,66	20,23	12,4	13,44	15,25
14,21	18,39	14,18	11,91	12,77	16,62
<b>14,58</b>	<b>14,53</b>	<b>15,17</b>	<b>15,12</b>	<b>14,9</b>	<b>14,91</b>

**Tabla Nº 15:** Volumen de tránsito simulado con variación de intervalo ente ómnibus y tiempo de servicio en parada de 20 seg

Corrida	Intervalo entre ómnibus								
	120	60	30	25	20	15	10	7	5
1	569.302	569.302	682.326	615.349	644.651	682.326	665.581	673.953	707.442
2	552.558	606.977	665.581	657.209	665.581	577.674	678.140	757.674	703.256
3	606.977	640.465	678.140	749.302	678.140	728.372	715.814	711.628	657.209
4	602.791	606.977	623.721	690.698	745.116	653.023	661.395	690.698	720.000
5	594.419	632.093	632.093	673.953	573.488	615.349	544.186	699.070	703.256
6	648.837	665.581	690.698	653.023	485.581	573.488	606.977	678.140	745.116
7	552.558	632.093	715.814	707.442	632.093	611.163	757.674	619.535	686.512
8	573.488	673.953	648.837	720.000	569.302	699.070	703.256	678.140	686.512
9	648.837	611.163	715.814	728.372	648.837	615.349	648.837	657.209	749.302
10	581.860	611.163	690.698	619.535	586.047	636.279	761.860	690.698	648.837
11	569.302	598.605	699.070	665.581	535.814	678.140	728.372	627.907	694.884
12	627.907	640.465	707.442	657.209	661.395	745.116	686.512	753.488	720.000
13	606.977	602.791	707.442	661.395	627.907	640.465	665.581	682.326	782.791
14	623.721	640.465	694.884	640.465	627.907	694.884	736.744	720.000	669.767
15	556.744	594.419	724.186	736.744	707.442	686.512	782.791	799.535	724.186
16	565.116	602.791	703.256	699.070	586.047	632.093	640.465	653.023	728.372
17	602.791	602.791	715.814	682.326	565.116	644.651	699.070	749.302	724.186

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

Corrida	Intervalo entre ómnibus								
	120	60	30	25	20	15	10	7	5
18	611.163	682.326	648.837	745.116	606.977	615.349	602.791	711.628	703.256
19	598.605	627.907	669.767	724.186	611.163	711.628	828.837	35.000	720.000
20	615.349	598.605	699.070	715.814	690.698	602.791	665.581	724.186	711.628
21	598.605	615.349	699.070	703.256	519.070	640.465	707.442	648.837	753.488
22	615.349	673.953	678.140	648.837	594.419	686.512	736.744	686.512	648.837
23	594.419	611.163	686.512	720.000	640.465	615.349	791.163	711.628	648.837
24	615.349	627.907	632.093	703.256	673.953	531.628	833.023	703.256	703.256
25	590.233	627.907	707.442	653.023	544.186	489.767	548.372	745.116	661.395
26	586.047	594.419	673.953	669.767	569.302	686.512	648.837	761.860	627.907
27	611.163	598.605	669.767	678.140	640.465	703.256	673.953	694.884	686.512
28	627.907	657.209	678.140	581.860	632.093	619.535	640.465	678.140	715.814
29	619.535	627.907	644.651	795.349	682.326	665.581	657.209	753.488	761.860
30	602.791	648.837	678.140	636.279	632.093	724.186	619.535	807.907	707.442
32	599.023	624.140	682.047	685.581	619.256	646.884	687.907	683.492	698.173
Flujo	<b>599</b>	<b>624</b>	<b>682</b>	<b>686</b>	<b>619</b>	<b>647</b>	<b>688</b>	<b>683</b>	<b>698</b>
% O	<b>5%</b>	<b>10%</b>	<b>18%</b>	<b>33%</b>	<b>22%</b>	<b>21%</b>	<b>20%</b>	<b>19%</b>	<b>20%</b>

