

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA



**“ANÁLISIS DEL NIVEL DE SERVICIO DE LAS
INTERSECCIONES SEMAFORIZADAS CON MAYOR
AFLUENCIA DE LA AV. HOYOS RUBIO”**

TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Bach. Jhonatan Milton Llanos Rimarachín

ASESOR:

Ing. Alejandro Cubas Becerra

Cajamarca – Perú

2018

Dedico esta investigación a mis padres Avelino y Martha, a mis hermanos Kenny y José, a mis sobrinos Evan, Stefano y Annel, a mis abuelos Demetrio y Francisca †.

Agradecimientos

Me faltarían años de vida para agradecer a mis padres por enseñarme los valores fundamentales que hoy rigen mi existencia, a mi padre Avelino le debo la vocación hacia la ingeniería civil y la enseñanza de que todo se puede lograr con esfuerzo, dedicación y disciplina, a mi madre Martha, le agradezco el amor cotidiano brindado, la preocupación y bondad otorgada cada momento de mi vida; ambos son la motivación más grande que puedo tener para afrontar los desafíos del porvenir.

A mis hermanos por ser mi fuente de apoyo, cariño y confianza, a Kenny, por ser un pilar importante de guía y voluntad, por ser un ejemplo de nobleza y sencillez, a José Fernando por su bondad y carisma que alegran a toda la familia, por la ayuda brindada en cualquier circunstancia; todos los momentos compartidos a su lado los llevo grabados en mi mente y mi corazón.

A la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, a la Facultad de Ingeniería y a la Universidad Nacional de Cajamarca por todas las enseñanzas impartidas durante los años de mi formación profesional.

A mi asesor el Ing. Alejandro Cubas Becerra, por sus consejos, orientación y sus conocimientos compartidos para el desarrollo de la presente tesis.

Al M. en I. Héctor Albarino Pérez Loayza, jurado, por su colaboración, aportaciones, disposición e interés en esta investigación.

Al M. Cs. Ing. Sergio Manuel Huamán Sangay, jurado, por sus aclaraciones y acotaciones hacia este trabajo.

Al Ing. William Próspero Quiroz Gonzales, jurado, por sus comentarios y opiniones hacia esta tesis.

De manera muy especial doy las gracias a Zaira Vega Cuevas, por ser el aliciente impulsor de mis sentimientos más profundos, por su amor, comprensión y contribución categórica en todo momento.

Y finalmente a todos aquellos allegados míos, amigos y demás familiares, que de una u otra manera me apoyaron para que pueda cumplir esta meta, gracias por su valiosa colaboración.

Jhonatan.

© 2018. Jhonatan M. Llanos Rimarachín.

Se autoriza la reproducción total o parcial,
con fines académicos a través de cualquier
medio o procedimiento, incluyendo la cita
bibliográfica del documento.

CONTENIDO

CONTENIDO	v
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
RESUMEN	x
ABSTRACT	xi
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.4. ALCANCES O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.5. OBJETIVOS	3
2. MARCO TEÓRICO	4
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS.....	4
2.2. TEORÍA DE TRÁFICO VEHICULAR	5
2.2.1. Parámetros macroscópicos.....	6
2.2.2. Parámetros microscópicos	6
2.2.3. Conflictos del tráfico vehicular.....	7
2.2.4. Congestión vehicular.....	8
2.3. CLASIFICACIÓN DE VÍAS URBANAS.....	10
2.4. MODELACIÓN DEL TRÁFICO.....	11
2.4.1. Modelo fluido dinámico	11
2.5. INTERSECCIONES VIALES SEMAFORIZADAS	12
2.5.1. Tipos de semaforización	13
2.5.2. Características de las intersecciones semaforizadas.....	13
2.6. CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO	18
2.6.1. Flujo de tráfico.....	18
2.6.2. Condiciones prevalecientes	19
2.6.3. Capacidad en intersecciones semaforizadas	20
2.6.4. Nivel de servicio en intersecciones semaforizadas	20
2.7. METODOLOGÍA HCM 2000.....	22
2.7.1. ANÁLISIS OPERACIONAL	23
2.7.2. DATOS DE ENTRADA.....	24
2.7.3. AJUSTE DE LA DEMANDA	27
2.7.4. AJUSTE DE LA OFERTA	30

2.7.5. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD	34
2.7.6. MEDIDAS DE EFICIENCIA.....	35
3. MATERIALES Y MÉTODOS.....	42
3.1. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN	43
3.1.1. Intersección A	45
3.1.2. Intersección B	46
3.2. REGISTRO DEL TRÁFICO	47
3.3. RECOLECCIÓN DE DATOS.....	49
3.3.1. Condiciones geométricas de las intersecciones	49
3.3.2. Condiciones semafóricas de las intersecciones.....	54
3.3.3. Condiciones del tráfico de las intersecciones.....	56
3.4. PROCESAMIENTO DE DATOS HCM 2000.....	74
3.4.1. Aplicación de la metodología para la Intersección A.....	75
3.4.2. Aplicación de la metodología para la intersección B.....	85
4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	95
4.1. RESULTADOS DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO.....	95
4.2. RESULTADOS DE LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN.....	96
4.3. RESULTADOS DE LA CAPACIDAD	97
4.4. RESULTADOS DEL NIVEL DE SERVICIO.....	98
4.5. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	99
4.6. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN PARA LAS INTERSECCIONES.....	100
4.6.1. Intersección A	101
4.6.2. Intersección B	104
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	107
5.1. CONCLUSIONES.....	107
5.2. RECOMENDACIONES	108
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	110
ANEXOS	112
A. CONDICIONES GEOMÉTRICAS.....	112
B. CONDICIONES SEMAFÓRICAS	114
C. RESÚMENES DE AFOROS INTERSECCIÓN A	121
D. RESÚMENES DE AFOROS INTERSECCIÓN B	129
E. RELACIÓN DE PELOTÓN.....	135
F. PLANTILLA HCM POSIBLE SOLUCIÓN INTERSECCIÓN A.....	138
G. PLANTILLA HCM POSIBLE SOLUCIÓN INTERSECCIÓN B.....	142

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Variables fundamentales en intersecciones semaforizadas	17
Tabla 2. Niveles de servicio en intersecciones semaforizadas.....	21
Tabla 3. Relación entre el tipo de llegada y la relación de pelotón.....	26
Tabla 4. Grupo de carriles para el análisis de intersecciones semaforizadas	28
Tabla 5. Factores de ajuste del flujo de saturación	33
Tabla 6. Factor de ajuste por coordinación para el cálculo de la demora uniforme..	37
Tabla 7. Parámetros del ciclo semafórico de la intersección A.....	55
Tabla 8. Parámetros del ciclo semafórico de la intersección B.....	56
Tabla 9. Resumen del Aforo en vehículos mixtos de la intersección A	57
Tabla 10. Resumen del Aforo en vehículos mixtos de la intersección B.....	60
Tabla 11. Volumen de la hora de máxima demanda del Acceso 1 (Intersección A).	64
Tabla 12. Volumen de la hora de máxima demanda del Acceso 2 (Intersección A).	64
Tabla 13. Volumen de la hora de máxima demanda del Acceso 3 (Intersección A).	65
Tabla 14. Volumen de la hora de máxima demanda del Acceso 4 (Intersección A).	65
Tabla 15. Volumen de la hora de máxima demanda de los accesos 1, 2 y 3 de la Intersección B	67
Tabla 16. Cálculo de la relación de pelotón para el acceso 1 de la intersección A ..	71
Tabla 17. Resumen de porcentaje de vehículos pesados por acceso.....	72
Tabla 18. Módulo de ajuste de volumen de la intersección A.....	77
Tabla 19. Factor de ajuste de peatones para giros protegidos a la izquierda en la intersección A	78
Tabla 20. Factor de ajuste de peatones y bicicletas para giros protegidos a la derecha en la intersección A.....	79
Tabla 21. Módulo de ajuste de la tasa de flujo de saturación de la intersección A...	80
Tabla 22. Módulo de análisis de la capacidad de la intersección A.....	81
Tabla 23. Análisis de la demora uniforme y por cola inicial de la intersección A	83
Tabla 24. Módulo de análisis del nivel de servicio de la intersección A.....	84
Tabla 25. Módulo de ajuste de volumen de la intersección B.....	87
Tabla 26. Factor de ajuste de peatones para giros protegidos a la izquierda en la intersección B	88
Tabla 27. Factor de ajuste de peatones y bicicletas para giros protegidos a la derecha en la intersección B.....	89

Tabla 28. Módulo de ajuste de la tasa de flujo de saturación de la intersección B...	90
Tabla 29. Módulo de análisis de la capacidad de la intersección B.....	91
Tabla 30. Análisis de la demora uniforme y por cola inicial de la intersección B	93
Tabla 31. Módulo de análisis del nivel de servicio de la intersección B.....	94
Tabla 32. Capacidades y Grados de Saturación de las intersecciones estudiadas..	98
Tabla 33. Demoras y Nivel de Servicio de las intersecciones estudiadas	99
Tabla 34. Simulaciones de las posibles alternativas de solución para la problemática de la intersección A.....	101
Tabla 35. Resumen de la solución del nivel de servicio de la intersección A	102
Tabla 36. Simulaciones de las posibles alternativas de solución para la problemática de la intersección B.....	104
Tabla 37. Resumen de la solución del nivel de servicio de la intersección B	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. Intersecciones con mayor afluencia vehicular de la Av. Hoyos Rubio	3
Fig. 2. Parámetros microscópicos	7
Fig. 3. Clasificación de los Conflictos de Tráfico	8
Fig. 4. Comparación entre la demanda vehicular y la oferta vial en zona urbana	9
Fig. 5. Representación del Tráfico en el Espacio y Tiempo	11
Fig. 6. Intersección semaforizada de cuatro accesos	12
Fig. 7. Ejemplo del ciclo semafórico de dos fases	14
Fig. 8. Diagrama de longitud del ciclo, comportamiento real	14
Fig. 9 Relaciones entre variables de distribución temporal en semáforos	16
Fig. 10. Metodología de análisis operacional para intersecciones semaforizadas ...	23
Fig. 11. Ciclo semafórico	24
Fig. 12. Ubicación de las intersecciones sometidas a estudio.....	44
Fig. 13. Localización y ubicación de la intersección A.....	45
Fig. 14. Localización y ubicación de la intersección B.....	46
Fig. 15. Visuales de los accesos de la intersección A	47
Fig. 16. Visuales de los accesos de la intersección B	48
Fig. 17. Características geométricas de la intersección A	50
Fig. 18. Sección transversal típica del acceso 1 de la intersección A.....	50
Fig. 19. Sección transversal típica del acceso 2 de la intersección A.....	51

Fig. 20. Sección transversal típica del acceso 3 de la intersección A.....	51
Fig. 21. Sección transversal típica del acceso 4 de la intersección A.....	52
Fig. 22. Características geométricas de la intersección B	52
Fig. 23. Sección transversal típica del acceso 1 de la intersección B.....	53
Fig. 24. Sección transversal típica del acceso 2 de la intersección B.....	53
Fig. 25. Sección transversal típica del acceso 3 de la intersección B.....	54
Fig. 26. Diagrama de fases de los semáforos de la intersección A	54
Fig. 27. Diagrama de fases de los semáforos de la intersección B	55
Fig. 28. Variación de volúmenes totales cada 60 minutos de la intersección A.....	58
Fig. 29. Histograma de la variación del volumen del día de máxima demanda de la intersección A	59
Fig. 30. Variación de volúmenes totales cada 60 minutos de la intersección B.....	61
Fig. 31. Histograma de la variación del volumen del día de máxima demanda de la intersección B	62
Fig. 32. Composición vehicular en la hora pico de la intersección A	66
Fig. 33. Composición vehicular en la hora pico de la intersección B	68
Fig. 34. Resumen de las características preliminares de la hora pico de la intersección A	69
Fig. 35. Resumen de las características preliminares de la hora pico de la intersección B	70
Fig. 36. Diagrama de Flujo de la aplicación de la metodología HCM 2000	75
Fig. 37. Cuadro de Datos de entrada de la intersección A	76
Fig. 38. Cuadro de Datos de entrada de la intersección B	86
Fig. 39. Composición vehicular de las intersecciones estudiadas en la hora pico....	96
Fig. 40. Esquema resumen de la solución propuesta para la intersección A.....	103
Fig. 41. Esquema resumen de la solución propuesta para la intersección B.....	106

RESUMEN

Las intersecciones semaforizadas representan un punto clave en el tránsito urbano, pues condicionan el flujo vehicular, por ello la presente tesis tiene por objetivo proporcionar el análisis del nivel de servicio de las intersecciones semaforizadas de la avenida Hoyos Rubio con la avenida Vía de Evitamiento Norte y con el jirón Manuel Seoane. Para el desarrollo de la metodología se recabaron datos utilizando la herramienta de la videograbación del tránsito, la cual se efectuó para cada acceso de las intersecciones en estudio por el lapso de una semana, además de los levantamientos topográficos respectivos, obteniendo a partir de estos las condiciones geométricas, semaforicas y del tráfico, fundamentales para la aplicación de la metodología HCM 2000 con la cual se determinó el nivel de servicio en función de la demora promedio por vehículo mediante hojas de cálculo. La demora de la primera intersección es de 353.7 segundos y de la segunda es de 191.7 segundos lo que nos indica que ambas intersecciones tienen un nivel de servicio F, este nivel es considerado inaceptable y muestra problemas en el tráfico vehicular, por lo que es imperante plantear posibles alternativas de solución, con las mejoras propuestas se disminuyeron estas demoras a 43.5 segundos y 40.4 segundos respectivamente en cada intersección optimizando su serviciabilidad a un nivel de servicio D.

Palabras Clave: *Intersecciones Semaforizadas, Condiciones Geométricas, Condiciones Semaforicas, Condiciones del Tráfico, Nivel de Servicio.*

ABSTRACT

The intersections are traffic signals that represent a key point in urban traffic, as they condition the vehicular flow, so this thesis pretends to provide analysis of the level of service the semaforised intersections of Hoyos Rubio Avenue with The Northern Avenue of Evitamiento and The Manuel Seoane Street. For the development of the methodology, data was collected using the video recording tool, which was carried out for each access under study for a period of one week, in addition to the respective topographic surveys, obtaining from them the geometric conditions, semaphoric conditions and traffic conditions, that are fundamental for the application of the Highway Capacity Manual 2000 methodology, with which the service level was determined based on the average delay per vehicle through spreadsheets. The delay of the first intersection is 353.7 seconds and the second is 191.7 seconds which indicates that both intersections have a level of service F, this level is considered unacceptable and shows problems in vehicular traffic, so it is imperative to propose alternative solutions, and with the proposed improvements these delays were reduced to 43.5 seconds and 40.4 seconds respectively at each intersection, optimizing their serviceability at a service level D.

Key Words: Semaforised Intersections, Geometric Conditions, semaphoric Conditions, Traffic Conditions, Level of Service.

CAPÍTULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

El tráfico vehicular en la ciudad de Cajamarca se ha desarrollado de una manera desproporcionada, por lo que es imperante tomar medidas para evaluar el desempeño operacional de las calles, sobre todo en las intersecciones en donde las condiciones semafóricas y los movimientos conflictivos entre vehículos podrían generar percances como demoras excesivas o incomodidad durante la circulación.

Las intersecciones semaforizadas constituyen uno de los componentes más importante de un sistema vial, el procedimiento realizado para analizarlas comprende en primera instancia una recabación de datos de volúmenes de tráfico, características geométricas y detalles semafóricos, usando la herramienta de la videograbación; en segunda instancia se aplicó la metodología Highway Capacity Manual 2000 mediante la cual se determinó el nivel de servicio de las intersecciones seleccionadas.

La presente investigación consta de cinco capítulos, en el primero se muestra de manera breve la introducción de la investigación, el planteamiento del problema, la hipótesis, los alcances y los objetivos; en el segundo se presenta los conceptos fundamentales y las definiciones de los elementos básicos que componen la ingeniería de tráfico además de la metodología del HCM; en el tercero se emplea las herramientas y la metodología para el análisis de las intersecciones semaforizadas con mayor demanda de la Av. Hoyos rubio; en el cuarto capítulo se realiza un análisis pormenorizado de los resultados obtenidos; en el último capítulo se expresan las conclusiones más destacadas y se mencionan algunas recomendaciones.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Existe una conexión entre el uso del suelo urbano y el sistema de tránsito, es decir, cuando hay un cambio por la construcción de centros comerciales, por ejemplo, se incrementan los flujos de transporte público y privado; si ante estos cambios la infraestructura existente no está diseñada para soportar este aumento y no se planifica las medidas de contingencia, se inician los problemas de congestionamiento.

Cajamarca no ostenta de una red vial a la medida de las exigencias actuales de demanda vehicular, dificultad que en gran medida se padece porque, no se cuenta con un plan integral de tránsito, no se respeta la zonificación y los planes de expansión urbana, no se exigen estudios de impacto vial, las vías no se diseñaron para soportar volúmenes de tráfico elevados además del crecimiento permanente del parque automotor. A raíz de estas circunstancias el congestionamiento vehicular que se tolera a diario en las intersecciones semaforizadas con mayor demanda de la Av. Hoyos Rubio es un contratiempo que ocasiona demoras excesivas, largas colas, malestar en conductores, incomodidad en peatones y contaminación ambiental.

La problemática descrita se puede resumir con la siguiente interrogante: ¿Cuál es el nivel de servicio de las intersecciones semaforizadas con mayor afluencia de la Av. Hoyos Rubio?

1.2.1. Hipótesis general:

Las intersecciones semaforizadas con mayor afluencia de la Av. Hoyos Rubio, operan a un nivel de servicio D.

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El análisis del flujo vehicular dentro del sistema vial urbano es un tema fundamental para obtener información y una perspectiva concisa del congestionamiento en las vías de Cajamarca. Los centros comerciales, instituciones públicas, instituciones educativas y centros recreacionales que alberga la vía en estudio, constituyen grandes puntos atractores de viajes y tránsito de peatones, ocasionando problemas de congestionamiento, demoras excesivas, largas colas, incomodidad y otras externalidades como contaminación ambiental; entonces al analizar la situación actual de la serviciabilidad en la que se encuentran las intersecciones semaforizadas críticas de la Av. Hoyos rubio, podemos dar alternativas de solución para que los impactos se minimicen y mitigar la problemática encontrada.

1.4. ALCANCES O DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación se limita a analizar la serviciabilidad actual de la Av. Hoyos Rubio, en sus puntos de mayor afluencia vehicular, por lo que el estudio se realizó en las intersecciones semaforizadas de esta vía con la Av. Vía de Evitamiento y con el Jr. Manuel Seoane, en todo momento se siguieron las especificaciones del HCM 2000. Se tiene como alcances los siguientes temas:

- Aforo de trece horas en las intersecciones a lo largo de una semana.
- Evaluación de la capacidad y los niveles de servicio de las intersecciones en estudio.
- Propuesta de alternativas de solución de la serviciabilidad de las intersecciones.
- Brindar una orientación para futuras investigaciones de esta temática en Cajamarca.



Fig. 1. Intersecciones con mayor afluencia vehicular de la Av. Hoyos Rubio

Fuente: Google Earth Pro

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. Objetivo general

- Realizar el análisis del nivel de servicio de las intersecciones semaforizadas con mayor afluencia de la Av. Hoyos Rubio.

1.5.2. Objetivos específicos

- Determinar la capacidad vial y los niveles de servicio en las intersecciones seleccionadas.
- Plantear posibles alternativas de solución.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS

Existen antecedentes de estudios de niveles de servicio en intersecciones tanto semaforizadas como no semaforizadas, a nivel internacional, nacional y local, por ello recurrimos a algunas investigaciones realizadas para que estas puedan ofrecer una guía en el desarrollo de la presente tesis.

- **Antecedentes internacionales:**

Jerez y Morales (2015) determinan la capacidad vial y los niveles de servicio para 10 puntos críticos de la ciudad de Azogues en Cuenca – Ecuador, empleando el manual del HCM 2000, presentando una alternativa de solución para sus problemas de tráfico y seguridad vial. Los datos de volúmenes y movimientos en los puntos conflictivos los obtuvieron por medio de aforos, que los utilizan en el análisis de intersecciones con semáforo y sin semáforo con su respectiva metodología. Los resultados de sus propuestas en algunos casos condujeron a un aumento de demoras y en otros obtuvieron beneficios significativos en seguridad vial, reduciendo el riesgo de accidentabilidad.

- **Antecedentes nacionales:**

Reyna (2015) propone una alternativa para mejorar el nivel de servicio de dos intersecciones en el distrito de Miraflores - Lima. La primera de ellas es la intersección de las avenidas Comandante Espinar con la Calle Enrique Palacios y la segunda es la de Enrique Palacios con la Calle Arica. Los datos de volumen los obtuvo del aforo manual realizado en las dos intersecciones. La información la procesó basándose en el HCM 2000 y el software de modelación Synchro Traffic 8.0. Concluyendo que la intersección de las calles Arica con Enrique, presenta un nivel de servicio D y la Intersección de Comandante con Enrique presenta un nivel de servicio E, con estos niveles de servicio se determina que se genera congestión vehicular, por tanto propone incrementar el ciclo de verde efectivo en el semáforo en la calle Enrique Palacios en 5 segundos. Obteniendo una mejora teórica en el nivel de servicio pasando de un nivel E a uno D.

- **Antecedentes Locales:**

Huamán, S. (2007) desarrolló un proyecto de tesis titulado Estudio del Congestionamiento Vehicular en la Zona Monumental de la ciudad de Cajamarca, donde tuvo como objetivo principal analizar la problemática del congestionamiento en la zona monumental, la forma como estaba distribuido el flujo vehicular y proponer alternativas de solución, tuvo en cuenta factores como ancho de vías, pendientes, estacionamientos, semáforos, con el fin de determinar el factor de congestionamiento para cada intersección de calles en estudio. Los resultados de la investigación fue que en todas las intersección de las calles de la zona monumental existe congestionamiento ($lc > 0.9$), siendo las más críticas las intersecciones Jr. El Comercio con Jr. Cruz de Piedra, Jr. Amalia Puga con Jr. Dos de Mayo y Jr. El Comercio con Jr. José Gálvez y las de menor congestionamiento Jr. Marañón con Jr. Leguía y Jr. Junín con Jr. Apurímac.