**Tabla Nº 16:** Ómnibus Simulados con variación de intervalo ente ómnibus y tiempo de servicio en parada de 20 seg

Corrida	Intervalo entre ómnibus					
	120	60	30	25	20	15
1	29	63	117	126	159	138
2	29	59	113	126	159	138
3	29	67	121	147	142	121
4	29	63	126	147	130	147
5	29	59	113	130	147	121
6	29	54	121	126	109	142
7	29	54	121	147	142	134
8	29	59	117	142	147	138
9	29	67	117	147	117	147
10	29	59	117	134	142	96
11	29	54	117	121	117	142
12	29	59	121	134	121	155
13	29	63	113	130	155	126
14	29	63	121	130	130	142
15	33	59	121	142	126	147
16	29	54	113	151	134	138
17	29	54	126	147	134	134
18	29	63	121	134	130	126

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

Corrida	Intervalo entre ómnibus					
	120	60	30	25	20	15
19	29	59	121	151	138	138
20	29	59	126	134	138	134
21	29	63	113	142	121	130
22	29	59	126	134	138	117
23	29	59	126	142	147	113
24	29	59	126	134	130	126
25	29	63	117	142	147	130
26	29	54	117	130	130	147
27	29	59	117	130	130	130
28	29	63	117	113	163	147
29	29	63	121	142	142	142
30	29	59	117	147	155	151
Promedio	<b>29</b>	<b>60</b>	<b>119</b>	<b>137</b>	<b>137</b>	<b>135</b>

Tabla Nº 17: Demora simulada con variación de intervalo ente ómnibus y tiempo de servicio en parada de 20 seg

Corrida	Intervalo entre ómnibus						
	240	120	60	30	25	20	15
1	9,30	11,74	10,66	17,09	45,30	67,18	69,71
2	10,57	11,74	12,87	17,47	25,63	60,40	81,22
3	12,83	10,60	11,54	13,90	37,11	70,64	73,20
4	10,30	11,14	11,60	18,42	24,51	69,72	72,31
5	10,94	10,79	10,93	19,23	29,21	69,07	72,29
6	11,50	10,88	13,56	22,60	42,70	87,28	73,99
7	12,56	9,29	11,19	19,19	26,26	69,78	79,00
8	9,95	12,17	11,80	14,92	25,67	77,90	67,36
9	10,49	12,88	11,60	21,04	53,72	75,79	78,02
10	9,89	10,99	16,04	23,99	29,30	62,92	80,66
11	12,43	11,14	14,96	18,15	25,21	84,08	69,88
12	10,17	12,82	11,25	15,40	37,00	74,63	62,44
13	11,32	10,75	12,95	16,64	55,46	70,28	68,66
14	11,84	13,45	12,00	17,17	52,83	76,13	59,58
15	11,07	11,55	11,01	19,47	33,26	68,36	66,27
16	12,19	10,09	13,94	19,98	23,68	75,09	76,70
17	13,38	11,51	10,85	17,57	37,27	83,46	75,77
18	12,08	11,61	12,36	15,93	20,89	75,87	73,81



Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforzadas

Corrida	Intervalo entre ómnibus						
	240	120	60	30	25	20	15
19	11,45	12,24	12,96	13,77	21,63	77,34	62,20
20	11,14	11,33	10,71	18,23	18,87	67,75	75,10
21	11,51	11,16	13,05	20,61	22,03	78,25	74,34
22	11,32	11,92	12,00	17,47	64,16	74,97	69,75
23	10,10	12,57	14,47	14,43	16,15	63,38	81,73
24	13,79	12,18	15,58	15,26	27,73	70,10	78,12
25	10,67	12,29	11,64	17,01	47,83	82,58	91,22
26	13,29	9,99	10,34	16,66	27,00	73,04	66,05
27	10,71	12,03	11,95	18,29	45,27	76,18	65,50
28	10,65	10,27	13,76	22,95	72,30	48,88	70,60
29	11,13	12,12	16,75	16,32	26,47	69,53	71,73
30	11,24	12,01	13,17	14,81	53,52	64,01	62,16
<b>Promedio</b>	<b>11,33</b>	<b>11,51</b>	<b>12,58</b>	<b>17,80</b>	<b>35,60</b>	<b>72,15</b>	<b>72,31</b>

**Tabla Nº 18:** Volumen de tránsito simulado con variación de intervalo ente ómnibus y tiempo de servicio en parada de 40 seg

Corrida	Intervalo entre ómnibus						
	240	120	60	30	25	20	15
1	627.907	632.093	632.093	669.767	414.419	602.791	544.186
2	594.419	569.302	606.977	498.140	606.977	552.558	632.093
3	548.372	644.651	611.163	581.860	699.070	284.651	552.558
4	602.791	552.558	598.605	615.349	502.326	531.628	540.000
5	556.744	615.349	615.349	577.674	594.419	473.023	661.395
6	556.744	560.930	632.093	485.581	464.651	686.512	644.651
7	573.488	602.791	586.047	581.860	401.860	644.651	686.512
8	573.488	627.907	598.605	477.209	456.279	636.279	690.698
9	594.419	527.442	611.163	623.721	397.674	686.512	657.209
10	611.163	627.907	598.605	393.488	611.163	514.884	569.302
11	552.558	615.349	615.349	544.186	535.814	657.209	665.581
12	552.558	606.977	632.093	473.023	627.907	552.558	606.977
13	527.442	569.302	598.605	535.814	594.419	602.791	556.744
14	548.372	619.535	632.093	502.326	493.953	548.372	606.977
15	594.419	569.302	619.535	590.233	766.047	581.860	598.605
16	590.233	590.233	648.837	636.279	523.256	586.047	556.744
17	611.163	573.488	623.721	594.419	13.000	544.186	665.581
18	615.349	598.605	694.884	594.419	13.000	598.605	686.512

## Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

Corrida	Intervalo entre ómnibus						
	240	120	60	30	25	20	15
19	627.907	569.302	552.558	556.744	498.140	594.419	514.884
20	627.907	598.605	594.419	506.512	565.116	602.791	544.186
21	573.488	544.186	699.070	498.140	586.047	640.465	544.186
22	552.558	552.558	657.209	452.093	606.977	594.419	669.767
23	606.977	565.116	657.209	502.326	560.930	699.070	690.698
24	606.977	611.163	586.047	552.558	544.186	673.953	665.581
25	560.930	602.791	661.395	519.070	481.395	699.070	640.465
26	581.860	552.558	636.279	535.814	644.651	414.419	606.977
27	548.372	586.047	673.953	594.419	661.395	426.977	657.209
28	552.558	552.558	636.279	443.721	632.093	527.442	682.326
29	552.558	640.465	602.791	422.791	661.395	485.581	586.047
30	598.605	615.349	648.837	606.977	665.581	502.326	389.302
Flujo	581	590	625	539	527	572	610
% O	3%	5%	10%	15%	16%	13%	12%

**Tabla Nº 19:** Ómnibus Simulados con variación de intervalo ente ómnibus y tiempo de servicio en parada de 40 seg

Corrida	Intervalo entre ómnibus						
	240	120	60	30	25	20	15
1	13	29	63	71	67	88	67
2	17	29	63	71	75	59	71
3	17	29	63	80	71	59	59
4	13	29	59	67	67	63	75
5	17	33	63	80	84	88	92
6	13	29	54	75	84	80	80
7	13	33	63	100	96	71	63
8	13	25	59	80	71	71	63
9	17	29	59	75	67	63	80
10	17	29	54	67	84	71	84
11	17	33	59	75	88	96	75
12	17	29	59	84	333	71	67
13	13	29	63	88	63	88	75
14	13	29	63	75	71	67	88
15	17	29	54	75	100	84	59
16	17	29	54	96	75	80	71
17	13	29	59	80	59	63	84
18	17	25	59	67	71	84	80