La investigación conllevó también a brindar alternativas de solución como la prolongación del Jr. El Comercio hacia el Jr. Eten, esto con previa evaluación de los beneficios y daños que ocasionarían a la infraestructura de la zona, reducción de la oferta de taxis, restricciones horarias de ciertos vehículos a la zona, entre otros.

Finalmente, el análisis del tránsito arrojó que el nivel de vehículos privados (14%) es bajo en comparación al servicio público (taxis 52% y mototaxis 11 %) y que el mayor volumen de tránsito ocurre en las mañanas durante las horas 7 a 9 y en las tardes de 5 a 7.

2.2. TEORÍA DE TRÁFICO VEHICULAR

La Teoría del Tráfico Vehicular es una herramienta que ayuda a entender la dinámica del transporte. Según Roess, McShane y Prassas (en Radelat, 2003, p. 133), los parámetros que caracterizan el flujo vehicular pueden clasificarse en parámetros macroscópicos, que expresan las características de las corrientes vehiculares en conjunto y parámetros microscópicos, que caracterizan la interacción de vehículos individuales dentro de la corriente.

2.2.1. Parámetros macroscópicos

- **Volumen:** Es el número de vehículos o personas que pasan por un punto durante un tiempo específico. Generalmente se expresa en vehículos por hora (veh/h), aunque esto no implica que sea medido concretamente durante una hora (Fernández, 2008, p. 24).
- **Tasa de flujo:** Representa el número de vehículos que pasan por un punto durante un intervalo menor de 1 hora (normalmente de 15 minutos), pero expresado como una tasa horaria equivalente (veh/h). A la relación entre el volumen horario de máxima demanda (VHMD) y la tasa de flujo pico dentro de la hora se denomina factor horario de máxima demanda (FHMD), calculado con la Ecuación 1 (TRB, 2000, cap. 7).

$$FHMD = \frac{\text{Volumen horario de máxima demanda}}{\text{Tasa de flujo pico (dentro de la hora)}} \quad (Ec. 1)$$

- **Velocidad:** es la relación entre el espacio recorrido y el tiempo recorrido (Radelat, 2003, p. 136). Normalmente se expresa en kilómetros por hora (Km/h).
- **Densidad:** es el número de vehículos por unidad de longitud de la vía (Radelat, 2003, p. 136) y se expresa en vehículos por kilómetro (veh/Km).

2.2.2. Parámetros microscópicos

Estos parámetros se pueden clasificar en dos grupos (Radelat, 2003, pp. 133-134), los temporales (headway, brecha y paso) y los espaciales (espaciamiento, separación y longitud).

- **Headway:** es el intervalo de tiempo transcurrido entre el paso de puntos homólogos de vehículos consecutivos (entre ejes delanteros). Por lo general se mide en segundos (Fernández, 2008, p. 25).

- **Espaciamiento:** es la distancia, en metros, entre dos vehículos consecutivos, que se mide desde puntos homólogos (Radelat, 2003; Fernández, 2008). Estos y otros parámetros microscópicos son representados en la Figura 2.

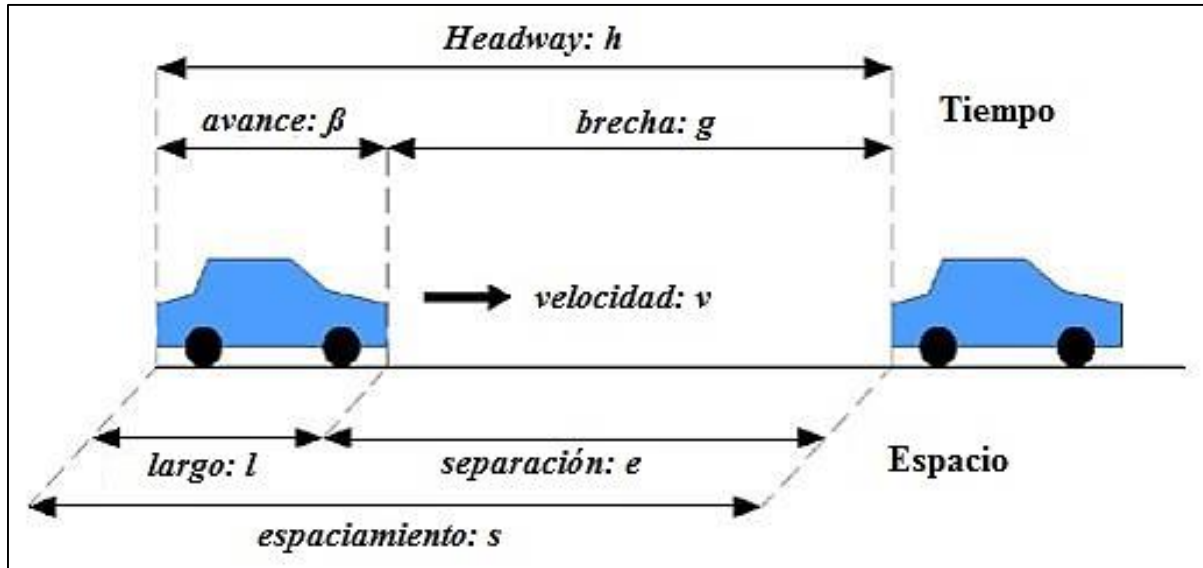


Fig. 2. Parámetros microscópicos

Fuente: Fernández, 2008

2.2.3. Conflictos del tráfico vehicular

Los conflictos del tráfico se presentan cuando dos o más personas utilizan una misma vía mientras que están en circulación, y se clasifican en tres tipos: Concurrenciales, direccionales y funcionales.

- **Conflictos Concurrenciales:** se presenta en tramos de vías angostas unidireccionales en donde dos vehículos se encuentran en un mismo punto de una vía con velocidades diferentes.
- **Conflictos Direccionales:** se produce en una intersección o en una vía secundaria que se une a una avenida principal. Este tipo de conflicto se presenta en zonas donde no hay señal de Ceder el Paso.

- **Conflictos Funcionales:** se producen en los paraderos formales o informales, cuando los vehículos de transporte público se detienen a recoger o dejar pasajeros en un punto.

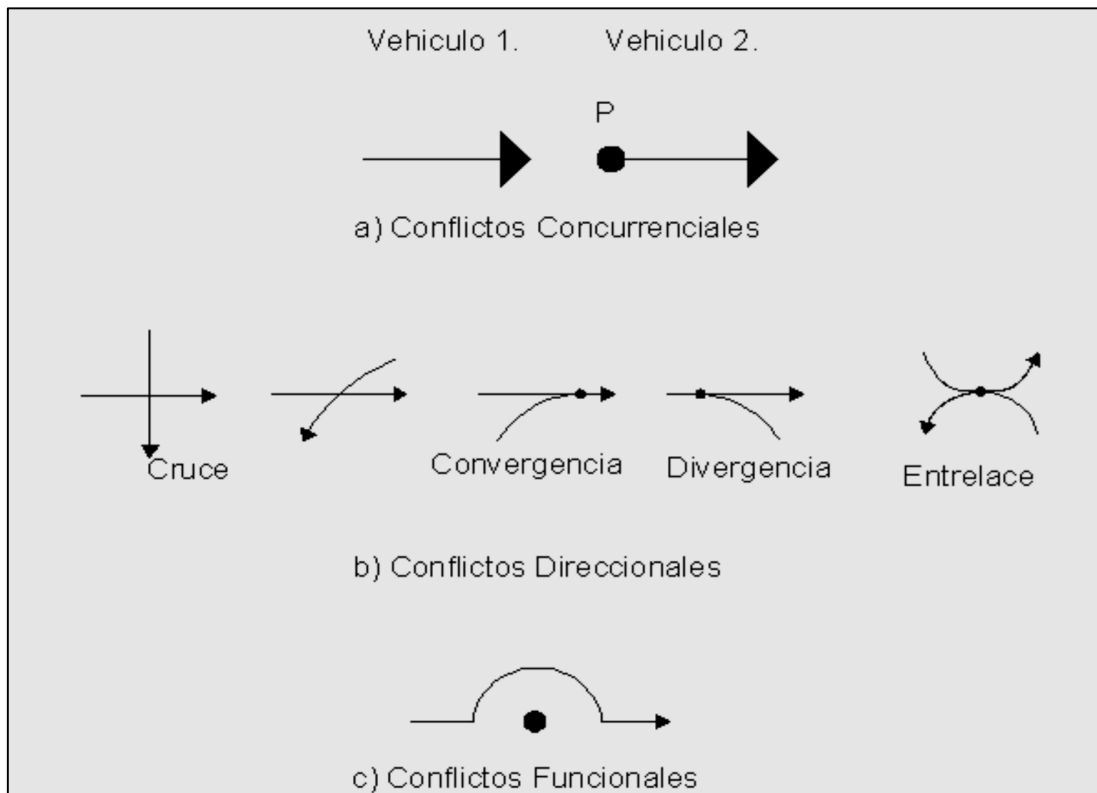


Fig. 3. Clasificación de los Conflictos de Tráfico

Fuente: Fernández, 2008

2.2.4. Congestión vehicular

La congestión surge donde la demanda de tráfico es mayor que la capacidad de la calzada, lo que obliga tiempos de viajes excesivos, dependiendo del tipo de transporte, ubicación geográfica, y la hora del día (Jerez y Morales, 2015).

Habitualmente se entiende como la condición en que existen muchos vehículos circulando y cada uno de ellos avanza lenta e irregularmente.

La demanda es generada por los vehículos que circulan y los que acceden a los lotes adyacentes a las calles. La oferta vial es caracterizada por su capacidad con base en el número de carriles y las velocidades de desplazamiento.

- **Relación entre la demanda vehicular y la oferta vial:** Según (Cal y Mayor R, 2007), demanda vehicular es la cantidad de vehículos que requieren desplazarse por un determinado sistema vial u oferta vial. Se entiende que dentro de la demanda vehicular se encuentran aquellos vehículos que están sobre el sistema vial. La oferta vial representa el espacio físico (calles y carreteras). De esta manera, la oferta vial o capacidad representa la cantidad máxima de vehículos que finalmente pueden desplazarse o circular en dicho espacio físico.

Si la Demanda Vehicular es menor a la Oferta Vial, no existirá mayor problema en el manejo del tránsito. Por el contrario, si Demanda Vehicular es mayor a la Oferta Vial, se presentarán los problemas de tránsito, que habrá que analizar y resolver (Jerez y Morales, 2015). La figura 4, muestra de manera gráfica, la variación de la demanda vehicular (q) a través de las horas del día en una sección transversal de una calle comparada con su capacidad (c).

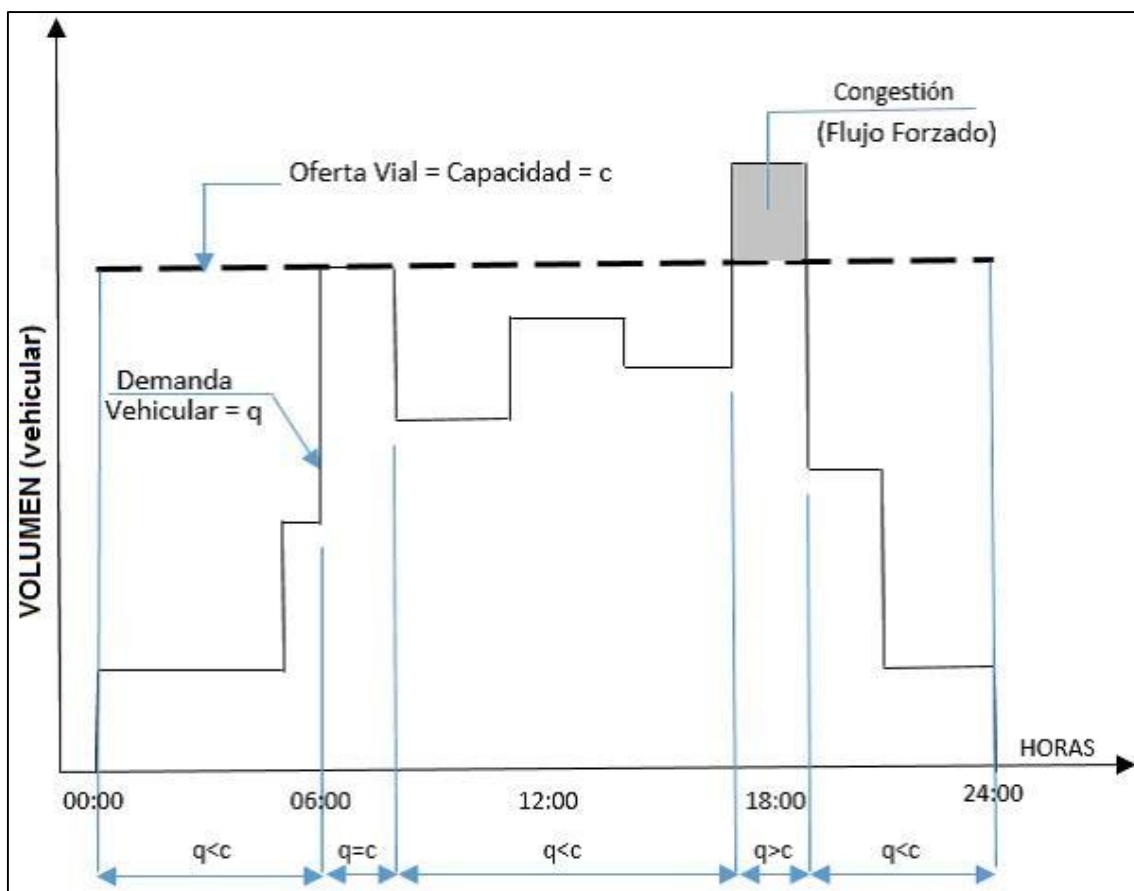


Fig. 4. Comparación entre la demanda vehicular y la oferta vial en zona urbana

Fuente: Cal y Mayor, 2007

2.3. CLASIFICACIÓN DE VÍAS URBANAS

Para el Manual de Diseño Geométrico de Vías Urbanas (2005) los cuatro sistemas funcionales de vialidades para áreas urbanas son:

- **Vías Expresas:** Las vías expresas establecen la relación entre el sistema interurbano y el sistema vial urbano, sirven principalmente para el tránsito de paso [...] Sirven para viajes largos entre grandes áreas de vivienda y concentraciones industriales, comerciales y el área central. Facilitan una movilidad óptima para el tráfico directo, no es permitido el estacionamiento, la descarga de mercaderías, ni el tránsito de peatones. Este tipo de vías también han sido llamadas autopistas.
- **Vías Arteriales:** Las vías arteriales permiten el tránsito vehicular, con media o alta fluidez, baja accesibilidad y relativa integración con el uso del suelo colindante. Estas vías deben ser integradas dentro del sistema de vías expresas y permitir una buena distribución y repartición del tráfico a las vías colectoras y locales. El término Vía Arterial no equivale al de Avenida, sin embargo muchas vías arteriales han recibido genéricamente la denominación de tales.
- **Vías Colectoras:** Las vías colectoras sirven para llevar el tránsito de las vías locales a las arteriales y en algunos casos a las vías expresas cuando no es posible hacerlo por intermedio de las vías arteriales. Dan servicio tanto al tránsito de paso, como hacia las propiedades adyacentes. Este tipo de vías, han recibido muchas veces el nombre genérico de Jirón, Vía Parque, e inclusive Avenida.
- **Vías locales:** Son aquellas cuya función principal es proveer a los predios o lotes, debiendo llevar únicamente su tránsito propio, generando tanto de ingreso como de salida, por ella transitan vehículos livianos, ocasionalmente semipesados; se permite el estacionamiento vehicular y existe tránsito peatonal irrestricto. Las vías locales son conectadas entre ellas y con las vías colectoras. Este tipo de vías han recibido el nombre genérico de calles y pasajes.

2.4. MODELACIÓN DEL TRÁFICO

La modelación del tráfico permite conocer las características actuales y predecir las características futuras del flujo vehicular mediante relaciones entre los parámetros que lo caracterizan. Existen varios niveles de modelación como son modelación macroscópica, modelación microscópica, modelación mesoscópica y su empleo dependerá básicamente del grado de detalle que se requiera (Cabrera, 2007).

Cabe mencionar que los conceptos y relaciones empleados por el HCM 2000 provienen de un enfoque macroscópico del tráfico; por tal motivo los niveles de modelación microscópico y mesoscópico no son tomados en cuenta. Los modelos macroscópicos analizan el tráfico como un todo sin considerar las características de los vehículos individualmente (Vera, 2012).

2.4.1. Modelo fluido dinámico

En este modelo, el tráfico es considerado como un flujo continuo que no depende de la composición geométrica de la vía, es decir, la circulación vial se realiza en un tramo recto, el tráfico se proyecta en una dirección sobre un eje espacial y temporal como se muestra en la Figura N°5.

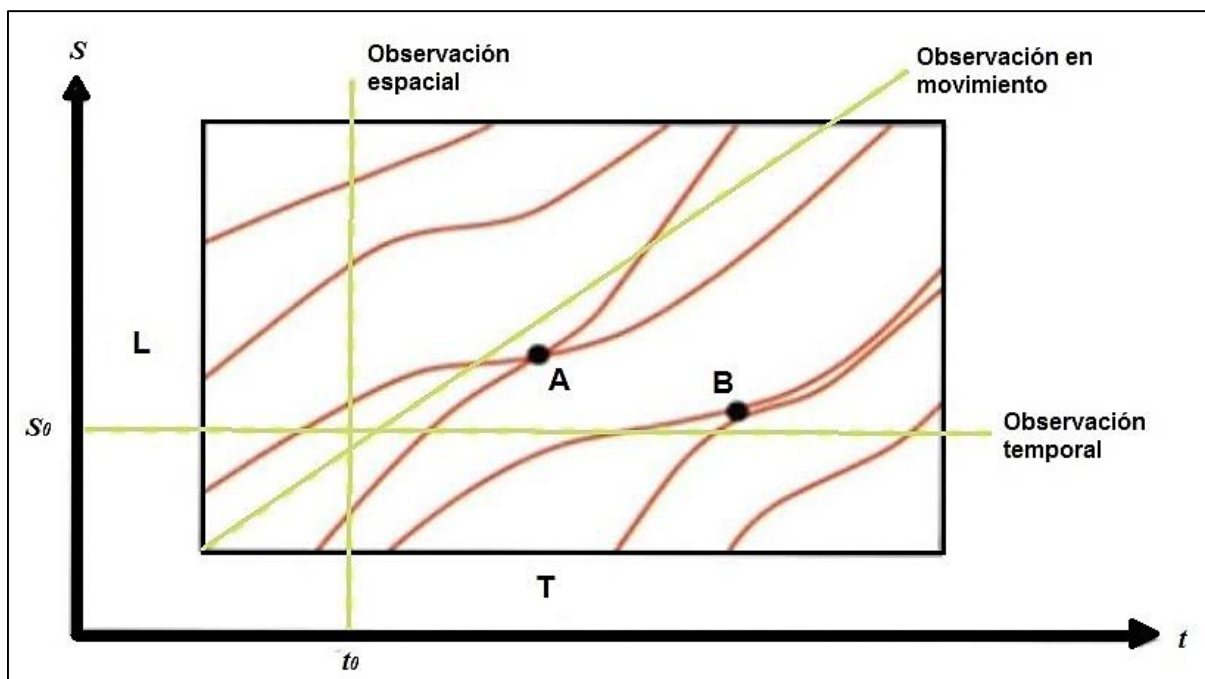


Fig. 5. Representación del Tráfico en el Espacio y Tiempo

Fuente: Fernández, 2008

Como se puede observar en la Figura, las pendientes representan las velocidades de cada vehículo, que están en relación al tipo de vehículo y las condiciones del conductor. El punto A representa un adelantamiento y el punto B un alcance entre vehículos, en la cual el vehículo más rápido se ajusta a la velocidad del más bajo. Como el transporte es dinámico y varía en el tiempo es necesario entender las variables fundamentales del tráfico vehicular a través de la denominada ecuación fundamental del tráfico Ecuación 2.

$$\text{Volumen} = \text{densidad} * \text{velocidad} \quad (\text{Ec.2})$$

2.5. INTERSECCIONES VIALES SEMAFORIZADAS

Las intersecciones son áreas comunes a dos o más vías que se cruzan en aquellos puntos donde se unen sus elementos, los cuales funcionan como un conjunto de interrelaciones muy complejas, por lo que es importante entender que la intersección es un área crítica y el punto focal de conflictos y congestión; al incrementarse la frecuencia y severidad de los conflictos de la intersección, la regulación y el control como el semáforo se vuelven necesarios.



Fig. 6. Intersección semaforizada de cuatro accesos

Fuente: Yépez, 2015

2.5.1. Tipos de semaforización

Los semáforos modernos pueden distribuir el tiempo de varias maneras según el tipo de controlador que empleen, estos pueden ser prefijados, totalmente actuados o semiactuados (TRB, 2000, cap. 10).

- **Los semáforos de tiempo fijo (prefijados):** Son aquellos en los cuales la secuencia de fases es mostrada en orden repetitivo. Se fijan previamente las duraciones de ciclo y los intervalos que permanezcan constante.

Para el caso de nuestro estudio este tipo de semaforización es la encontrada tanto en la intersección de Hoyos Rubio con la Vía de Evitamiento y la intersección de Hoyos Rubio con Manuel Seoane.

- **Los semáforos semiaccionados por el tránsito:** Se acostumbra en intersecciones de una vía preferente con otra subordinada, la indicación verde se exhibe permanentemente para los accesos de la vía preferente, hasta que los detectores en los accesos de la vía subordinada determinan que ha llegado uno o más vehículos.
- **Los semáforos accionados por el tránsito:** Aquí todas las fases del semáforo se regulan por las actuaciones en los detectores vehiculares. Se suelen especificar duraciones máximas y mínimas de los intervalos de verde para cada fase, así como el orden de las fases. La longitud del ciclo es variable de ciclo en ciclo.

2.5.2. Características de las intersecciones semaforizadas

Todo semáforo cuenta con un ciclo o longitud de ciclo para la liberación de vehículos en intersecciones. Estos dispositivos tienen entre dos o más fases de ciclo semafórico y depende del número de accesos y/o movimientos. En la siguiente figura se muestra una intersección con dos avenidas y un ciclo semafórico con dos fases, para la descarga de los flujos se cuenta con movimientos de paso Defrente, giros a la izquierda y giros a la derecha.

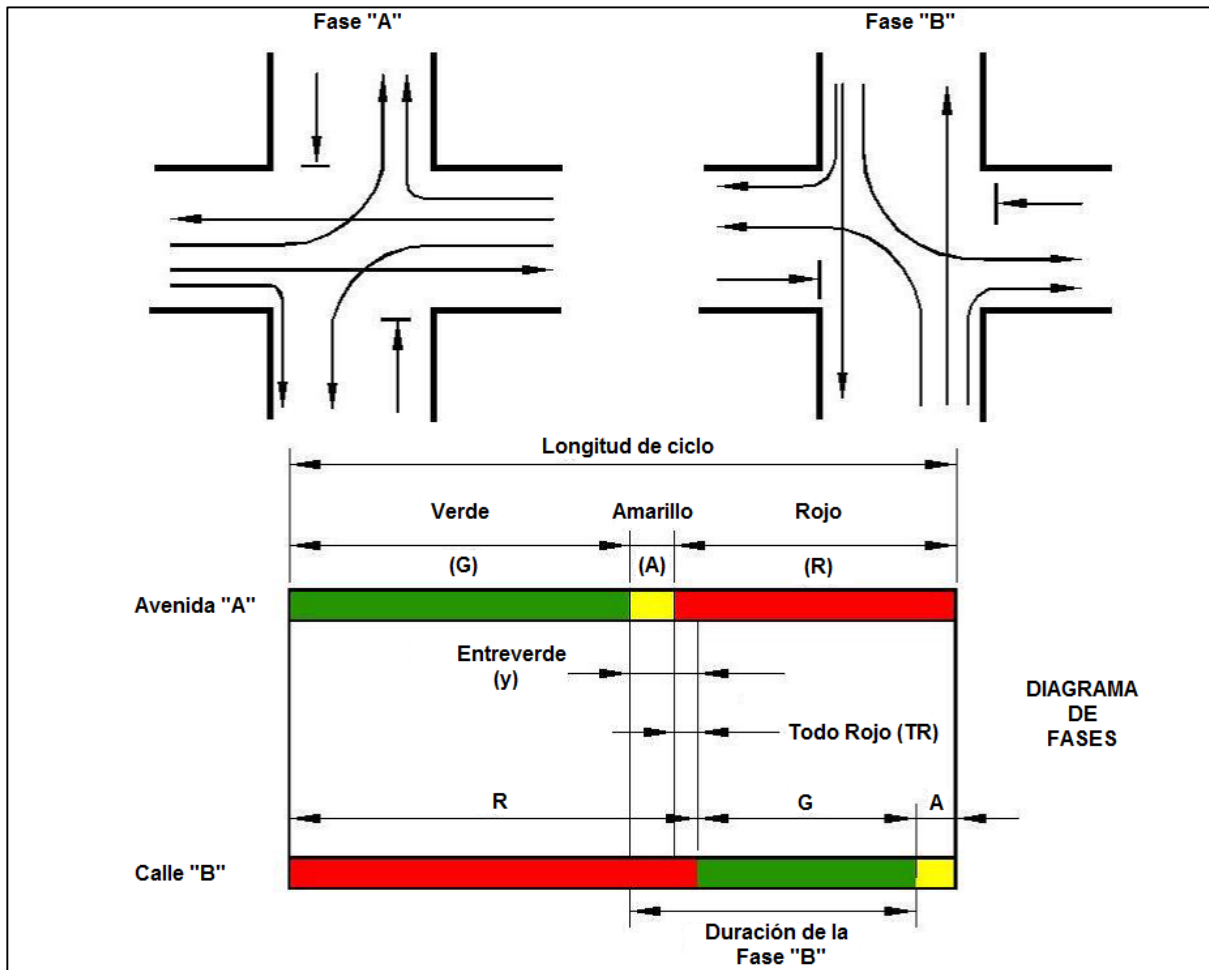


Fig. 7. Ejemplo del ciclo semafórico de dos fases

Fuente: Cal y Mayor, 2007

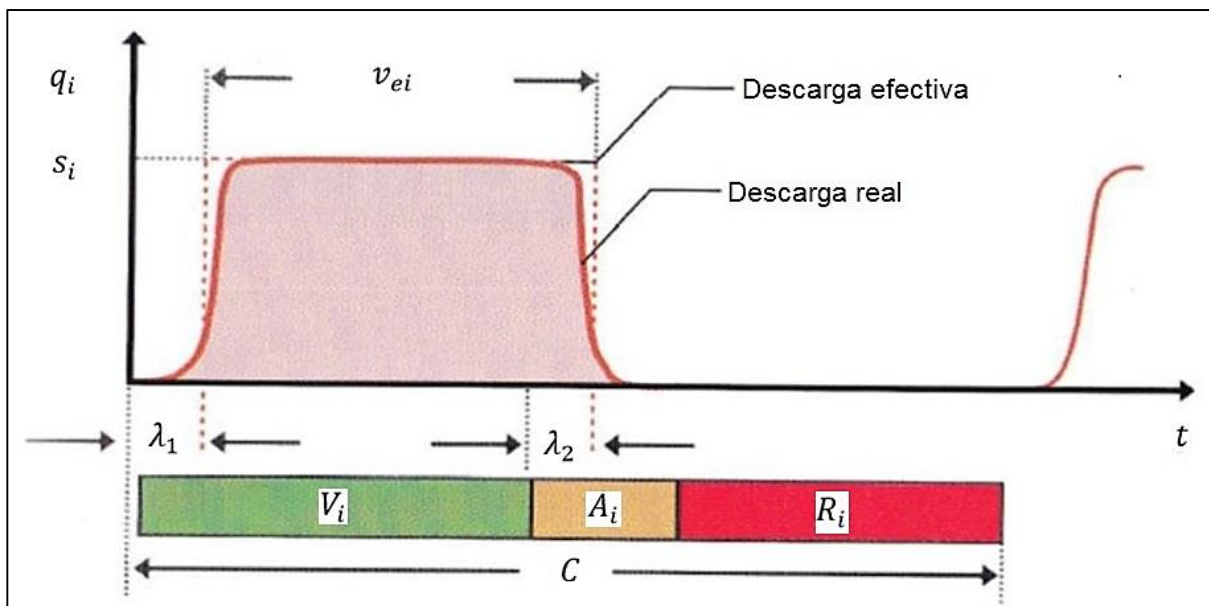


Fig. 8. Diagrama de longitud del ciclo, comportamiento real

Fuente: Fernández, 2008

La figura N°8, explica el comportamiento real de en una vía o intersección semaforizada. Cuando el semáforo muestra el verde hay una pérdida inicial (λ_1) por parte de la reacción y acción del primer conductor que se encuentra en el inicio de la línea de la intersección para poder salir de la misma. Luego de esta transición toda la cola se moviliza y empieza la descarga del acceso, cuando aparece la luz de ámbar, algunos conductores aceleran para poder pasar la intersección antes que se presente la luz roja. Esta última transición (λ_2) se conoce como ganancia final del semáforo.

- **Longitud del ciclo semafórico:** La longitud de un ciclo semafórico óptimo se describe mediante la Ecuación 3.

$$C_i = \frac{1.5L + 5}{1 - \sum_{i=1}^{\varphi} Z_i} \quad (Ec. 3)$$

Donde:

C_i : Tiempo óptimo del ciclo (s)

L : Tiempo total perdido por ciclo (s)

Z_i : Máximo valor de la relación entre el flujo actual y el flujo de saturación para el acceso o movimiento o carril crítico de la fase i

φ : Número de fases

- **Intervalo de cambio de fase**

Es el tiempo de percepción y reacción del conductor que incluye la desaceleración y el tiempo de despeje de la intersección, incluye el amarillo más todo rojo. Se expresa mediante la siguiente Ecuación 4.

$$Y_i = \left(t + \frac{v}{2a} \right) + \left(\frac{w + l}{v} \right) \quad (Ec. 4)$$

Donde:

Y_i : Intervalo de cambio de fase, amarillo más todo rojo (s)

t : Tiempo de percepción-reacción del conductor (usualmente 1.00 s)

v : Velocidad de aproximación de los vehículos (m/s)

a : Tasa de desaceleración (valor usual 3.05 m/s²)

w : Ancho de la intersección (m)

l : Longitud del vehículo (valor típico 6.10 m)

- **Tiempo En Verde Efectivo**

El tiempo de verde efectivo total g_i , disponible por ciclo para todos los accesos de la intersección, está dado por:

$$g_i = C_i - L = C_i - \sum_{i=1}^{\phi} l_i + TR \quad (Ec. 5)$$

Donde:

g_i : Tiempo de verde efectivo total por ciclo disponible para todos los accesos

C_i : Tiempo óptimo del ciclo (s)

L : Tiempo total perdido por ciclo

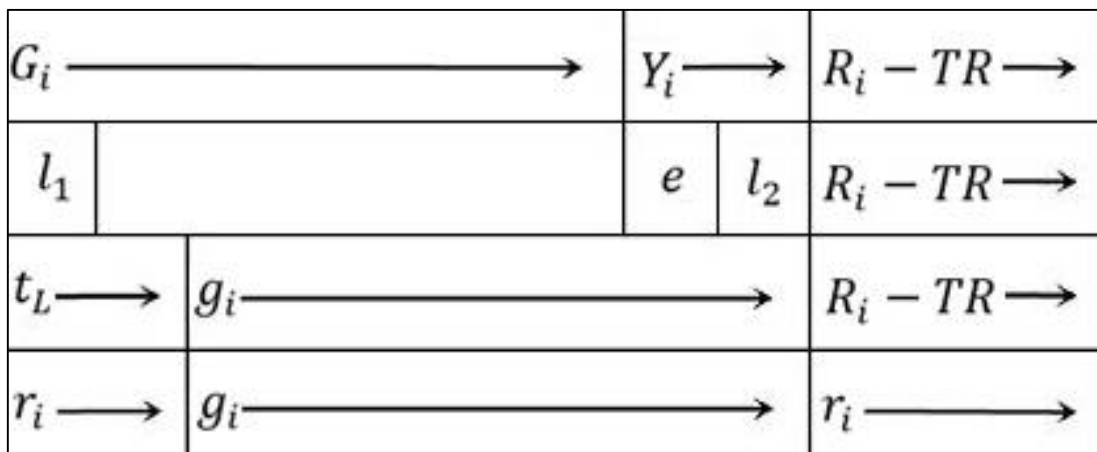


Fig. 9 Relaciones entre variables de distribución temporal en semáforos

Fuente: Vera, 2012

Las siguientes ecuaciones resumen las relaciones entre las variables de distribución temporal de semáforos:

$$t_L = l_1 + l_2 = l_1 + Y_i - e \quad (Ec. 6)$$

$$g_i = G_i + Y_i - t_L \quad (Ec. 7)$$

$$r_i = R_i + TR - t_L \quad (Ec. 8)$$

Tabla 1. Variables fundamentales en intersecciones semaforizadas

Nombre	Símbolo	Definición	Unidad
Intervalo de cambio y de despeje	Y_i	Intervalo de ámbar más todo-rojo (TR) que ocurre entre fases del semáforo para favorecer el despeje de la intersección antes de que los movimientos conflictivos sean realizados.	s
Fase		Parte del ciclo semafórico definida para una combinación de movimientos que reciben el derecho de paso simultáneamente durante uno o más intervalos.	-
Longitud de ciclo	C_i	Tiempo total para que el semáforo complete un ciclo	s
Tiempo de verde	G_i	Duración de la indicación verde para un movimiento determinado en la intersección semaforizada.	s
Tiempo de rojo	R_i	Periodo en el ciclo semafórico durante el cual la indicación es roja para una determinada fase o grupo de canales.	s
Tiempo de verde efectivo	g_i	Tiempo durante el cual un determinado movimiento o grupo de movimientos pueden proceder.	s
Tiempo de rojo efectivo	r_i	Tiempo durante el cual un determinado movimiento o grupo de movimientos es restringido, es igual a la longitud del ciclo menos el tiempo de verde efectivo	s
Extensión del tiempo de verde efectivo	e	Monto del intervalo de cambio y despeje, al final de la fase para un grupo de canales, que es empleado para el movimiento de sus vehículos.	s
Tiempo perdido	t_L	Tiempo durante el cual una intersección no es usada de manera efectiva por ningún movimiento.	s
Tiempo perdido total	L	Tiempo perdido total por ciclo durante el cual la intersección no es usada de manera efectiva por ningún movimiento, que ocurre durante los intervalos de cambio y despeje y al inicio de la mayoría de las fases.	s

Fuente: TRB, 2000

2.6. CAPACIDAD Y NIVEL DE SERVICIO

Teóricamente la capacidad vial se define como la tasa máxima de flujo que puede soportar una carretera o calle, en un punto o sección uniforme, durante un intervalo de tiempo dado, bajo las condiciones prevalecientes de la infraestructura vial del tránsito y de los dispositivos de control.

En un inicio la ingeniería de tráfico buscaba básicamente la determinación de la capacidad de un dispositivo vial. Sin embargo, es común que aun cuando la demanda se encuentre por debajo de la capacidad pero próxima a ella, el régimen de circulación se haga forzado; generando molestias en los usuarios que evidentemente prefieren un flujo libre (Radelat, 2003, pp. 254-257). Es a raíz de este hecho que fue necesario establecer un parámetro que adicionalmente midiera la eficiencia del servicio, el mismo que se denomina nivel de servicio. (Vera, 2012).

2.6.1. Flujo de tráfico

El flujo de tráfico se puede clasificar en continuo y discontinuo.

- **El flujo continuo:** Es aquel en el que el vehículo que va transitando por la vía solo se ve obligado a detenerse por razones inherentes al tráfico. Es el tráfico de las carreteras. Los vehículos se detienen cuando ocurre un accidente, cuando llegan a un destino específico, paradas intermedias, etc.
- **El flujo discontinuo o interrumpido:** Es el característico de las calles, donde las interrupciones son frecuentes por cualquier motivo, siendo una de estas los controles de tránsito de las intersecciones como son los semáforos, los ceda el paso, etc.

Las instalaciones y servicios con flujo interrumpido generalmente tienen dispositivos de control de tránsito que causan interrupciones periódicas del flujo. Los ejemplos de estas instalaciones son las vías con semáforos y las de dos o cuatro sentidos, controladas con señal de ALTO. La capacidad de estas instalaciones está limitada no solo por las características físicas del espacio de la carretera sino también por el tiempo que esté disponible para los diferentes componentes del flujo de tráfico.

2.6.2. Condiciones prevalecientes

Es necesario tener en cuenta el carácter probabilístico de la capacidad, por lo que puede ser mayor o menor en un instante dado. A su vez, como la definición misma lo expresa, la capacidad se define para condiciones prevalecientes, que son factores que al variar la modifican; éstos se agrupan en cuatro tipos generales:

- a) **Condiciones de la infraestructura vial:** Son las características físicas de la carretera o calle, el desarrollo de su entorno, las características geométricas (ancho de carriles y acotamientos, obstrucciones laterales, velocidad de proyecto, restricciones para el rebase, carriles exclusivos y características de los alineamientos), y el tipo de terreno donde se aloja la infraestructura vial.
- b) **Condiciones del tránsito:** Se refiere a la distribución del tránsito en el tiempo y en el espacio; a su composición en tipos de vehículos como livianos, camiones, autobuses y vehículos recreativos; a la distribución direccional en carreteras de dos carriles dos sentidos; y a la distribución por carril en carreteras de carriles múltiples.
- c) **Condiciones de los controles:** Hace referencia a los dispositivos para el control del tránsito, tales como los semáforos (fases, longitudes de ciclo, repartición de verdes, etc.), las señales restrictivas (alto, ceda el paso, no estacionarse, sólo vueltas a la izquierda, etc.) y las velocidades límites.
- d) **Condiciones base o ideales:** Una condición base o ideal, es una condición óptima estándar específica de referencia, que deberá ser ajustada para tener en cuenta las condiciones prevalecientes. Las condiciones base asumen buen estado del tiempo, buenas condiciones del pavimento, usuarios familiarizados con el sistema vial en estudio, existen una serie de condiciones base, específica para cada uno de ellos.

Entonces, se puede plantear de manera general, una condición prevaleciente en función de una condición base, mediante cualquiera de las relaciones.

- Condición Prevaleciente = (Condición Base) – (Ajuste)
- Condición Prevaleciente = (Condición Base) x (Factor de Ajuste)

2.6.3. Capacidad en intersecciones semaforizadas

La capacidad en una intersección semaforizada, está dada por cada grupo de carriles y se define como la tasa máxima de flujo que puede cruzar la intersección, por cada grupo de carriles que se considere, de acuerdo con las condiciones prevalecientes de tránsito, de la vía y de la señalización. La capacidad se da en vehículos por hora (veh/h), pero se basa en el flujo durante un periodo pico de 15 minutos. No se considera la capacidad de toda la intersección; en lugar de ello, se enfatiza en el suministro de las instalaciones adecuadas para los movimientos principales en las intersecciones. Por lo tanto, la capacidad se aplica solamente a los movimientos o accesos de la intersección.

Se observa que en comparación con otras instalaciones, tales como los segmentos de una vía de acceso controlado, la capacidad del acceso de una intersección, no se correlaciona tan estrechamente con el nivel de servicio. Por lo anterior es necesario que tanto el nivel de servicio como la capacidad se analicen por separado cuando se estén evaluando las intersecciones semaforizadas.

Según el TRB (2000), la capacidad para una intersección semaforizada se define para cada grupo de carriles como la máxima tasa horaria a la cual los vehículos pueden cruzar la intersección bajo condiciones prevalecientes del tráfico, la vía y la semaforización.

2.6.4. Nivel de servicio en intersecciones semaforizadas

Los procedimientos presentados más adelante para la evaluación operativa son los que se dan en la edición 2000 del Manual de Capacidad de Carreteras. Estos procedimientos tienen que ver con el cálculo del nivel de servicio en los accesos de la intersección y del nivel de servicio de toda la intersección.

La demora es un elemento de control, se usa para definir el nivel de servicio en las intersecciones semaforizadas, ya que la demora no solamente indica la cantidad de tiempo de viaje perdido y el consumo de combustible, sino también es una medida de la frustración y de la incomodidad de los conductores.

La demora por fase es parte de la demora total que se atribuye al dispositivo de control, se calcula para definir el nivel de servicio en la intersección semaforizada.

Esta incluye la demora debida a la desaceleración, el tiempo de avance de la fila, el tiempo de parada y al movimiento de aceleración. Sin embargo, la demora depende del tiempo de luz roja, el cual a su vez depende de la duración del ciclo. Por tanto pueden obtenerse niveles razonables de servicio para duraciones cortas de ciclo, aun cuando la razón v/c sea tan alta como 0.9. En la medida que la coordinación de los semáforos reduce la demora, también pueden obtenerse diferentes niveles de servicio para misma razón v/c, cuando cambie la coordinación de los semáforos.

Los criterios del nivel de servicio (NDS) se dan en términos de la demora promedio por vehículo, durante un periodo de análisis de 15 minutos. Se prescriben seis niveles de servicio. Los criterios para cada uno se describen y se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Niveles de servicio en intersecciones semaforizadas

Nivel de Servicio	Características de Operación	Demora Promedio (s)
A	Baja demora, coordinación extremadamente favorable y ciclos cortos, los vehículos no se detienen.	< 10
B	Ocurre con una buena coordinación y ciclos cortos, los vehículos empiezan a detenerse.	> 10 - 20
C	Ocurre con una coordinación regular y/o ciclos largos, los ciclos en forma individual empiezan a fallar.	> 20 - 35
D	Empieza a notarse la influencia de congestión ocasionada por un ciclo largo y/o una coordinación desfavorable o relaciones v/c altas, muchos vehículos se detienen.	> 35 - 55
E	Es el límite aceptable de la demora; indica una coordinación muy pobre, grandes ciclos y relaciones v/c mayores, las fallas en los ciclos son frecuentes.	> 55 - 80
F	El tiempo de demora es inaceptable para la mayoría de los conductores, ocurren cuando los valores de flujo exceden a la capacidad de la intersección o cuando las relaciones v/c son menores de 1.00 pero con una coordinación muy pobre y/o ciclos demasiado largos.	> 80

Fuente: TRB, 2000, p. 16-2; Cal y Mayor, 2005

2.7. METODOLOGÍA HCM 2000

El Manual de Capacidad de Carreteras es una publicación de Transportation Research Board (TRB) en los Estados Unidos. Contiene conceptos, directrices y procedimientos de cálculo para la capacidad y nivel de servicio en las carreteras, tiene como intención proveer una base sistemática y congruente para el establecimiento de los valores estimados de la capacidad y los niveles de servicio del sistema de transporte terrestre.

Los parámetros y métodos han sido establecidos a partir de una amplia gama de estudios e investigaciones llevados a cabo durante los últimos cincuenta años en los que se reflejan condiciones promedio de circulación en los EE. UU. De manera que al hacer uso del HCM 2000 debe tenerse en cuenta que la mayoría de los datos de investigación provienen particularmente de valores por defecto y aplicaciones para los EE.UU.

Este ítem presenta el desarrollo de la metodología de análisis operacional, para intersecciones semaforizadas. El análisis operacional resulta en la determinación de la capacidad y nivel de servicio para cada grupo de vías, así como el nivel de servicio para toda la intersección. La capacidad se evalúa en términos de la relación entre la intensidad de la demanda y la capacidad (relación v/c), mientras que el nivel de servicio se evalúa en base a la demora media por vehículo.

La finalidad es dar a conocer el procedimiento de cálculo de la Capacidad y Nivel de Servicio, para lo que se requiere información detallada de las condiciones de la geometría, las condiciones del tránsito y las condiciones de semaforización. El Transportation Research Board presenta una metodología para el análisis de intersecciones semaforizadas en el Capítulo 16 del Manual de Capacidad de Carreteras. A continuación se detalla el procedimiento que se empleara.

2.7.1. Análisis Operacional

Mediante el análisis operacional se determina la capacidad y el nivel de servicio de cada grupo de carriles o accesos, lo mismo que el nivel de servicio de la intersección como un todo, a partir de una información detallada de las condiciones prevalecientes.