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

Corrida	Intervalo entre ómnibus						
	240	120	60	30	25	20	15
19	13	29	63	105	88	92	71
20	13	25	59	75	80	75	96
21	17	25	59	92	80	71	67
22	13	33	71	92	84	59	84
23	13	29	54	84	92	80	63
24	17	25	63	88	96	75	96
25	17	29	63	75	75	71	92
26	13	29	59	92	75	59	67
27	13	29	71	71	84	67	75
28	13	29	50	80	75	75	54
29	17	29	59	63	71	84	88
30	13	29	59	63	75	88	50
<b>Promedio</b>	<b>15</b>	<b>29</b>	<b>60</b>	<b>80</b>	<b>87</b>	<b>75</b>	<b>75</b>

**Tabla Nº 20:** Demora simulada con variación de intervalo ente ómnibus y tiempo de servicio en parada de 40 seg

Corridas	Intervalo entre ómnibus						
	240	120	60	30	25	20	15
1	11,70	11,35	13,97	76,92	112,59	81,99	88,24
2	12,56	12,18	15,38	92,72	82,65	91,99	80,60
3	9,84	14,44	11,18	84,38	76,99	141,93	84,69
4	11,97	12,43	13,02	103,68	100,35	102,02	88,24
5	10,28	13,27	16,84	85,52	85,02	101,91	72,69
6	11,70	11,04	13,95	87,67	104,20	69,91	76,02
7	11,08	10,82	13,08	78,26	107,66	86,24	74,16
8	11,72	11,60	15,19	92,31	102,36	86,93	75,93
9	11,18	13,71	16,72	90,49	112,17	77,25	81,05
10	10,91	11,69	20,03	107,81	85,71	99,84	82,98
11	12,52	13,79	18,85	93,28	86,16	73,66	71,76
12	10,78	11,80	12,01	98,90	79,52	96,89	72,16
13	10,56	11,57	16,17	87,16	88,98	78,11	91,61
14	9,21	11,87	17,13	86,33	104,42	95,71	79,24
15	9,93	10,41	14,26	89,80	66,77	83,22	95,73
16	10,44	10,12	13,03	82,13	94,55	83,71	85,30
17	13,42	11,72	12,62	79,76	85,92	95,32	81,10
18	9,90	12,44	16,04	92,37	96,30	87,86	71,60

Factores Locales para Cálculo de Demora en Intersecciones Semaforizadas

Corridas	Intervalo entre ómnibus						
	240	120	60	30	25	20	15
19	10,78	12,42	24,69	85,13	99,67	81,64	95,54
20	10,65	12,66	15,24	70,82	81,69	83,76	85,76
21	10,01	10,56	18,63	89,33	80,86	86,33	79,49
22	11,36	13,92	15,90	95,38	77,61	86,63	83,15
23	11,22	11,20	15,29	84,08	77,31	69,42	79,79
24	12,25	11,77	17,10	75,14	80,02	86,22	74,04
25	8,68	11,76	13,08	92,15	101,00	70,82	78,80
26	13,61	11,44	13,24	91,84	85,29	129,42	82,91
27	11,23	11,26	14,40	87,81	73,53	119,77	84,15
28	10,28	11,22	17,82	92,15	84,03	88,18	80,41
29	10,62	12,72	13,41	101,95	85,22	95,09	86,35
30	12,02	11,31	14,07	88,33	79,99	89,13	132,52
Promedio	<b>11,08</b>	<b>11,95</b>	<b>15,41</b>	<b>88,79</b>	<b>89,28</b>	<b>90,70</b>	<b>83,20</b>