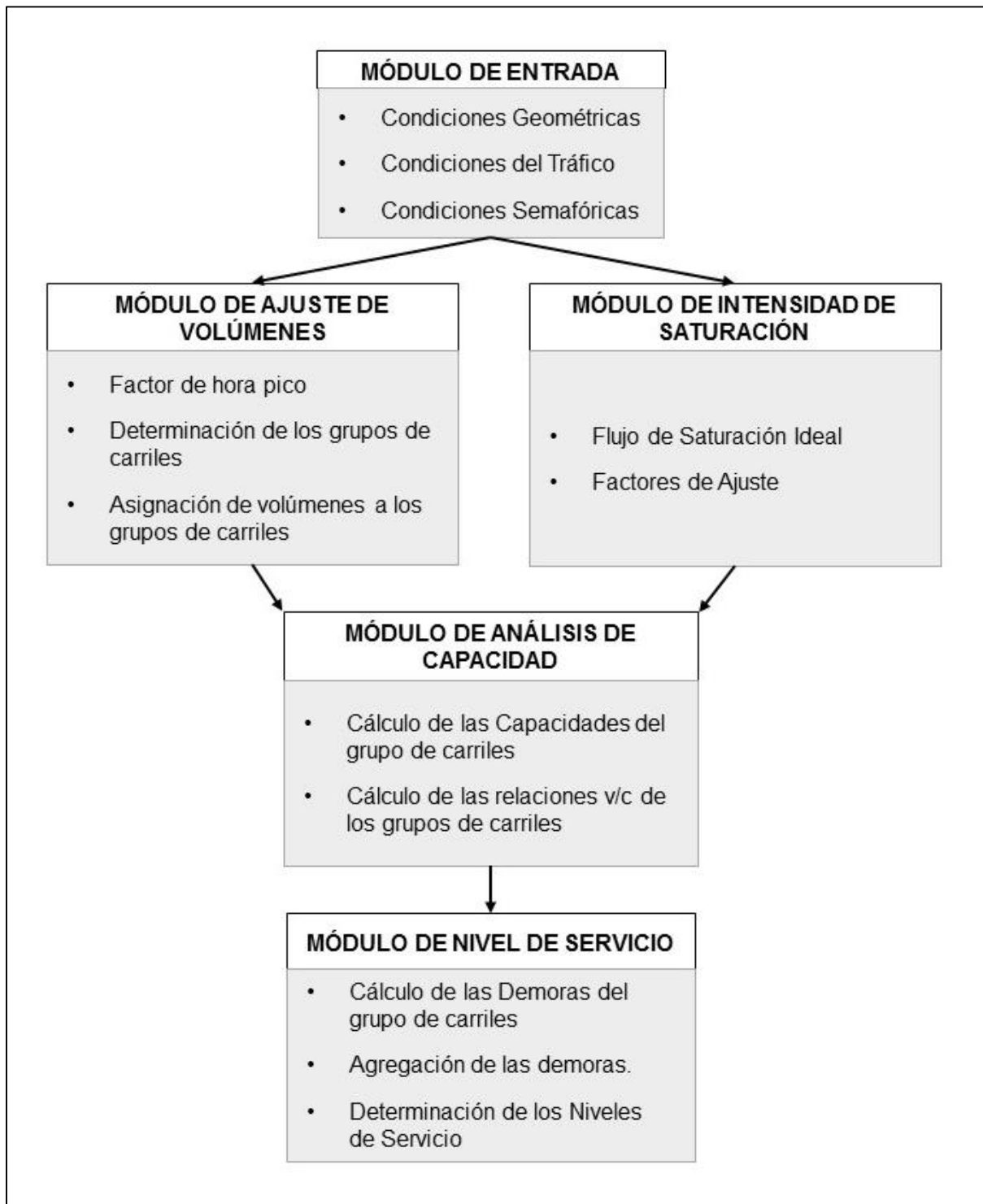


Fig. 10. Metodología de análisis operacional para intersecciones semaforizadas

Fuente: TRB, 2000, p. 16-20

2.7.2. Datos De Entrada

2.7.2.1. Condiciones geométricas

Son aquellas condiciones que incluyen toda la información de la configuración física de la intersección como número y ancho de carriles, pendiente de los accesos, número y ubicación de estacionamientos, existencia de carriles exclusivos, longitud de bahías de giro y el tipo de área.

2.7.2.2. Condiciones de semaforización

Son aquellas que incluyen la información relacionada a los semáforos, como la longitud del ciclo, el número de fases, los tiempos de verde, los tiempos de ámbar, los tiempos de rojo, el intervalos de cambio y despeje, el intervalo de todo rojo; esta información puede resumirse en un diagrama como se muestra en la Figura 11.

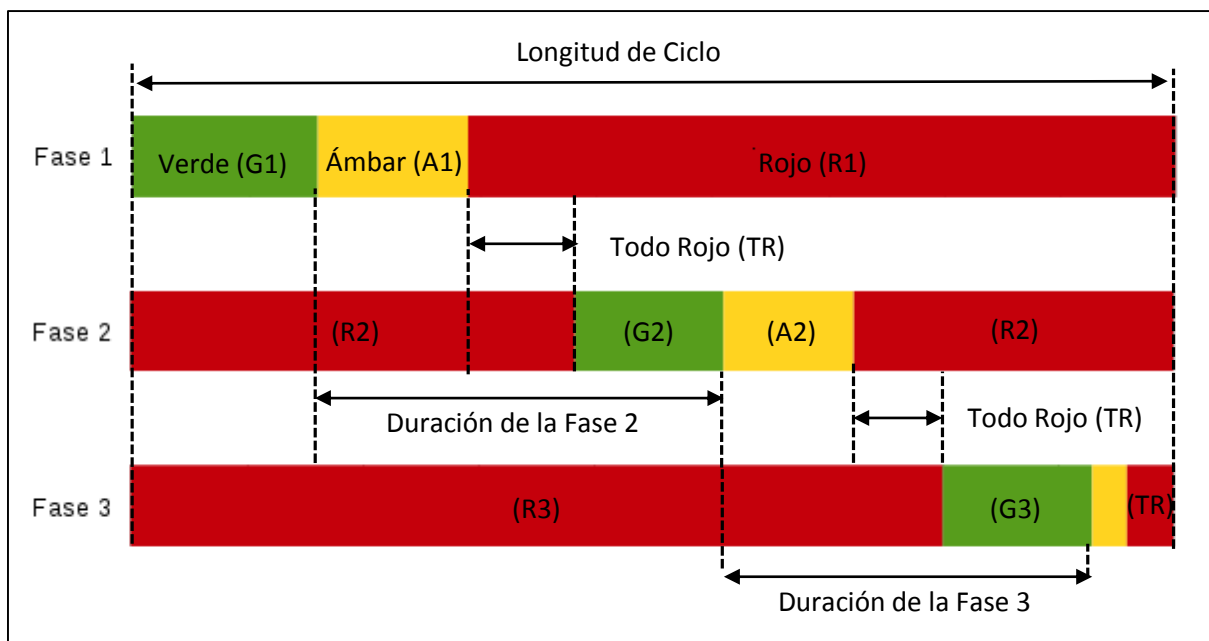


Fig. 11. Ciclo semafórico

Fuente: Elaboración propia

2.7.2.3. Condiciones del tráfico

En síntesis se refieren a los volúmenes de tráfico para cada movimiento en cada acceso de la intersección, a su vez se deben considerar tanto la distribución de los tipos de vehículos, el tránsito de peatones y bicicletas que interfieren con los giros ya sea a la izquierda o a la derecha, también el número de paradas de buses y el número de maniobras de estacionamiento.

Una de las características más críticas de tráfico que deben ser certificadas para completar un análisis operacional de una intersección señalizada es la calidad de la progresión. El parámetro que mejor describe esta característica es el tipo de arribo (AT) para cada grupo de vías. Este parámetro es una categorización general que representa la calidad de progresión en una manera aproximada. Seis tipos de arribo son definidos para el flujo de arribo dominante, los cuales se describen a continuación:

- *Arribos Tipo 1:* La densidad del grupo contiene más del 80% del volumen del grupo de vías, arribando en el comienzo de la fase roja. Este tipo de arribo es representativo de una red que experimenta muy mala cantidad de progresión como resultado de condiciones tales como sobre optimización de señales en la red.
- *Arribos Tipo 2:* Moderada densidad del grupo, arriban en la mitad de la fase roja o grupo disperso, conteniendo de 40% a 80% del volumen del grupo de vías arribando totalmente fuera de la fase roja. Este tipo de arribo es representativo de una desfavorable progresión.
- *Arribos Tipo 3:* Arribos aleatorios en el cual el grupo principal contiene menos del 40% del volumen del grupo de vías. Este tipo de arribo es representativo de operaciones aisladas y no interconectadas de intersecciones señalizadas, caracterizada por la alta dispersión del grupo.
- *Arribos Tipo 4:* Moderada densidad del grupo arribado en la mitad de la fase verde o grupo disperso, conteniendo del 40% al 80% del volumen del grupo de vías, arribando fuera de la fase verde. Este tipo de arribo es representativo de una favorable calidad de progresión sobre dos vías arteriales.

- *Arribos Tipo 5:* Densa a moderada densidad de grupo conteniendo más el 80% del volumen del grupo de vías arribando en el comienzo de la fase verde. Este tipo de arribo es representativo de una altamente favorable calidad de progresión, las cuales pueden ocurrir en rutas con baja o moderada, entradas de calles auxiliares y con una alta prioridad en el tratamiento del plan de tiempo de señales.
- *Arribos Tipo 6:* Este tipo de arribo es reservado para excepcionales calidades de progresión en rutas con características casi ideales de progresión. Esta es representativa de mucha densidad de grupo sobre un número de intersecciones muy cercanas con mínimas o ninguna entrada de calles laterales.

El HCM considera que el tipo de llegada es mejor observada en campo, y debería ser determinado lo más exactamente posible porque este tendría un impacto significativo sobre la estimación de la demora y el nivel de servicio; sin embargo, a pesar de que no hay parámetros definitivos para cuantificarlo, puede ser vinculado con la relación de pelotón R_p a través de la Tabla 3, en donde R_p se calcula mediante la Ecuación 9.

$$R_p = \frac{P}{\left(\frac{g_i}{C}\right)} \quad (Ec. 9)$$

Donde:

R_p : Relación de pelotón.

P : Proporción de todos los vehículos que llegan durante la fase verde ($P \leq 1$).

C : Longitud del ciclo (s).

g_i : Tiempo de verde efectivo del movimiento o grupo de carriles (s).

Tabla 3. Relación entre el tipo de llegada y la relación de pelotón

Tipo de Llegada	Rango de Pelotón (R_p)	Valor por Defecto (R_p)	Calidad de la Progresión
1	≤ 0.50	0.333	Muy pobre
2	$> 0.50 - 0.85$	0.667	Desfavorable
3	$> 0.85 - 1.15$	1.000	Llegadas aleatorias
4	$> 1.15 - 1.50$	1.333	Favorable
5	$> 1.50 - 2.00$	1.667	Altamente favorable
6	> 2.00	2.000	Excepcional

Fuente: TRB, 200, p.16-20

El flujo de peatones será necesario, porque estos interferirán con los volteos permitidos a la derecha. El flujo de peatones para una aproximación dada es el flujo en el camino de cruce que interfiere con los volteos a la derecha hechos desde la aproximación. Así pues, para una aproximación hacia el oeste el flujo de peatones que cruzan perpendicularmente el sentido norte deberá ser usado; para una aproximación hacia el este deberá usarse el flujo de peatones que cruzan perpendicularmente el sentido sur; para una aproximación al norte, el flujo de peatones que cruzan perpendicularmente el sentido este y para una aproximación al sur el flujo de peatones que cruzan perpendicularmente el sentido oeste.

La distribución del tipo de vehículos es cuantificada como el porcentaje de vehículos pesados (%HV) en cada movimiento donde los vehículos pesados para nuestro medio serán considerados los camiones en sus diferentes capacidades, así como los ómnibus interprovinciales.

El número de vehículos de transporte público para cada acceso deberá ser identificado, incluyendo solo los vehículos que efectúan paradas para subir o descargar pasajeros en la intersección.



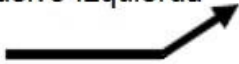




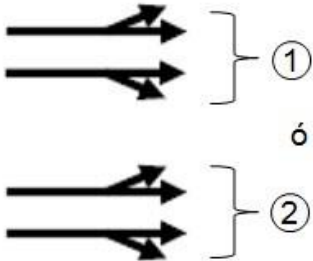



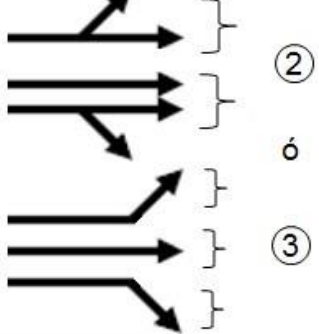
Otra condición de tráfico de interés, es la actividad en las vías de parqueo adyacente para el análisis de los grupos de vías. La actividad de parqueo es medida en términos de maniobras de parqueo por hora dentro de los 70 metros antes y después de la línea de parada.

2.7.3. Ajuste De La Demanda

2.7.3.1. Agrupamiento de carriles

La metodología del HCM considera los accesos de una intersección de manera individual y los grupos de carriles de cada acceso también de forma individual. La segmentación toma en cuenta la geometría de la intersección y la distribución de movimientos (Vera, 2012). En la Tabla 4 se presentan algunos agrupamientos de carriles comunes y sugeridos por el manual.

Tabla 4. Grupo de carriles para el análisis de intersecciones semaforizadas

No. De Carriles	Movimiento por carril	Posibilidades de Agrupación
1	Izq. + de frente + der. 	1. 
2	Exclusivo Izquierda  De frente + Derecha 	2. posibilidades de grupo 
2	Izq + De frente  De frente + Derecha 	
3	Exclusivo izquierda  De frente  De frente + Derecha 	

Fuente: TRB, 2000, p. 16-7

Se debe establecer grupos de carriles apropiados, considerando tanto la geometría de como la distribución de los movimientos vehiculares, se sentaran grupos de carriles separados, cuando se disponga de bahías exclusivas de vuelta a izquierda y a la derecha. Cuando se tenga carriles de vuelta a izquierda compartidos, se deberá evaluar la operación en el carril compartido para determinar si efectivamente funciona como carril exclusivo de vuelta izquierda. Para un acceso, cuando el flujo de vuelta a la izquierda en el carril de extremo izquierdo es menor que el flujo promedio en los demás carriles, se supone que los vehículos directos comparten el carril izquierdo y

todo el acceso puede suponerse en un grupo de carriles simple. En caso de ser mayor, el carril exterior se debe designar como un carril exclusivo de vuelta a la izquierda en un grupo de carriles separado. Matemáticamente esto se expresa así:

$$V_1 < \frac{V_a - V_l}{N - 1} \quad (\text{Ec. 10})$$

$$V_1 \geq \frac{V_a - V_l}{N - 1} \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

V_l: Volumen actual de vuelta a la izquierda (vehículos/h)

V_a: Volumen actual en el acceso (vehículos/h)

N: Número de carriles del acceso

Si se cumple la primera desigualdad, el carril extremo izquierdo es un carril compartido y se usa un solo grupo de carriles para todo el acceso. Si por el contrario, se cumple la segunda desigualdad, el carril extremo izquierdo actúa como un carril exclusivo de vuelta a la izquierda y, por lo tanto, deberá establecerse como un grupo separado de carriles.

2.7.3.2. Determinación de la tasa de flujo

La tasa de flujo durante los 15 minutos pico se determina de un volumen horario dividiéndolo entre el factor de hora pico (FHP); de tal modo que a partir de la ecuación 1 se obtiene la ecuación 12.

$$v_p = \frac{V}{FHMD} \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde:

v_p: Tasa de flujo durante los 15 minutos pico (veh/h).

V: Volumen horario (veh/h).

FHMD: Factor horario de máxima demanda.

2.7.4. Ajuste De La Oferta

2.7.4.1. Determinación de la tasa de flujo de saturación

La tasa de flujo de saturación se define como la tasa máxima de flujo, en un acceso o grupo de carriles, que puede pasar a través de la intersección bajo las condiciones prevalecientes del tránsito y la calle, suponiendo que dicho acceso o grupo de carriles tiene el 100% del tiempo disponible como verde efectivo (esto es, $g/C=1.0$). El HCM calcula la tasa de flujo de saturación de un grupo de carriles a partir del ajuste de la tasa de flujo de saturación ideal, empleando la ecuación 13.

$$s = s_0 * N * f_W * f_{HV} * f_g * f_p * f_{bb} * f_a * f_{LU} * f_{LT} * f_{RT} * f_{Lpb} * f_{Rpb} \quad (Ec.13)$$

Donde:

s : Tasa de flujo de saturación del grupo de carriles (veh/h-verde).

s_0 : Tasa de flujo de saturación ideal por carril (veh/h/carril).

N : Número de carriles del grupo de carriles.

f_W : Factor de ajuste por ancho de carriles.

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

f_g : Factor de ajuste por pendiente del acceso.

f_p : Factor de ajuste por estacionamientos adyacentes al grupo de carriles.

f_{bb} : Factor de ajuste por bloqueo de buses que paran cerca de la intersección.

f_a : Factor de ajuste por tipo de área.

f_{LU} : Factor de ajuste por utilización de carriles.

f_{LT} : Factor de ajuste por giros a la izquierda.

f_{RT} : Factor de ajuste por giros a la derecha.

f_{Lpb} : Factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la izquierda.

f_{Rpb} : Factor de ajuste por peatones y bicicletas para giros a la derecha.

El HCM recomienda un valor por defecto para la tasa de flujo de saturación ideal de 1900 vehículos livianos por hora por carril (veh/h/carril).

2.7.4.2. Factores de ajuste del flujo de saturación

a. Ajuste por ancho de carril (f_w)

Es aquel que incorpora el impacto negativo de carriles angostos en la tasa de flujo de saturación, así como también permite una tasa de flujo mayor en carriles anchos. El ancho de carril considerado estándar es de 3.6m.

b. Ajuste por vehículos pesados (f_{HV})

Es aquel que incorpora el espacio adicional ocupado por los vehículos pesados y sus diferencias operativas en comparación con los vehículos livianos. El equivalente en vehículos livianos (ET) empleado para cada vehículo pesado es de 2 vehículos livianos y es reflejado en la fórmula de la Tabla 5.

c. Ajuste por pendiente del acceso (f_g)

Es aquel que incorpora el efecto de la pendiente de la rasante sobre la operación de todos los vehículos, incluyendo vehículos pesados y livianos.

d. Ajuste por estacionamientos (f_p)

Es aquel que incorpora los bloqueos ocasionales debido a las maniobras de estacionamiento¹. Se emplea el número de maniobras por hora en estacionamientos adyacentes al grupo de carriles y dentro de 70 m corriente arriba desde la línea de parada. Además, se considera un límite práctico de 180 maniobras como máximo y se debe tener en cuenta que las condiciones de estacionamiento con cero maniobras tienen un impacto diferente que una situación donde no hay estacionamientos.

e. Ajuste por bloqueo de buses (f_{bb})

Es aquel que incorpora el tránsito local de buses que se detienen a recoger o dejar pasajeros dentro de los 70 m desde la línea de parada (corriente arriba o corriente abajo). Este factor solo se debería emplear cuando los buses detenidos bloquean el flujo de tráfico². Se emplea un límite práctico de 250 paradas como máximo.

¹ El HCM considera que cada maniobra (ya sea de ingreso o salida) bloquea el tráfico en el carril próximo durante un promedio de 18 s.

² El HCM considera que el bloqueo promedio por cada parada de buses es de 14.4 s durante una indicación de verde.

f. Ajuste por tipo de área (f_a)

Es aquel que incorpora la ineficiencia relativa de las intersecciones en los distritos de negocios. Es apropiado en áreas con características de un distrito central de negocios (CBD, Central Business District), las cuales incluyen derechos de paso en calles angostas, maniobras de parqueo frecuentes, bloqueo de vehículos, actividades de taxis y buses, pequeños radios de giro, uso limitado de carriles exclusivos de giro, alta actividad de peatones, etc.

g. Ajuste por utilización de carril (f_{LU})

Es aquel que incorpora la distribución desigual del tráfico entre los carriles en un grupo de carriles con más de un carril. El factor f_{LU} está basado en el flujo del carril con el volumen más alto y se calcula empleando la ecuación correspondiente de la Tabla 5.

h. Ajuste por giros a la izquierda (f_{LT})

Los factores de ajuste por giros a la izquierda dependen de si los giros son protegidos o permitidos y de si se realizan desde un carril exclusivo o compartido.

i. Ajuste por giros a la derecha (f_{RT})

Es aquel que intenta reflejar el efecto de la geometría. Depende de si los giros se realizan desde un carril exclusivo o compartido y de la proporción de vehículos en el grupo de carriles que giran a la derecha. Nótese que el factor de giro a la derecha es 1.0 si el grupo de carriles no incluye ningún giro a la derecha.

j. Ajuste por peatones y bicicletas (f_{Lpb} y f_{Rpb})

El manual 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.

Tabla 5. Factores de ajuste del flujo de saturación

Factor	Fórmula	Definición de variable	Notas
Ancho de carril	$f_w = 1 + \frac{W - 3.6}{9}$	W = ancho de carril (m)	W ≥ 2.4m Si W ≥ 4.8 m, analizar como dos carriles
Vehículos pesados	$f_{HV} = \frac{100}{100 + \%HV(E_T - 1)}$	%HV= porcentaje de vehículos pesados del grupo	E _T =2.4 autos/pesado
Pendiente	$f_g = 1 - \frac{\%G}{200}$	%G= porcentaje de pendiente del acceso	-6 ≤ %G ≤ +10 Negativa en descensos
Estacionamiento	$f_p = \frac{N - 0.1 - \frac{18N_m}{3600}}{N}$	N= número de carriles del grupo N _m = número de maniobras de estacionamiento/h	0 ≤ N _m ≤ 180 f _p ≥ 0.050 f _p = 1.000 para sin estacionamiento
Bloqueo de buses	$f_{bb} = \frac{N - \frac{14.4N_B}{3600}}{N}$	N= número de carriles del grupo N _B = número de buses que parar por hora	0 ≤ N _B ≤ 250 F _{bb} ≥ 0.050
Tipo de área	$f_a = 0.900$ en CBD $f_a = 1.000$ en otras áreas	CDB= distrito Central de Negocios (centro de la ciudad)	
Utilización de carriles	$f_{LU} = \frac{v_g}{v_{g1}N}$	v _g = tasa de flujo de demanda no ajustada del grupo de carril (veh/h) v _{g1} = tasa de flujo de demanda no ajustada del carril con el volumen más alto del grupo N=número de carriles del grupo	
Vueltas a la izquierda	Fase protegida Carril exclusivo: $f_{LT} = 0.95$ Carril compartido: $f_{LT} = \frac{1}{1.0 + 0.05 P_{LT}}$	P _{LT} = proporción de vueltas a la izquierda en el grupo de carriles	
Vueltas a la derecha	Carril exclusivo: $f_{RT} = 0.85$ Carril compartido $f_{RT} = 1.0 - 0.15 P_{RT}$ Carril simple $f_{RT} = 1.0 - 0.135 P_{RT}$	P _{RT} = proporción de vueltas a la derecha en el grupo de carriles	f _{RT} ≥ 0.050
Bloqueo por peatones y bicicletas	Ajuste: LT $f_{Fpb} = 1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{LTA})$ Ajuste: RT $f_{Fpb} = 1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{RTA})$	P _{LT} = proporción de vueltas a la izquierda en el grupo de carriles A _{pbT} =ajuste a la fase permitida P _{LTA} = proporción de vueltas a la izquierda que usan la fase protegida P _{RT} = proporción de vueltas a la derecha en el grupo de carriles P _{RTA} = proporción de vueltas a la derecha que usan la fase protegida	

Fuente: TRB, 2000, p. 16-11

2.7.5. Determinación De La Capacidad

2.7.5.1. Capacidad

En intersecciones semaforizadas la capacidad se basa en los conceptos de flujo de saturación y tasa de flujo de saturación. Se calcula mediante la ecuación 14.

$$c_i = s_i \left(\frac{g_i}{C} \right) \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

c_i : Capacidad del grupo de carriles i (veh/h).

s_i : Tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles i (veh/h).

g_i : Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles i (s).

C : Longitud del ciclo del semáforo (s).

$\frac{g_i}{C}$: Proporción de verde efectivo para el grupo de carriles i .

2.7.5.2. Relación v/c

La relación v/c es a menudo denominada relación de volumen-capacidad o grado de saturación y expresa la razón entre la tasa de flujo (v) y la capacidad (c). En el análisis de intersecciones es representada con el símbolo X , por lo que para un grupo de carriles dado i , X_i se calcula empleando la ecuación 15.

$$X_i = \frac{v_i}{c_i} = \frac{v_i}{s_i \left(\frac{g_i}{C} \right)} = \frac{v_i \times C}{s_i \times g_i} \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde:

X_i : Relación v/c o grado de saturación para el grupo de carriles i .

v_i : Tasa de flujo de demanda actual o proyectada para el grupo de carriles i (veh/h).

c_i : Capacidad del grupo de carriles i .

s_i : tasa de flujo de saturación para el grupo de carriles i (veh/h).

g_i : Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles i (s).

C : Longitud del ciclo (s).

2.7.5.3. Grupos de carriles críticos y grado de saturación crítico

Los grupos de carriles críticos para cada fase son aquellos que presentan la mayor relación de flujo v/c y se emplean para evaluar la intersección en su conjunto (forma agregada) con respecto a su geometría y a la duración del ciclo, dando lugar al grado de saturación crítico de la intersección (X_c) que se obtiene mediante la ecuación 16.

$$X_c = \left(\frac{C}{C - L} \right) \times \sum \left(\frac{v}{s} \right)_{ci} \quad (Ec. 16)$$

Donde:

X_c : Relación v/c crítica o grado de saturación crítico para la intersección.

$\sum \left(\frac{v}{s} \right)_{ci}$: Sumatoria de las relaciones de flujo para todos los grupos de carriles críticos

C : Longitud del ciclo (s).

L : Tiempo perdido total por ciclo, calculado como tiempo perdido t_L , para la trayectoria crítica de los movimientos (s).

2.7.6. Medidas De Eficiencia

2.7.6.1. Determinación de la demora

Los valores derivados de los cálculos de demora representan la demora media por control experimentada por todos los vehículos que llegan durante el periodo de análisis, incluyendo aquellas demoras contraídas fuera del mismo cuando el grupo de carriles se encuentra sobresaturado. La demora por control además considera los movimientos a bajas velocidades y las detenciones conforme los vehículos se mueven en la cola o disminuyen la velocidad corriente arriba de la intersección. La demora promedio por control por vehículo para un grupo de carriles se obtiene mediante la ecuación 17.

$$d = d_1(PF) + d_2 + d_3 \quad (Ec. 17)$$

Donde:

d : Demora por control por vehículo (s/veh).

d_1 : Demora por control uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh).

PF : Factor de ajuste de demora uniforme por coordinación, el cual tiene en cuenta los efectos de la coordinación de semáforos.

d_2 : Demora incremental que toma en cuenta los efectos de llegadas aleatorias y colas sobresaturadas, ajustada por la duración del periodo de análisis y el tipo de controlador; este componente de la demora asume que no hay cola inicial para el grupo de carriles al inicio del periodo de análisis (s/veh).

d_3 : Demora por cola inicial, la cual tiene en cuenta las demoras de todos los vehículos en el periodo de análisis debido a las colas iniciales al comienzo del periodo de análisis (s/veh).

2.7.6.2. Demora uniforme

Es aquella demora que se obtiene al asumir el caso ideal de llegadas uniformes, flujo estable, y ausencia de cola inicial. La ecuación 18 brinda una estimación aceptada y precisa de la demora uniforme, la cual está basada en el primer término de la fórmula 25 de demora de Webster. Nótese que los valores de X no pueden ser mayores de 1.

$$d_1 = \frac{0.5C \left(1 - \frac{g}{C}\right)^2}{1 - \left[\min(1, X) \times \frac{g}{C}\right]} \quad (Ec. 18)$$

Donde:

d_1 : Demora por control uniforme asumiendo llegadas uniformes (s/veh).

C : Longitud del ciclo (s); longitud de ciclo empleada en semáforos con controladores de tiempo fijo.

g : Tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles (s); tiempo de verde empleado en semáforos con controladores de tiempo fijo.

X : relación v/c o grado de saturación para el grupo de carriles.

2.7.6.3. Factor de ajuste por coordinación

El factor de ajuste por coordinación es aquel que incorpora el efecto de la coordinación de semáforos. Se entiende que una buena coordinación de semáforos resultará en una alta proporción de vehículos llegando durante el verde, mientras que una coordinación pobre resultará en una baja proporción de vehículos que llegan en verde. El (PF) se aplica a todos los grupos de carriles coordinados, incluyendo a los grupos de carriles con controles de tiempo fijo. La coordinación afecta fundamentalmente a la demora uniforme, y por esta razón el ajuste se aplica solo a a la demora d_1 . El valor de PF puede determinarse usando la Ecuación 19.

$$PF = \frac{(1 - P) \times f_{PA}}{1 - \left(\frac{g}{C}\right)} \quad (Ec. 19)$$

Donde:

PF: Factor de ajuste por coordinación.

P: Proporción de vehículos que llegan en verde.

g/C: Proporción de tiempo de verde disponible.

f_{PA}: Factor de ajuste suplementario por grupos vehiculares que llegan durante el verde

Si se llevan a cabo mediciones de campo, P debería determinarse como la proporción de vehículos en el ciclo que arriban a la línea de parada o que se unen a la cola (estacionaria o en movimiento) mientras se presenta la fase verde, P se podrá calcular a través de la Tabla 4 y la Ecuación 11; así que f_{PA} y PF se hallan usando la Tabla 6.

Tabla 6. Factor de ajuste por coordinación para el cálculo de la demora uniforme

Relación g/c	Tipo de Llegada (AT)					
	AT 1	AT 2	AT 3	AT 4	AT 5	AT 6
0.20	1.167	1.007	1.000	1.000	0.833	0.750
0.30	1.286	1.063	1.000	0.986	0.714	0.571
0.40	1.445	1.136	1.000	0.895	0.555	0.333
0.50	1.667	1.240	1.000	0.767	0.333	0.000
0.60	2.001	1.395	1.000	0.576	0.000	0.000
0.70	2.556	1.653	1.000	0.256	0.000	0.000
f_{PA}	1.00	0.93	1.00	1.15	1.00	1.00
R_p por defecto	0.333	0.667	1.000	1.333	1.667	2.000

Fuente: TRB, 2000, p. 16-20.

2.7.6.4. Demora incremental

Es aquella demora que toma en consideración llegadas no uniformes y colapsos temporales de ciclos (demora aleatoria), así como los periodos sustanciales de sobresaturación (demora de sobresaturación). La demora incremental se puede estimar mediante la ecuación 20, la cual asume que no hay demanda insatisfecha que genere colas iniciales al comienzo del periodo de análisis (T). El término de demora incremental es válido para todos los valores de X, incluyendo grupos de carriles altamente sobresaturados.

$$d_2 = 900T \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8 k I X}{c T}} \right] \quad (Ec. 20)$$

Donde:

d_2 : Demora incremental que toma en cuenta los efectos de colas aleatorias y sobresaturadas, ajustada por la duración del periodo de análisis y el tipo de controlador del semáforo (s/veh).

T: Duración del periodo de análisis (h).

k: Factor de demora incremental que es dependiente del ajuste de los controladores.

I: Factor de ajuste por ingresos a la intersección corriente arriba.

c: Capacidad del grupo de carriles (veh/h).

X: Relación v/c para el grupo de carriles o grado de saturación.

El término de calibración (k) o factor de calibración de demora incremental se incluye en la ecuación 20 para incorporar el efecto del tipo de controlador. Para semáforos de tiempo fijo se emplea un valor de $k = 0.50$. Por otro lado, el factor de ajuste de demora incremental (I) incorpora los efectos de ingresos desde semáforos corriente arriba en intersecciones coordinadas. Para una intersección aislada se tomará el valor de 1.

2.7.6.5. Demora por cola inicial

Es la demora adicional que se genera debido a las colas residuales (remanentes o insatisfechas) del periodo previo, ya que estas deberán primero despejar la intersección antes de dar paso a los vehículos que llegan durante el periodo de análisis. En los casos en que $X > 1$ para un periodo de 15 minutos, el siguiente periodo comenzará con una cola inicial denominada Q_b , que es expresada en vehículos y debe observarse al inicio del rojo. Siempre y cuando $Q_b \neq 0$, los vehículos que lleguen durante el periodo de análisis experimentarán una demora por cola inicial, que se designa por d_3 . Para estimar la demora por cola inicial existen cinco posibles escenarios de análisis, que se describen a continuación:

Caso 1: El periodo es no saturado sin cola inicial. Por lo tanto, $d_3=0$

Caso 2: El periodo es sobresaturado sin cola inicial. Por lo tanto, $d_3=0$

Caso 3: La cola inicial Q_b se disipa durante el periodo T . Para que esto ocurra, la suma de Q_b y la demanda total en T (qT) debe ser menor que la capacidad disponible (cT). Es decir, $Q_b + qT < cT$.

Caso 4: Cuando aún existe demanda insatisfecha al final del periodo T pero es decreciente. Para que esto ocurra, la demanda en T debe ser menor que la capacidad. Es decir, $qT < cT$.

Caso 5: cuando la demanda en T excede la capacidad. Aquí la demanda insatisfecha se incrementa al final de T . Para que esto ocurra deberá cumplirse que $qT > cT$.

La demora por cola inicial d_3 se podrá calcular mediante la ecuación 21.

$$d_3 = \frac{1800Q_b(1+u)t}{cT} \quad (\text{Ec. 21})$$

Donde:

Q_b : Cola inicial al inicio del periodo T (veh).

c : Capacidad (veh/h).

T : Duración del periodo de análisis (h).

t : Duración de la demanda insatisfecha (h).

u : Parámetro de demora.

Para los casos 3, 4 y 5, los parámetros t y u se determinan mediante las ecuaciones 22 y 23.

$$t = 0 \text{ si } Q_b = 0, \text{ de otro modo } t = \min \left\{ \frac{Q_b}{c[1 - \min(1, X)]} \right\} \quad (\text{Ec. 22})$$

$$u = 0 \text{ si } t < T, \text{ de otro modo } u = 1 - \frac{cT}{Q_b[1 - \min(1, X)]} \quad (\text{Ec. 23})$$

Adicionalmente, para los casos 4 y 5, el último vehículo que llega en el periodo T despejará la intersección en el tiempo $T_c > T$, denominado tiempo de despeje de cola inicial. Por lo tanto, en el caso de una cola inicial, T_c se calcula con la Ecuación 24.

$$T_c = \max \left(T, \frac{Q_b}{c} + TX \right) \quad (\text{Ec. 24})$$

Para los casos 3, 4 y 5, el componente uniforme de la demora por control (d_1) debe ser evaluado empleando $X=1.0$ para el periodo en el que existe una cola de sobresaturación (t) y usando el valor real de X para el periodo restante ($T-t$). En consiguiente, para estos casos se emplea un valor ponderado de d_1 , tal como muestra la ecuación 25.

$$d_1 = d_s * \frac{t}{T} + d_u * PF * \frac{(T - t)}{T} \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde:

d_s : Demora saturada (d_1 evaluado para $X = 1.0$).

d_u : Demora no saturada (d_1 evaluado para el valor real de X).

2.7.6.6. Estimación de demoras agregadas (ponderadas)

El procedimiento para la estimación de demoras provee la demora por control por vehículo para cada grupo de carriles, por lo que para determinar las demoras en un acceso es necesario ponderar las demoras de los grupos de carriles, tal como muestra la ecuación 26.

$$d_A = \frac{\sum(d_i \times v_i)}{\sum v_i} \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

d_A : Demora para el acceso A (s/veh).

d_i : Demora para el grupo de carriles i (en el acceso A) (s/veh).

v_i : Flujo ajustado para el grupo de carriles i (veh/h).

De modo similar, para obtener la demora por control promedio de toda la intersección, se pueden ponderar las demoras por control de los accesos empleando la ecuación 27.

$$d_I = \frac{\sum(d_A \times v_A)}{\sum v_A} \quad (\text{Ec. 27})$$

Donde:

d_I : Demora por vehículo para la intersección (s/veh).

d_A : Demora para el acceso A (s/veh).

v_A : Flujo ajustado para el acceso A (veh/h).

2.7.6.7. Determinación del nivel de servicio

Tal como se mencionó en el ítem 2.6.4. la demora promedio por control es la medida de eficiencia determinante en la estimación del nivel de servicio para intersecciones semaforizadas. Por lo tanto, el nivel de servicio se determina empleando la Tabla 2.

CAPÍTULO IV

3. MATERIALES Y MÉTODOS

El desarrollo de la investigación está compuesto por cinco etapas. La primera de ellas se encuentra conformada por la selección de las dos intersecciones semaforizadas críticas con mayor demanda vehicular, tal como se mostró en la delimitación del estudio y se describe en el presente capítulo.

A la segunda etapa le compete el registro de datos de campo, para lo cual se empleó la herramienta de la videograbación. El procedimiento estuvo determinado por la obtención de los equipos, así como también por la selección de los lugares más adecuados para la ubicación de los mismos.

El proceso de la obtención de la información de campo, a partir de los videos constituye la tercera etapa de este estudio. Toda la extracción de datos y demás información relevante, como: volúmenes vehiculares, tiempos del semáforo, estimación de relación, agrupamiento de carriles, aforo de peatones y bicicletas, porcentaje de vehículos pesados y número de paradas de buses; se realizaron de manera manual.

La cuarta etapa comprende la aplicación de las metodologías de análisis para intersecciones semaforizadas HCM 2000, con la cual se encontró los valores de tasas de flujo de saturación, grados de saturación y demoras de las intersecciones, se obtuvo el nivel de servicio y se cumplió con los objetivos del estudio.

Por último, la quinta etapa se encuentra conformada por la evaluación y análisis de los resultados obtenidos, se determinó la comprobación o no de la hipótesis planteada y a su vez se discutieron alternativas de solución a la problemática encontrada.

3.1. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN

La avenida Rafael Hoyos Rubio es una de las principales avenidas de la ciudad de Cajamarca, en Perú. Se extiende a lo largo de 18 cuadras numeradas de Este a Oeste, con una longitud aproximada de 2.9 km, conecta el centro con el aeropuerto Armando Revoredo Iglesias.

La avenida se inicia en el jirón Revilla Pérez, con un sentido de circulación de este a oeste, en la cuadra 2 se convierte en una vía de doble sentido, en la siguiente está ubicada la plazuela Hoyos Rubio y la capilla Nuestra Señora de Guadalupe, aquí la vía presenta una berma central la cual continúa hasta la penúltima cuadra, a partir de la intersección con el jirón Manuel Seoane, la avenida acoge a varias líneas de transporte público. En la cuadras 6, 7, 8 y 9 se localiza el asilo de ancianos Obispo Grozo, el centro comercial El Quinde Shopping Plaza, el conjunto residencial Fonavi II. En la intersección con la avenida Vía de Evitamiento Norte se inicia el recorrido de una ciclovía, entre las cuadras 10 y 13 se ubica la urbanización Horacio Zevallos, la institución educativa María de Nazaret, la residencial Balcones de la Alameda y un hospital de consultorios Essalud, en la cuadra 14 se localiza una tienda automotriz de Toyota, las cuadras siguientes se caracterizan por la existencia de centros de esparcimiento, recreación, automotrices y los colegios Pamer, Davy y del Carmen, a su vez disminuyen más las zonas residenciales y predominan los espacios de entretenimiento nocturno, más adelante, se desprende de la avenida Hoyos Rubio una carretera interdistrital que conduce hacia las Ventanillas de Otuzco, a partir de este tramo la avenida Hoyos Rubio pierde su berma central y se convierte en una vía con una sola calzada, a la vez que el casco urbano de la ciudad termina. Finalmente, luego de atravesar un puente del río Mashcon confluye en el acceso principal del aeropuerto Armando Revoredo Iglesias.

Todos estos establecimientos de recreación, entidades públicas, residenciales, entidades privadas, centros comerciales e instituciones educativas convierten a esta avenida en una vía muy concurrida, generando muchos viajes a lo largo del día, aumentado el flujo vehicular, sobretodo en horas de la mañana, desarrollándose así puntos críticos en las intersecciones que a continuación se muestran en la siguiente Figura 12.

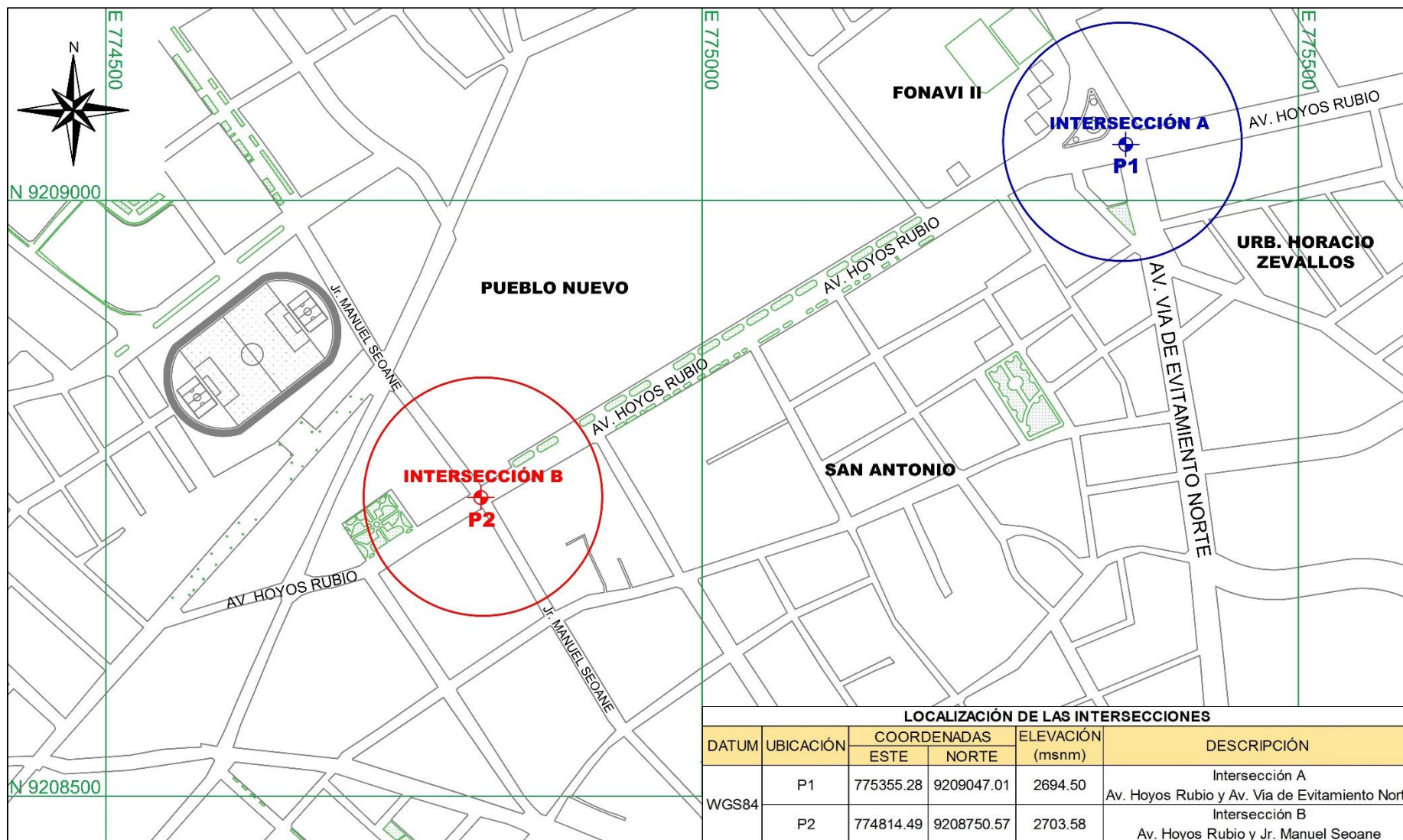


Fig. 12. Ubicación de las intersecciones sometidas a estudio

Fuente: Catastro de la Municipalidad provincial de Cajamarca / Edición propia

3.1.1. Intersección A

La primera intersección con mayor afluencia vehicular en estudio, es un cruce en forma de cruz, compuesta por 4 accesos y conformada por dos vías, una principal y una secundaria. La vía principal, Av. Vía de Evitamiento Norte, es considerada como una vía arterial, dicha avenida es una ruta principal que atraviesa y vincula la ciudad de Cajamarca de Norte a Sur y viceversa. La vía secundaria sería la Av. Rafael Hoyos Rubio, es considerada como una vía colectora, atraviesa la ciudad de Este a Oeste y viceversa, conectando el centro de la ciudad con el aeropuerto y el distrito de baños del inca.

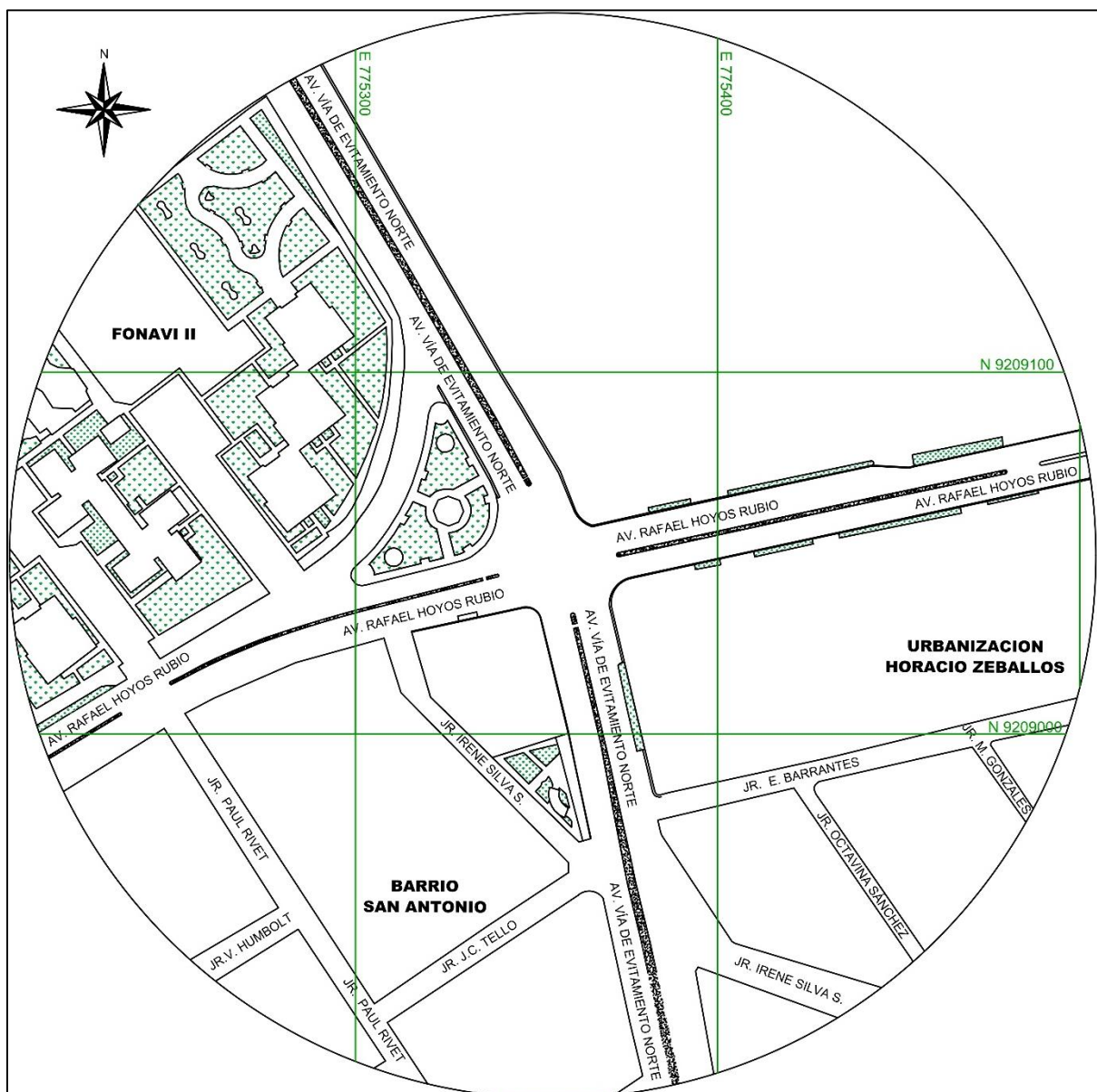


Fig. 13. Localización y ubicación de la intersección A

Fuente: Catastro de la Municipalidad provincial de Cajamarca / Edición propia

3.1.2. Intersección B

La segunda intersección con mayor afluencia vehicular en estudio, es un cruce también en forma de cruz, compuesta por 3 accesos y conformada igualmente por dos vías en este caso secundarias. El Jr. Manuel Seoane, es considerado como una vía colectora, dicho jirón es una ruta muy concurrida alterna y paralela a una parte de la Vía de Evitamiento Norte; es una vía de dos carriles y doble sentido de circulación, hasta la intersección en estudio, a partir de este punto el sentido es único de Norte a Sur. La otra vía secundaria es como se sabe la Av. Rafael Hoyos Rubio.

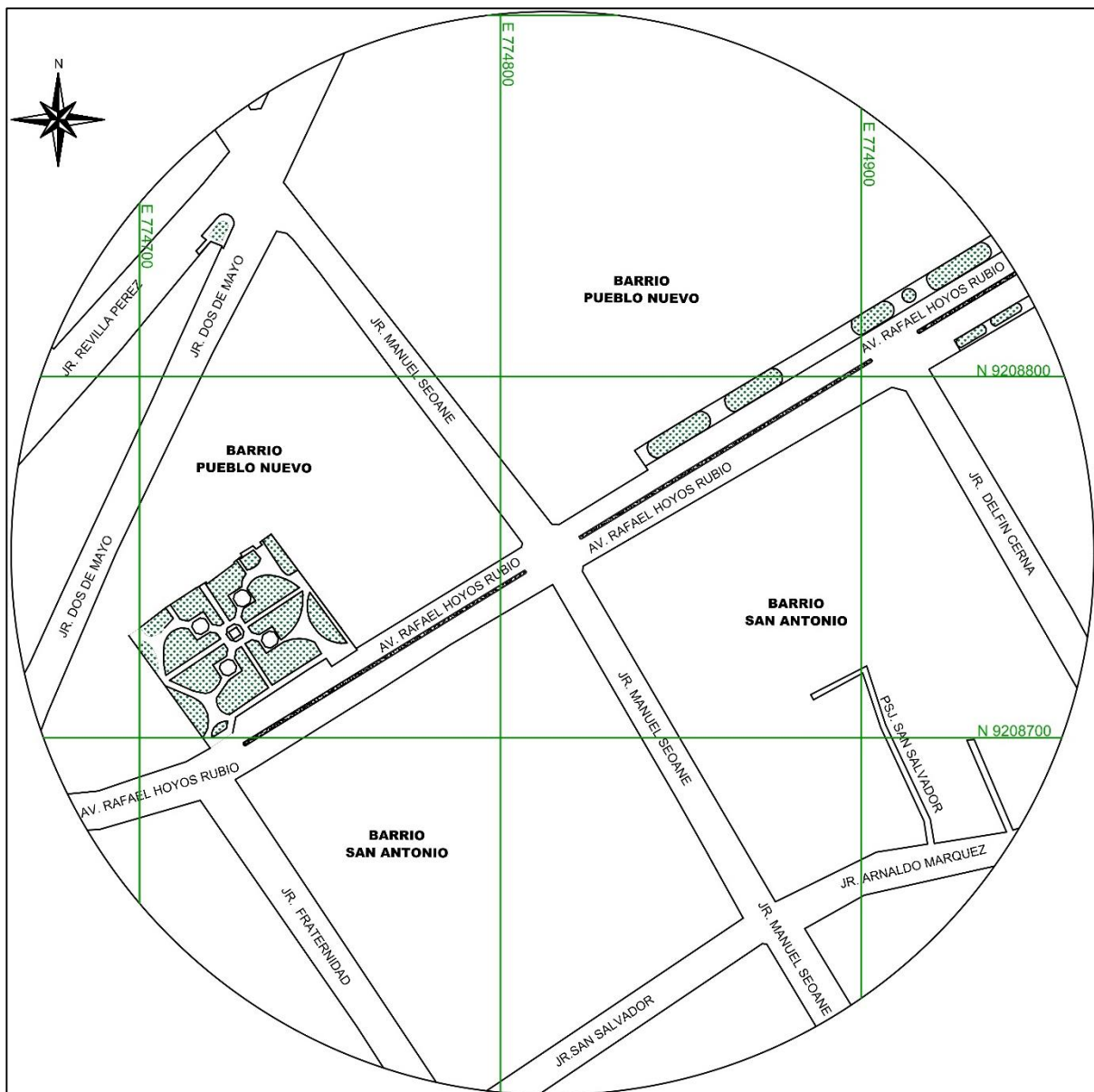


Fig. 14. Localización y ubicación de la intersección B

Fuente: Catastro de la Municipalidad provincial de Cajamarca / Edición propia

3.2. REGISTRO DEL TRÁFICO

Como ya se señaló anteriormente el análisis se efectuó en cinco etapas, consistiendo como la segunda el registro de datos; para la intersección de la Av. Hoyos Rubio y la Av. Vía de Evitamiento la videograbación se llevó a cabo la semana del lunes 03 de Octubre al Domingo 09 de Octubre del 2016, para el periodo comprendido entre las 7:00 y las 20:00 horas. Fueron empleadas cuatro cámaras de video, todas ellas localizadas en la azotea del edificio ubicado en la esquina suroeste de la intersección.

En las fotos se aprecia que las cámaras a, b, c y d fueron posicionadas para el registro del tráfico en los accesos Norte (Acceso 1), Sur (Acceso 2), Este (Acceso 3) y Oeste (Acceso 4) respectivamente.

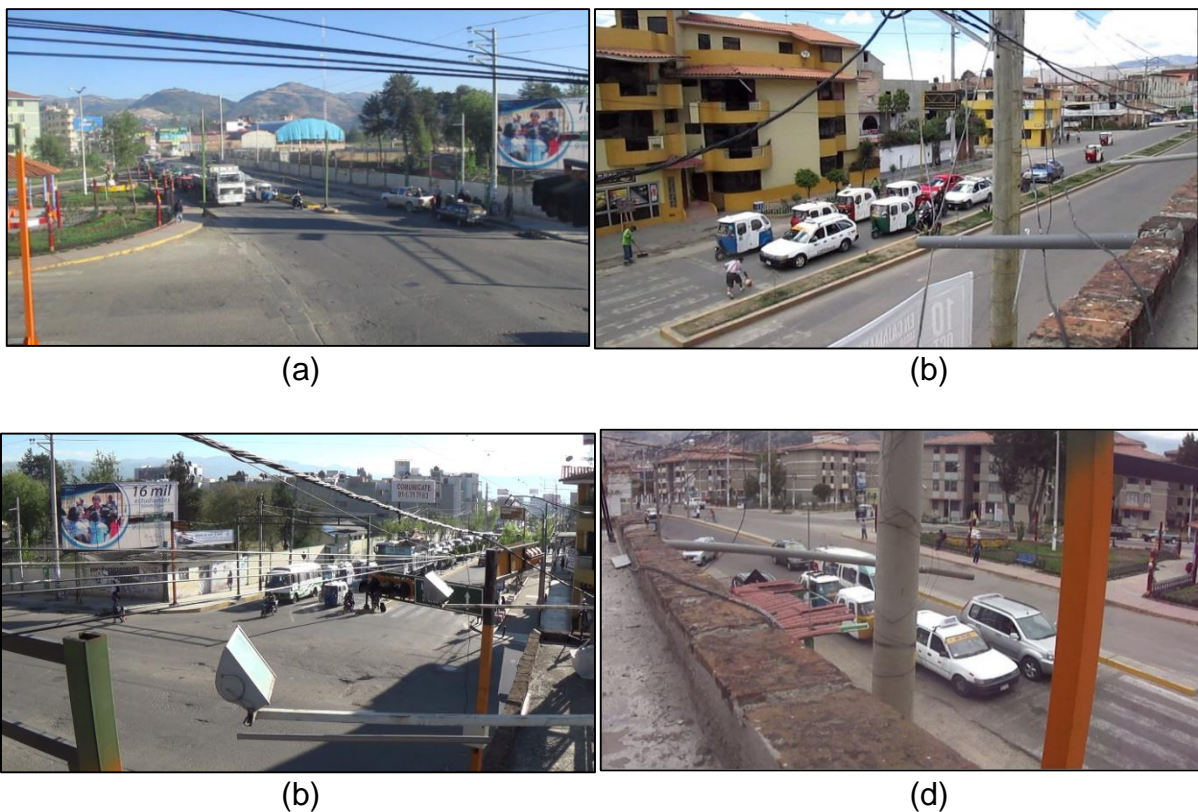


Fig. 15. Visuales de los accesos de la intersección A

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, para la intersección de la Av. Hoyos Rubio y el Jr. Manuel Seoane, el registro de datos se llevó a cabo la semana del lunes 17 de Octubre al Domingo 23 de Octubre del 2016, igualmente para el periodo de entre las 7:00 y las 20:00 horas. Fueron empleadas tres cámaras de video, todas ellas localizadas en la azotea del edificio ubicado en la esquina sureste de la intersección.

En las fotos se aprecia que las cámaras a, b y c fueron posicionadas para el registro del tráfico en los accesos Norte (Acceso 1), Oeste (Acceso 2) y Este (Acceso 3) respectivamente.

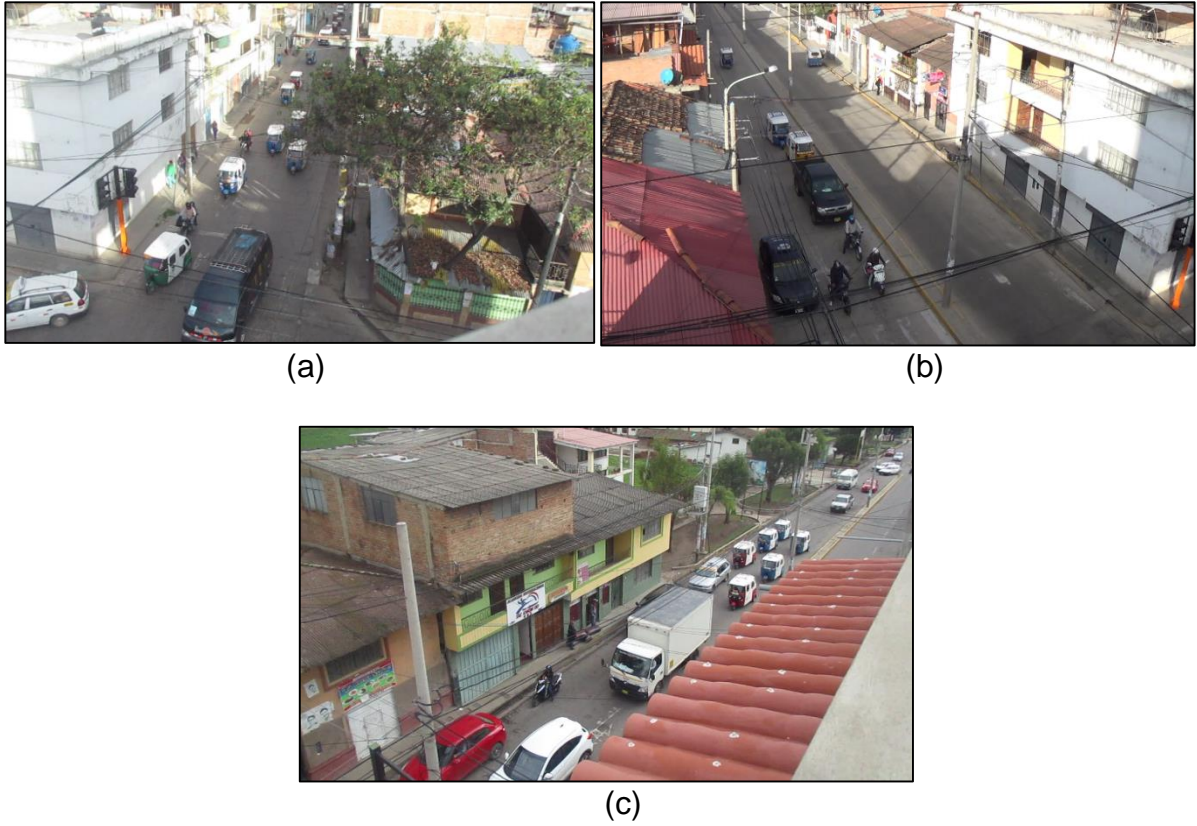


Fig. 16. Visuales de los accesos de la intersección B

Fuente: Elaboración propia

3.3. RECOLECCIÓN DE DATOS

Antes de iniciar la metodología de análisis del HCM 2000, una de las etapas fundamentales de esta investigación corresponde a la recolección de datos. A continuación se describen los procedimientos utilizados para la extracción de la información necesaria para el desarrollo de la metodología, así como la estimación de los principales parámetros de entrada que se emplearon en la aplicación de la misma.

Siguiendo la metodología descrita, para dar inicio al análisis se necesitan los datos de entrada, en general estos datos y los parámetros que se requirieron son:

- Las condiciones geométricas.
- Las condiciones semaforicas.
- Las condiciones del tráfico, dadas por los siguientes datos y parámetros:
 - o Los volúmenes vehiculares.
 - o El factor horario de máxima demanda.
 - o La relación de pelotón.
 - o El aforo peatonal y de bicicletas,
 - o El porcentaje de vehículos pesados
 - o El número de paradas de buses o combis.
 - o El agrupamiento de carriles

3.3.1. Condiciones geométricas de las intersecciones

Para la recolección de datos de las condiciones geométricas se realizó el levantamiento topográfico el mes de noviembre del 2016, las Figuras siguientes muestran el resumen de la información necesaria para el análisis de las características físicas de ambas intersecciones en estudio.

3.3.1.1. Intersección A

A continuación se describen las características de cada acceso que conforma la intersección de la Av. Hoyos Rubio con la Av. Vía de Evitamiento Norte, además se muestra sus respectivas secciones transversales típicas.

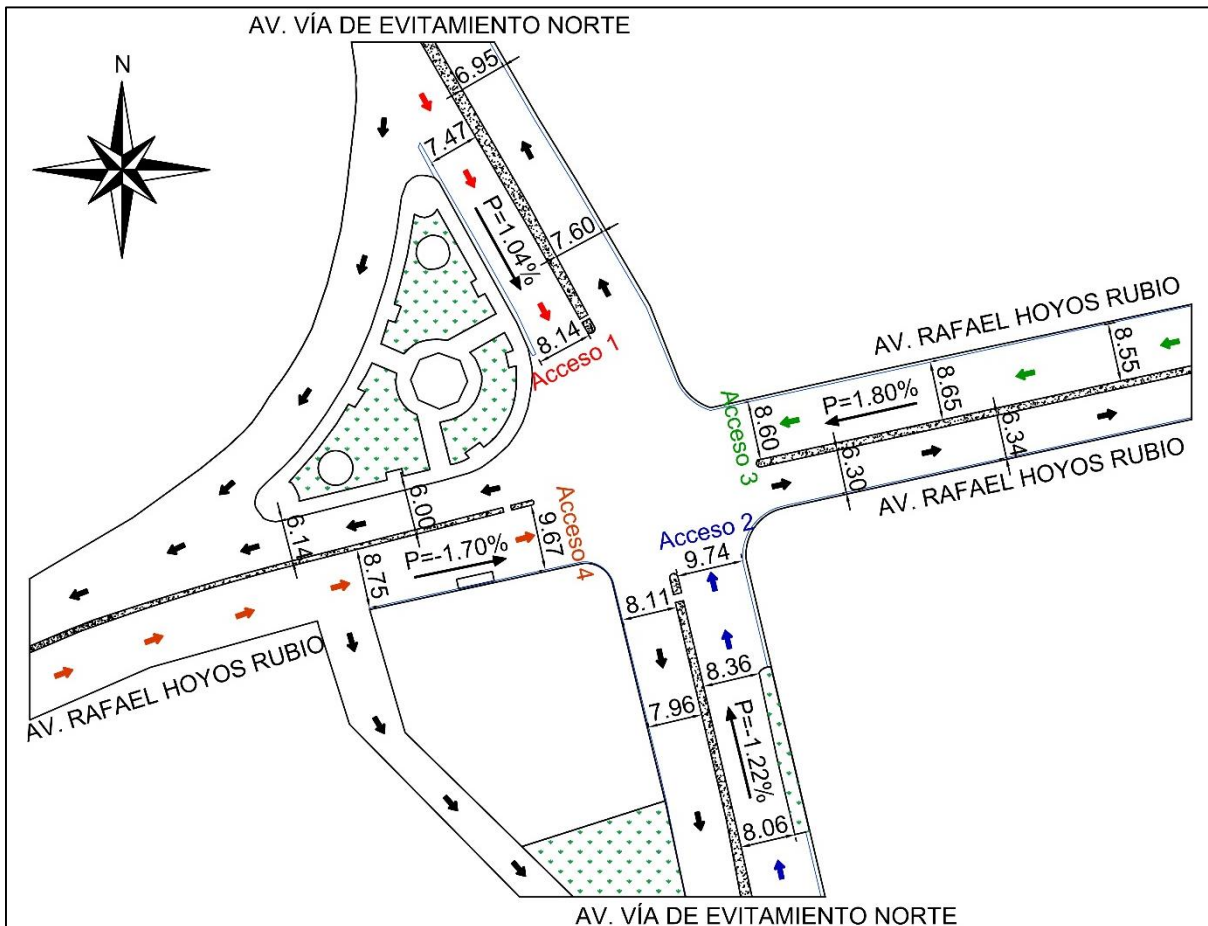


Fig. 17. Características geométricas de la intersección A

Fuente: Elaboración propia

El primer acceso a la intersección tiene el sentido de circulación Norte – Sur en la avenida Vía de Evitamiento Norte, cuenta con dos carriles con un ancho promedio de 3.87 m, cuenta con una berma central de 1.80 m, no se cuenta con carriles de estacionamiento ni paradero de buses. Cruzando la intersección y en el mismo sentido, la avenida continúa con dos carriles de 4.02 m. La pendiente es de 1.04%.

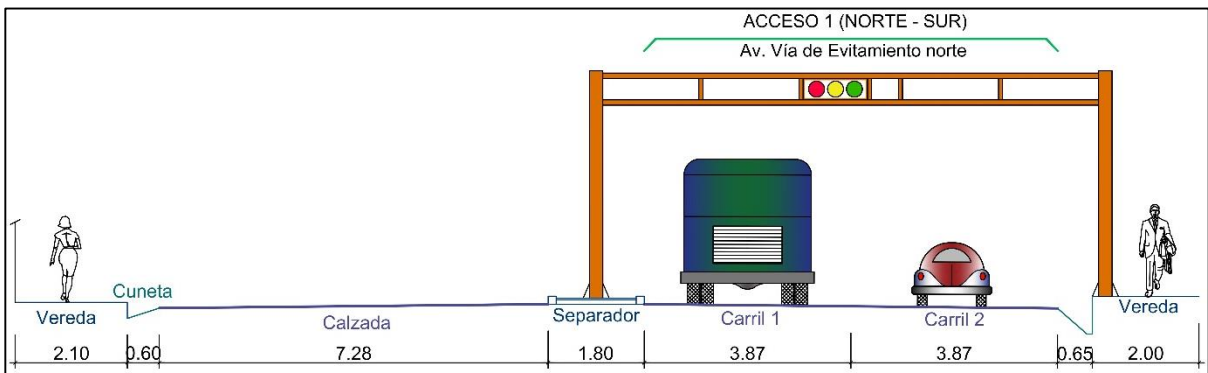


Fig. 18. Sección transversal típica del acceso 1 de la intersección A

Fuente: Elaboración propia

El segundo acceso a la intersección tiene el sentido de circulación Sur – Norte en la misma avenida Vía de Evitamiento Norte, cuenta con dos carriles con un ancho promedio de 4.36 m, tiene una berma central de 1.80 m. no se cuenta con carriles de estacionamiento ni paradero de buses, cercano a la línea de parada, se encuentra un jardín ocupando espacio en la vía, reduciendo su tamaño. Cruzando la intersección y en el mismo sentido, la avenida continúa con dos carriles de 3.64 m. El acceso tiene una pendiente negativa de -1.22%.

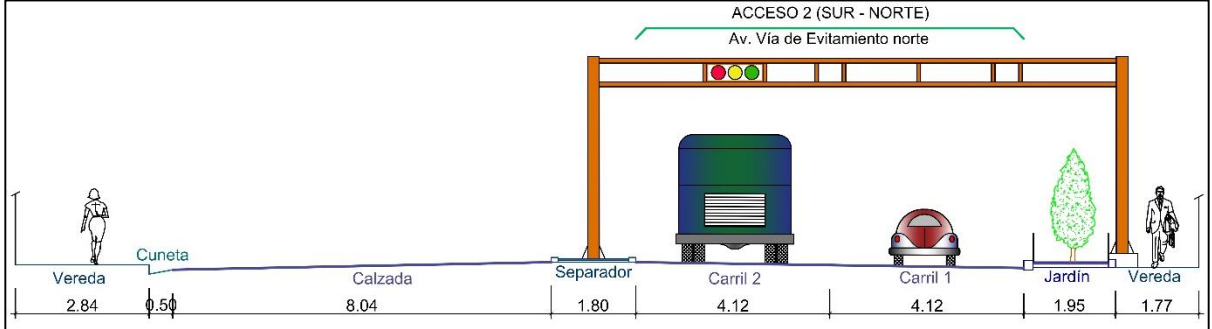


Fig. 19. Sección transversal típica del acceso 2 de la intersección A

Fuente: Elaboración propia

El tercer acceso a la intersección tiene el sentido de circulación Este – Oeste en la avenida Rafael Hoyos Rubio, cuenta con dos carriles con un ancho promedio de 4.30 m, cuenta con una berma central de 1.00 m. en la aproximación a la línea de parada no se cuenta con carriles de estacionamiento ni paradero de buses. Cruzando la intersección y en el mismo sentido, la avenida continúa con dos carriles de 3.04 m. El acceso tiene una pendiente de 1.80%.

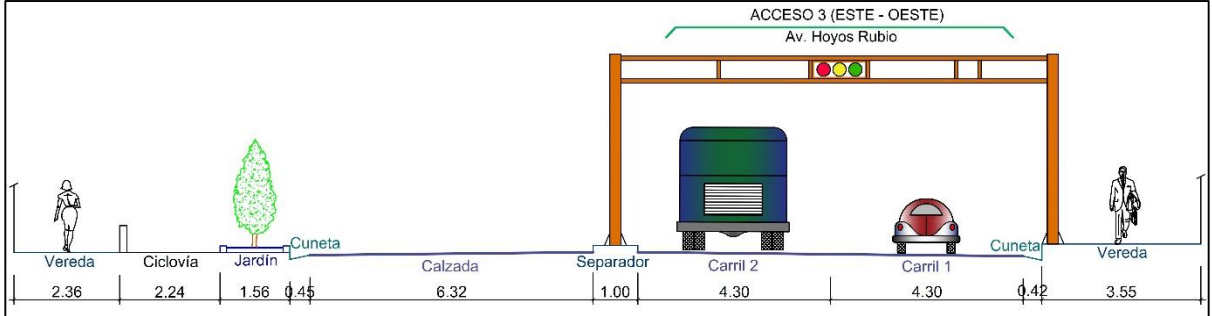


Fig. 20. Sección transversal típica del acceso 3 de la intersección A

Fuente: Elaboración propia

El cuarto acceso a la intersección tiene el sentido de circulación Oeste – Este, también ubicado en la avenida Rafael Hoyos Rubio, cuenta con dos carriles con un ancho

promedio de 4.39 m, tiene una berma central de 0.70 m. no se cuenta con carriles de estacionamiento, cerca de la línea de parada se halla ocupando espacio en la vía, un paradero de buses. Cruzando la intersección y en el mismo sentido, la avenida continúa con dos carriles de 3.16 m. La pendiente de este acceso es de -1.70%

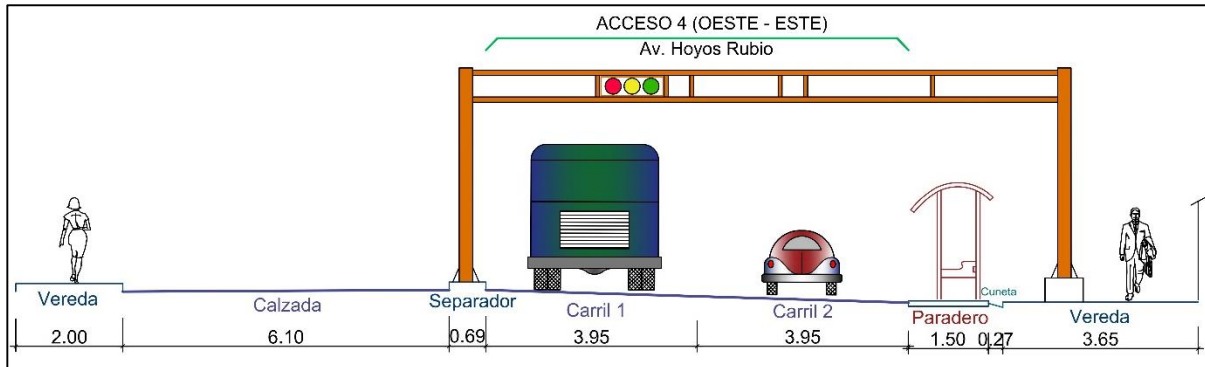


Fig. 21. Sección transversal típica del acceso 4 de la intersección A

Fuente: Elaboración propia

3.3.1.2. Intersección B

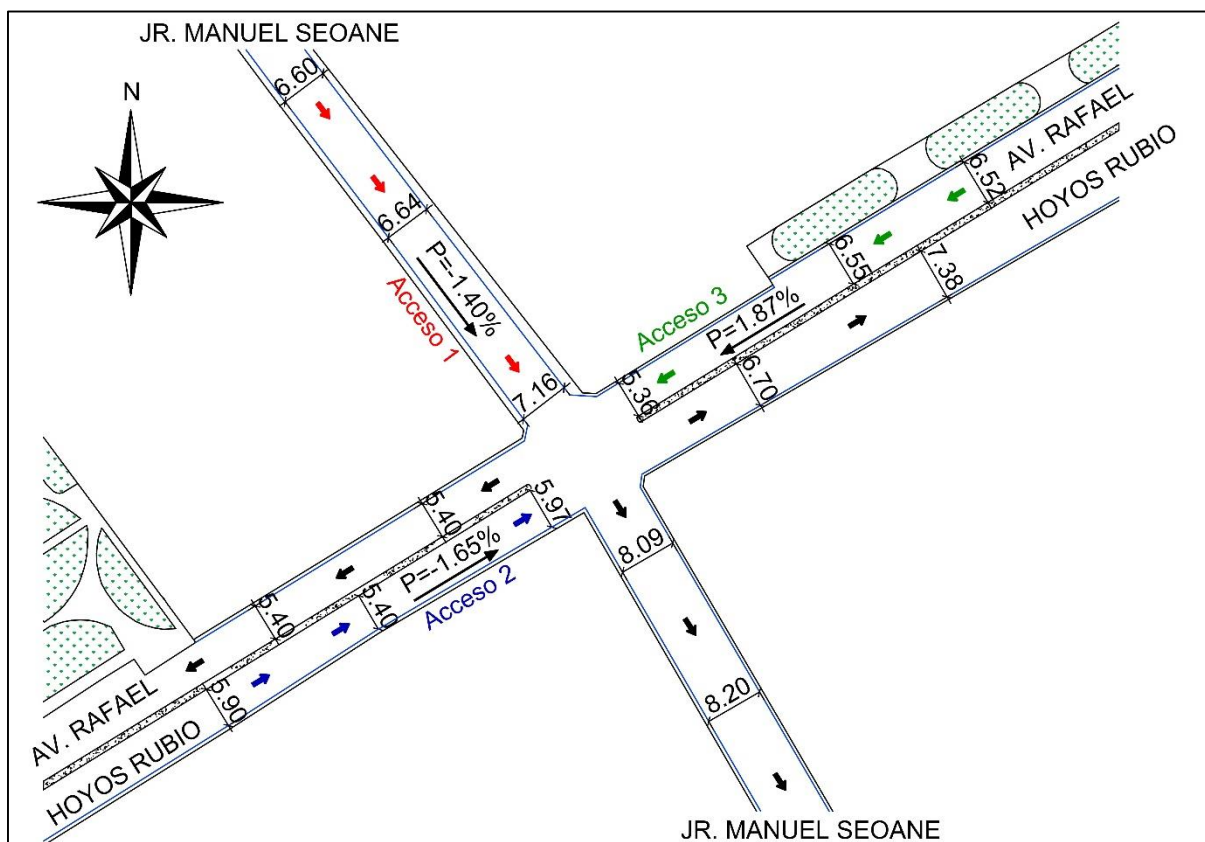


Fig. 22. Características geométricas de la intersección B

Fuente: Elaboración propia

El primer acceso a la intersección tiene el sentido de circulación Norte – Sur en el jirón Manuel Seoane, cuenta con un carril, la vía tiene un ancho promedio de 6.80 m. en el acceso no se cuenta con carriles de estacionamiento ni paradero de buses. Cruzando la intersección y en el mismo sentido, el jirón continúa con dos carriles y un ancho promedio de 8.15 m. El acceso tiene una pendiente negativa de -1.40%.

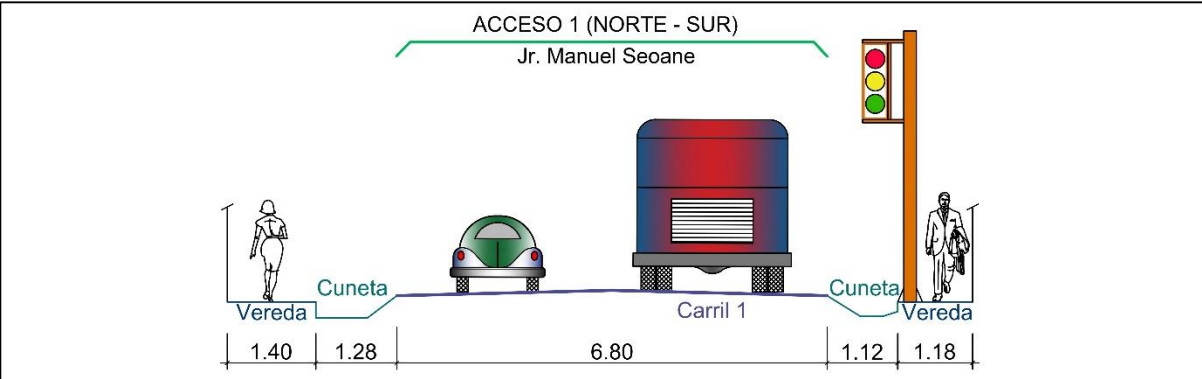


Fig. 23. Sección transversal típica del acceso 1 de la intersección B

Fuente: Elaboración propia

El segundo acceso a la intersección tiene el sentido Oeste – Este en la avenida Rafael Hoyos Rubio, cuenta con dos carriles cada uno con un ancho promedio de 2.88 m. en el acceso no se cuenta con carriles de estacionamiento ni paradero de buses. Cruzando la intersección y en el mismo sentido, la avenida continúa con dos carriles de 3.52 m. de ancho promedio cada uno. El acceso tiene una pendiente de -1.65%.

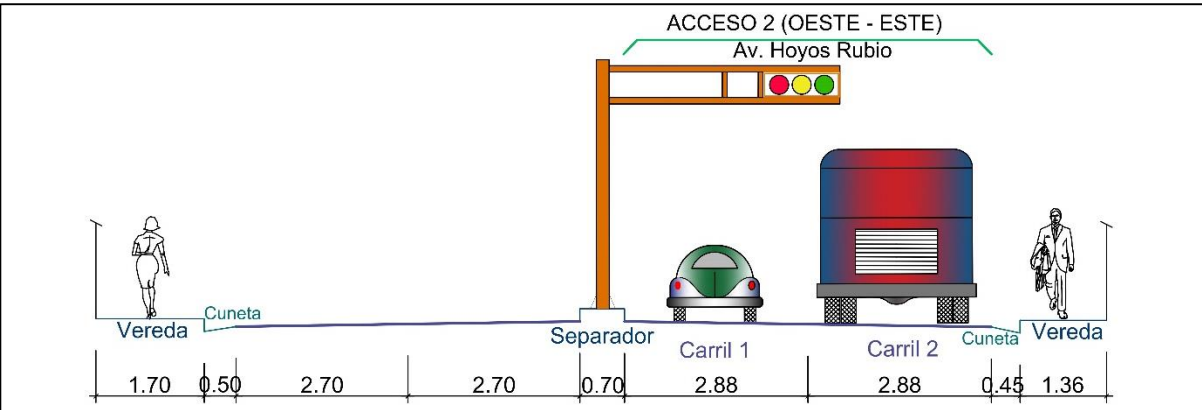


Fig. 24. Sección transversal típica del acceso 2 de la intersección B

Fuente: Elaboración propia

El tercer acceso a la intersección tiene el sentido Este – Oeste en la misma avenida Rafael Hoyos Rubio, cuenta con dos carriles cada uno con un ancho promedio de 3.07 m. en el acceso no se cuenta con carriles de estacionamiento ni paradero de buses.

Cruzando la intersección y en el mismo sentido, la avenida continúa con dos carriles de 2.70 m. de ancho promedio cada uno. El acceso tiene una pendiente de 1.87%.

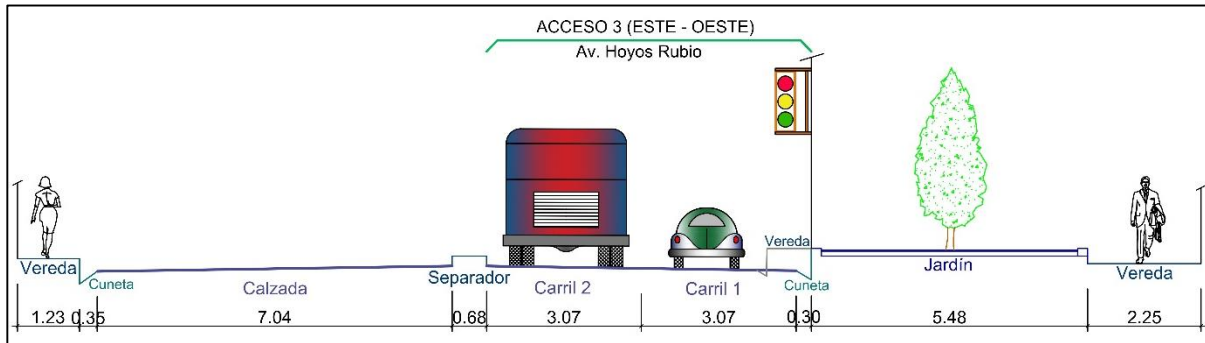


Fig. 25. Sección transversal típica del acceso 3 de la intersección B

Fuente: Elaboración propia

Todos los datos que se describen por acceso, de cada intersección se detallan en las tablas de medición promedio de carriles y de nivelación topográfica en el Anexo A.

3.3.2. Condiciones semafóricas de las intersecciones

El reglaje de los semáforos de cada intersección se realizó de manera manual empleando un cronómetro, para la estimación de los tiempos reales de la longitud del ciclo, tiempos de verde y demás intervalos del semáforo, se emplearon diez registros tal como se describe en el Anexo B, con dichos datos se logró obtener los diagramas de fases mostrados en las Figuras 26 y 27.

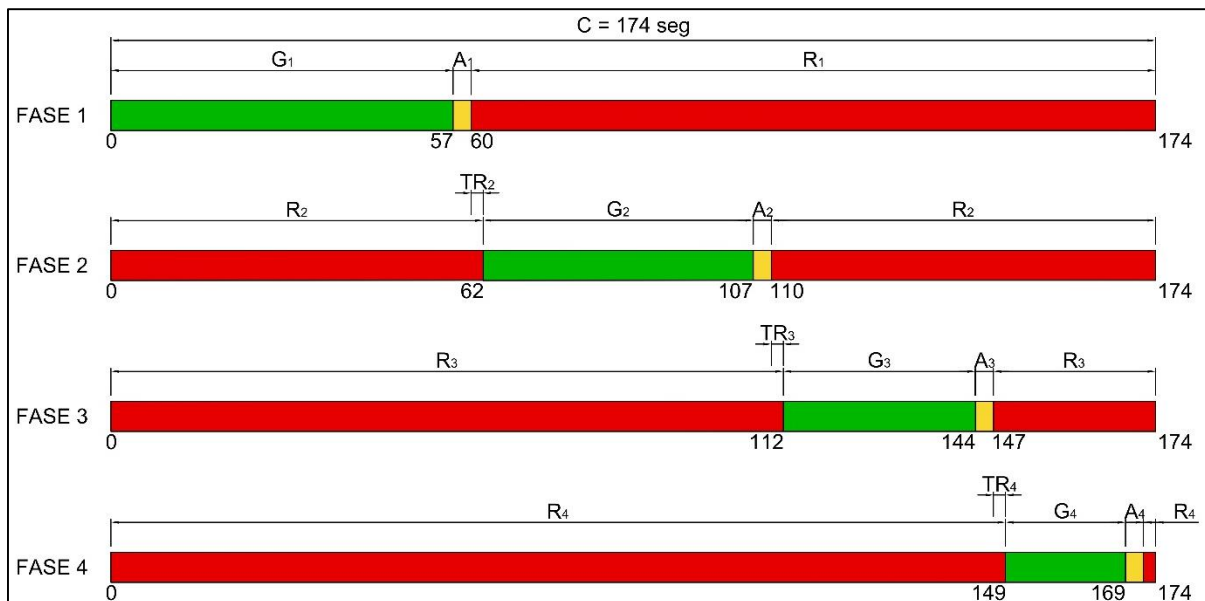


Fig. 26. Diagrama de fases de los semáforos de la intersección A

Fuente: Elaboración propia

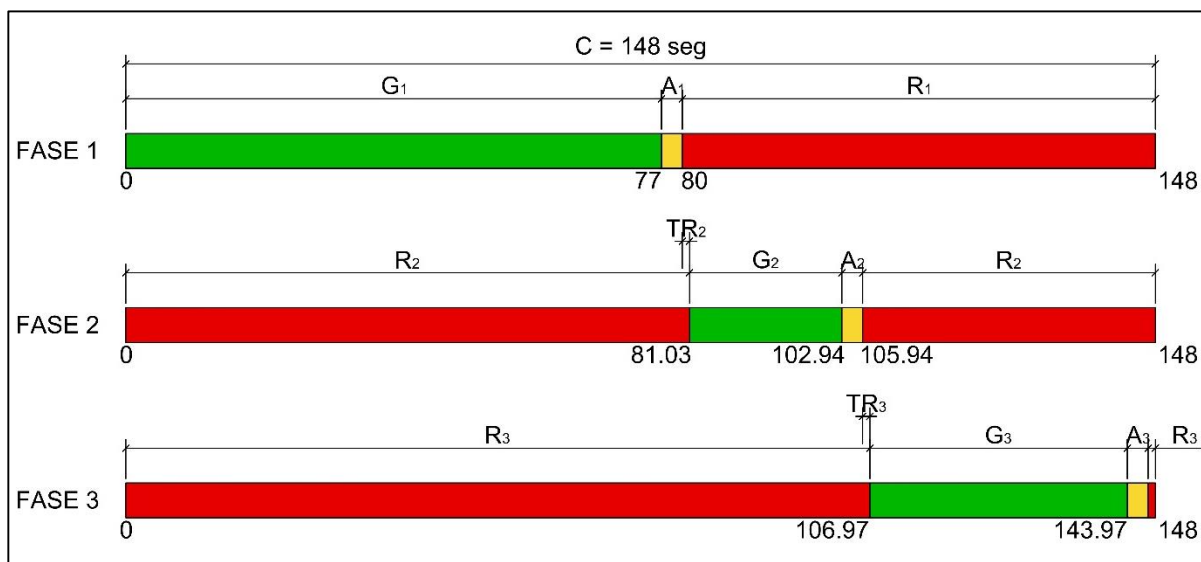


Fig. 27. Diagrama de fases de los semáforos de la intersección B

Fuente: Elaboración propia

Con los tiempos de verde, rojo, ámbar obtenidos y empleando las ecuaciones 6, 7 y 8 se obtuvieron los valores de verde efectivo (g) y rojo efectivo (r) del semáforo, que se muestran en las Tablas 7 y 8. Cabe aclarar que para los valores del tiempo perdido inicial (l_1) y del tiempo de ganancia (e), se emplearon los valores típicos de $l_1 = 2s$ y $e = 2s$ (TRB, 2000, p. 10-12).

Tabla 7. Parámetros del ciclo semafórico de la intersección A

Parámetro	Acceso 1	Acceso 2	Acceso 3	Acceso 4
G	57.0	45.0	32.0	20.0
A	3.0	3.0	3.0	3.0
R	114.0	126.0	139.0	151.0
C	174.0	174.0	174.0	174.0
TR	2.00	2.00	2.00	2.00
Y	5.00	5.00	5.00	5.00
l_1	2.0	2.0	2.0	2.0
$l_2=Y-e$	3.00	3.00	3.00	3.00
$t_L=l_1+l_2$	5.00	5.00	5.00	5.00
e	2.0	2.0	2.0	2.0
g	57.0	45.0	32.0	20.0
r	117.0	129.0	142.0	154.0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8. Parámetros del ciclo semafórico de la intersección B

Parámetro	Acceso 1	Acceso 2	Acceso 3
G	77.0	21.9	37.0
A	3.0	3.0	3.0
R	68.0	123.1	108.0
C	148.0	148.0	148.0
TR	1.03	1.03	1.03
Y	4.03	4.03	4.03
l₁	2.0	2.0	2.0
l₂=Y-e	2.03	2.03	2.03
t_L=l₁+l₂	4.03	4.03	4.03
e	2.0	2.0	2.0
g	77.0	21.9	37.0
r	71.0	126.1	111.0

Fuente: Elaboración propia

3.3.3. Condiciones del tráfico de las intersecciones

3.3.3.1. Aforo vehicular y selección de los periodos de análisis

Para la extracción de datos a partir de las videograbaciones, se realizó un aforo de las dos intersecciones descritas en el acápite anterior. Mediante el aforo se obtienen datos reales sobre el movimiento de vehículos en el sistema vial ya sea en intersecciones o en tramos rectos de vía. La información extraída en los aforos son la composición vehicular, movimientos direccionales, volúmenes totales, periodos de estudio.

El aforo vehicular fue realizado para el periodo comprendido entre las 7:00 y las 20:00 horas, para cada uno de los carriles y para cada uno de los movimientos presentes en las intersecciones; empleando una clasificación vehicular según el tipo y capacidad de carga. En la Tabla 9 y 10 se presentan el resumen de los aforos en vehículos mixtos (todo tipo de vehículos) en volúmenes totales, es decir la suma del volumen de cada acceso de la intersección. Véase que los volúmenes para los periodos de 15 minutos más cargados y la hora con mayor volumen han sido resaltados de color rojo.

Tabla 9. Resumen del Aforo en vehículos mixtos de la intersección A

PERIODO	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
	Vol. Tot.	Vol. Hora	Vol. Tot.	Vol. Hora	Vol. Tot.	Vol. Hora	Vol. Tot.	Vol. Hora	Vol. Tot.	Vol. Hora	Vol. Tot.	Vol. Hora	Vol. Tot.	Vol. Hora
7:00 - 7:15	847		852		835		852		817		654		534	
7:15 - 7:30	859		903		895		937		944		710		572	
7:30 - 7:45	897		907		909		874		900		670		533	
7:45 - 8:00	835	3438	767	3429	795	3434	759	3422	780	3441	559	2593	466	2105
8:00 - 8:15	732	3323	729	3306	790	3389	738	3308	772	3396	514	2453	434	2005
8:15 - 8:30	750	3214	703	3106	734	3228	702	3073	689	3141	510	2253	423	1856
8:30 - 8:45	719	3036	719	2918	696	3015	681	2880	721	2962	509	2092	401	1724
8:45 - 9:00	731	2932	676	2827	689	2909	709	2830	710	2892	558	2091	416	1674
9:00 - 9:15	826	3026	749	2847	782	2901	757	2849	778	2898	633	2210	472	1712
9:15 - 9:30	757	3033	718	2862	664	2831	725	2872	743	2952	568	2268	444	1733
9:30 - 9:45	698	3012	666	2809	696	2831	677	2868	705	2936	561	2320	443	1775
9:45 - 10:00	681	2962	661	2794	681	2823	657	2816	691	2917	528	2290	423	1782
10:00 - 10:15	719	2855	680	2725	690	2731	683	2742	700	2839	568	2225	434	1744
10:15 - 10:30	723	2821	680	2687	677	2744	682	2699	710	2806	541	2198	441	1741
10:30 - 10:45	736	2859	672	2693	716	2764	681	2703	702	2803	549	2186	447	1745
10:45 - 11:00	757	2935	694	2726	736	2819	720	2766	722	2834	571	2229	458	1780
11:00 - 11:15	691	2907	643	2689	655	2784	640	2723	662	2796	520	2181	430	1776
11:15 - 11:30	728	2912	647	2656	675	2782	708	2749	683	2769	541	2181	430	1765
11:30 - 11:45	721	2897	642	2626	679	2745	695	2763	647	2714	555	2187	455	1773
11:45 - 12:00	704	2844	665	2597	699	2708	689	2732	690	2682	585	2201	477	1792
12:00 - 12:15	657	2810	684	2638	670	2723	686	2778	707	2727	631	2312	497	1859
12:15 - 12:30	730	2812	723	2714	732	2780	738	2808	753	2797	666	2437	527	1956
12:30 - 12:45	793	2884	778	2850	778	2879	764	2877	826	2976	674	2556	541	2042
12:45 - 13:00	777	2957	762	2947	779	2959	763	2951	766	3052	588	2559	527	2092
13:00 - 13:15	861	3161	835	3098	863	3152	845	3110	900	3245	662	2590	564	2159
13:15 - 13:30	832	3263	802	3177	837	3257	802	3174	854	3346	658	2582	549	2181
13:30 - 13:45	779	3249	736	3135	773	3252	753	3163	805	3325	632	2540	532	2172
13:45 - 14:00	709	3181	691	3064	715	3188	675	3075	728	3287	596	2548	498	2143
14:00 - 14:15	738	3058	677	2906	701	3026	682	2912	725	3112	568	2454	489	2068
14:15 - 14:30	728	2954	687	2791	697	2886	722	2832	712	2970	548	2344	471	1990
14:30 - 14:45	714	2889	665	2720	698	2811	724	2803	726	2891	569	2281	473	1931
14:45 - 15:00	673	2853	610	2639	650	2746	640	2768	650	2813	527	2212	441	1874
15:00 - 15:15	653	2768	640	2602	661	2706	631	2717	649	2737	539	2183	442	1827
15:15 - 15:30	719	2759	674	2589	702	2711	701	2696	700	2725	569	2204	472	1828
15:30 - 15:45	672	2717	672	2596	670	2683	688	2660	683	2682	538	2173	452	1807
15:45 - 16:00	682	2726	638	2624	664	2697	653	2673	699	2731	580	2226	474	1840
16:00 - 16:15	758	2831	749	2733	776	2812	752	2794	761	2843	632	2319	498	1896
16:15 - 16:30	745	2857	777	2836	755	2865	765	2858	738	2881	639	2389	481	1905
16:30 - 16:45	661	2846	695	2859	706	2901	678	2848	663	2861	571	2422	455	1908
16:45 - 17:00	711	2875	718	2939	711	2948	703	2898	720	2882	622	2464	486	1920
17:00 - 17:15	718	2835	691	2881	765	2937	690	2836	724	2845	619	2451	486	1908
17:15 - 17:30	746	2836	747	2851	735	2917	710	2781	746	2853	628	2440	491	1918
17:30 - 17:45	776	2951	782	2938	774	2985	773	2876	794	2984	673	2542	512	1975
17:45 - 18:00	826	3066	829	3049	801	3075	819	2992	829	3093	710	2630	543	2032
18:00 - 18:15	845	3193	768	3126	816	3126	839	3141	896	3265	674	2685	511	2057
18:15 - 18:30	837	3284	805	3184	813	3204	838	3269	834	3353	669	2726	511	2077
18:30 - 18:45	794	3302	759	3161	768	3198	848	3344	807	3366	683	2736	534	2099
18:45 - 19:00	828	3304	826	3158	830	3227	729	3254	770	3307	672	2698	503	2059
19:00 - 19:15	800	3259	789	3179	788	3199	762	3177	812	3223	662	2686	523	2071
19:15 - 19:30	749	3171	774	3148	802	3188	811	3150	803	3192	665	2682	480	2040
19:30 - 19:45	781	3158	776	3165	778	3198	776	3078	791	3176	584	2583	442	1948
19:45 - 20:00	682	3012	700	3039	701	3069	691	3040	696	3102	524	2435	398	1843

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 9 muestra la suma de los volúmenes de los 4 accesos de la intersección A en periodos de 15 y 60 minutos. El factor de la hora de máxima demanda es la relación entre el volumen horario de máxima demanda y el flujo máximo que se presenta durante un período dado dentro de dicha hora. Entonces aplicando la Ecuación 1 se obtuvo dicho factor:

$$FHMD_{15} = \frac{VHMD}{4(qmax_{15})} = \frac{3441}{4 * 944} = 0.911$$

Con la información de la Tabla 9 se obtuvo la gráfica de la Figura 28, esta muestra la variación de los volúmenes totales que pasan por la intersección de lunes a domingo, donde distingue claramente los periodos picos y el comportamiento del flujo vehicular.

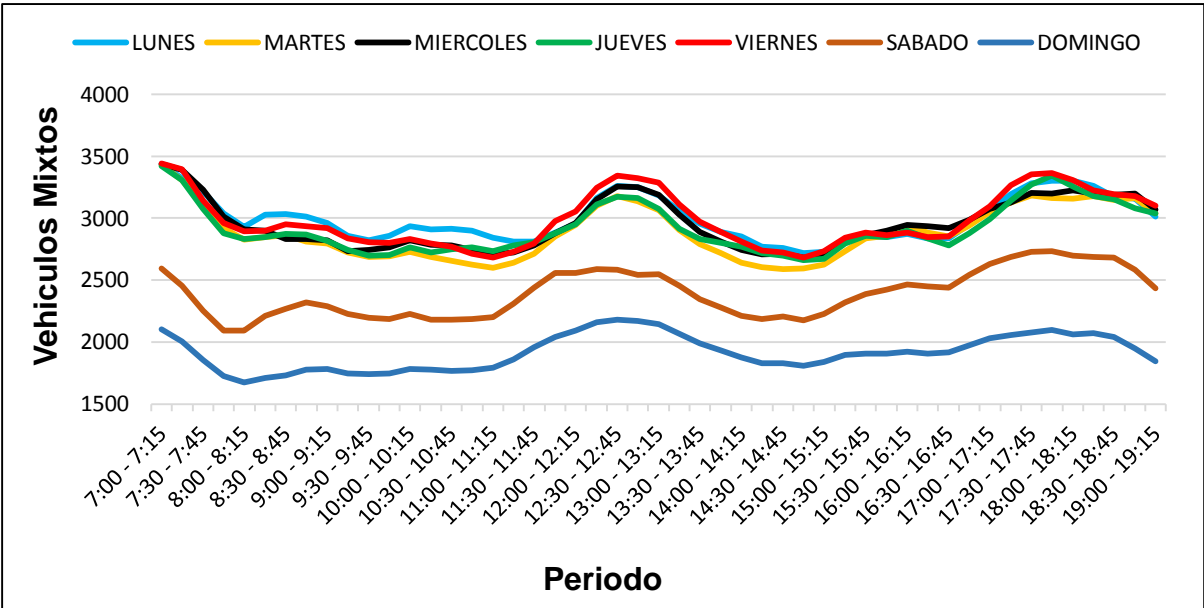


Fig. 28. Variación de volúmenes totales cada 60 minutos de la intersección A
Fuente: Elaboración propia

En la figura se aprecia los volúmenes totales en periodos de 60 minutos, en la semana del Lunes 03 al Domingo 09 de Octubre del 2016. El comportamiento del flujo vehicular de lunes a viernes es muy parecido, teniendo una variación típica de cifras máximas con tres periodos pico a lo largo del día, se destaca que el volumen disminuye bastante el fin de semana pero manteniendo el comportamiento típico mencionado.

Para una mejor visualización del periodo de análisis seleccionado se muestra en la Figura 29 el histograma en periodos de 15 minutos del día viernes 07 de Octubre de 7:00 - 8:00 am, donde se obtuvo el volumen horario de máxima demanda con un total de 3441 veh. mixtos por hora y con un periodo de 15 min. máximos de 944 veh.

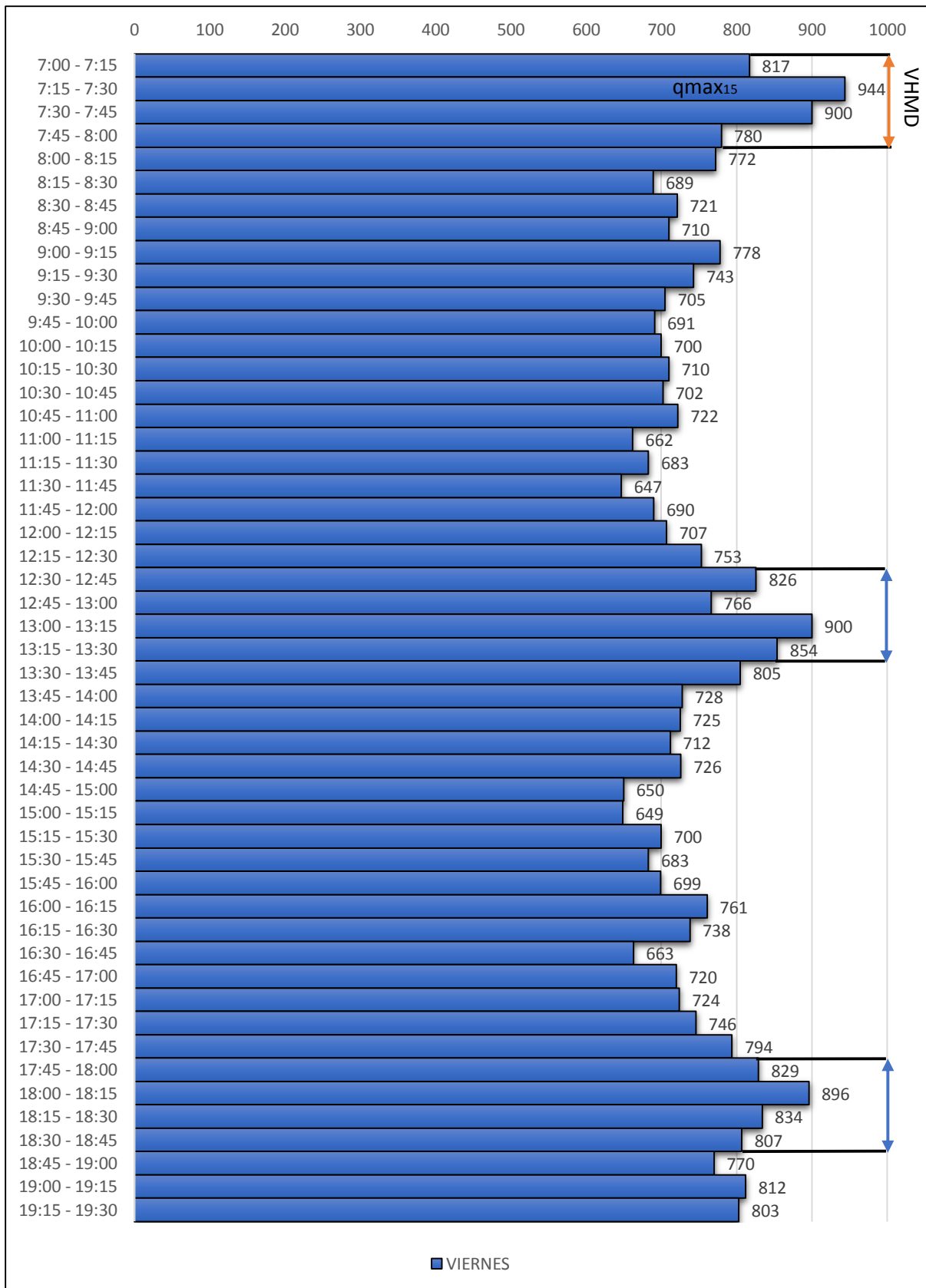


Fig. 29. Histograma de la variación del volumen del día de máxima demanda de la intersección A

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10. Resumen del Aforo en vehículos mixtos de la intersección B

PERIODO	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
	Vol. Tot	Vol. Hora	Vol. Tot	Vol. Hora	Vol. Tot	Vol. Hora	Vol. Tot	Vol. Hora	Vol. Tot	Vol. Hora	Vol. Tot	Vol. Hora	Vol. Tot	Vol. Hora
7:00 - 7:15	649		609		671		628		636		551		456	
7:15 - 7:30	609		587		611		599		610		514		455	
7:30 - 7:45	573		561		557		580		607		485		435	
7:45 - 8:00	617	2448	598	2355	614	2453	567	2374	601	2454	459	2009	448	1794
8:00 - 8:15	556	2355	532	2278	556	2338	543	2289	552	2370	506	1964	461	1799
8:15 - 8:30	533	2279	539	2230	547	2274	548	2238	603	2363	482	1932	430	1774
8:30 - 8:45	543	2249	533	2202	550	2267	548	2206	567	2323	533	1980	437	1776
8:45 - 9:00	542	2174	558	2162	555	2208	540	2179	543	2265	513	2034	434	1762
9:00 - 9:15	513	2131	552	2182	518	2170	519	2155	528	2241	510	2038	426	1727
9:15 - 9:30	537	2135	513	2156	534	2157	529	2136	535	2173	460	2016	450	1747
9:30 - 9:45	551	2143	533	2156	547	2154	532	2120	555	2161	485	1968	442	1752
9:45 - 10:00	529	2130	500	2098	525	2124	523	2103	537	2155	476	1931	447	1765
10:00 - 10:15	525	2142	509	2055	524	2130	510	2094	523	2150	471	1892	437	1776
10:15 - 10:30	495	2100	487	2029	489	2085	491	2056	496	2111	459	1891	426	1752
10:30 - 10:45	506	2055	489	1985	499	2037	491	2015	506	2062	441	1847	460	1770
10:45 - 11:00	509	2035	497	1982	507	2019	503	1995	512	2037	434	1805	452	1775
11:00 - 11:15	505	2015	491	1964	502	1997	497	1982	512	2026	453	1787	434	1772
11:15 - 11:30	502	2022	475	1952	488	1996	479	1970	507	2037	486	1814	453	1799
11:30 - 11:45	544	2060	479	1942	535	2032	480	1959	553	2084	518	1891	449	1788
11:45 - 12:00	500	2051	459	1904	446	1971	459	1915	493	2065	510	1967	467	1803
12:00 - 12:15	550	2096	512	1925	489	1958	492	1910	506	2059	537	2051	444	1813
12:15 - 12:30	576	2170	527	1977	519	1989	508	1939	571	2123	570	2135	396	1756
12:30 - 12:45	588	2214	519	2017	509	1963	501	1960	576	2146	553	2170	401	1708
12:45 - 13:00	544	2258	530	2088	535	2052	524	2025	544	2197	535	2195	407	1648
13:00 - 13:15	598	2306	546	2122	574	2137	559	2092	573	2264	571	2229	409	1613
13:15 - 13:30	565	2295	534	2129	550	2168	542	2126	570	2263	534	2193	405	1622
13:30 - 13:45	524	2231	508	2118	515	2174	507	2132	519	2206	517	2157	401	1622
13:45 - 14:00	521	2208	510	2098	511	2150	506	2114	519	2181	512	2134	411	1626
14:00 - 14:15	504	2114	482	2034	498	2074	490	2045	506	2114	496	2059	394	1611
14:15 - 14:30	511	2060	482	1982	502	2026	487	1990	512	2056	489	2014	399	1605
14:30 - 14:45	523	2059	499	1973	521	2032	498	1981	528	2065	468	1965	398	1602
14:45 - 15:00	531	2069	510	1973	521	2042	520	1995	534	2080	469	1922	382	1573
15:00 - 15:15	516	2081	497	1988	513	2057	503	2008	522	2096	455	1881	385	1564
15:15 - 15:30	553	2123	541	2047	545	2100	537	2058	563	2147	451	1843	381	1546
15:30 - 15:45	539	2139	557	2105	525	2104	505	2065	571	2190	451	1826	375	1523
15:45 - 16:00	534	2142	519	2114	534	2117	522	2067	540	2196	462	1819	381	1522
16:00 - 16:15	551	2177	544	2161	552	2156	549	2113	562	2236	459	1823	375	1512
16:15 - 16:30	552	2176	548	2168	556	2167	544	2120	558	2231	477	1849	365	1496
16:30 - 16:45	540	2177	534	2145	548	2190	536	2151	549	2209	483	1881	375	1496
16:45 - 17:00	542	2185	533	2159	544	2200	540	2169	551	2220	490	1909	370	1485
17:00 - 17:15	537	2171	516	2131	535	2183	512	2132	536	2194	476	1926	369	1479
17:15 - 17:30	525	2144	513	2096	532	2159	505	2093	533	2169	499	1948	394	1508
17:30 - 17:45	525	2129	502	2064	533	2144	513	2070	526	2146	497	1962	388	1521
17:45 - 18:00	490	2077	502	2033	533	2133	513	2043	555	2150	518	1990	429	1580
18:00 - 18:15	514	2054	506	2023	507	2105	511	2042	545	2159	501	2015	424	1635
18:15 - 18:30	492	2021	489	1999	492	2065	491	2028	445	2071	481	1997	429	1670
18:30 - 18:45	534	2030	505	2002	551	2083	516	2031	491	2036	508	2008	430	1712
18:45 - 19:00	549	2089	520	2020	564	2114	509	2027	529	2010	454	1944	427	1710
19:00 - 19:15	521	2096	500	2014	544	2151	502	2018	512	1977	454	1897	454	1740
19:15 - 19:30	527	2131	494	2019	522	2181	498	2025	522	2054	479	1895	443	1754
19:30 - 19:45	515	2112	504	2018	503	2133	499	2008	517	2080	458	1845	464	1788
19:45 - 20:00	502	2065	471	1969	490	2059	477	1976	496	2047	424	1815	411	1772

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 10 muestra la suma de los volúmenes de los 3 accesos que tiene la intersección B en periodos de 15 y 60 minutos. Del mismo modo que para la intersección anterior se determinó el factor horario de máxima demanda.

$$FHMD_{15} = \frac{VHMD}{4(qmax_{15})} = \frac{2454}{4 * 636} = 0.965$$

Con la información de la Tabla 10 se obtuvo la Figura 30, ella muestra la variación de los volúmenes totales que pasan de lunes a domingo, se distingue los periodos picos y el comportamiento del flujo vehicular a lo largo de la semana estudiada.

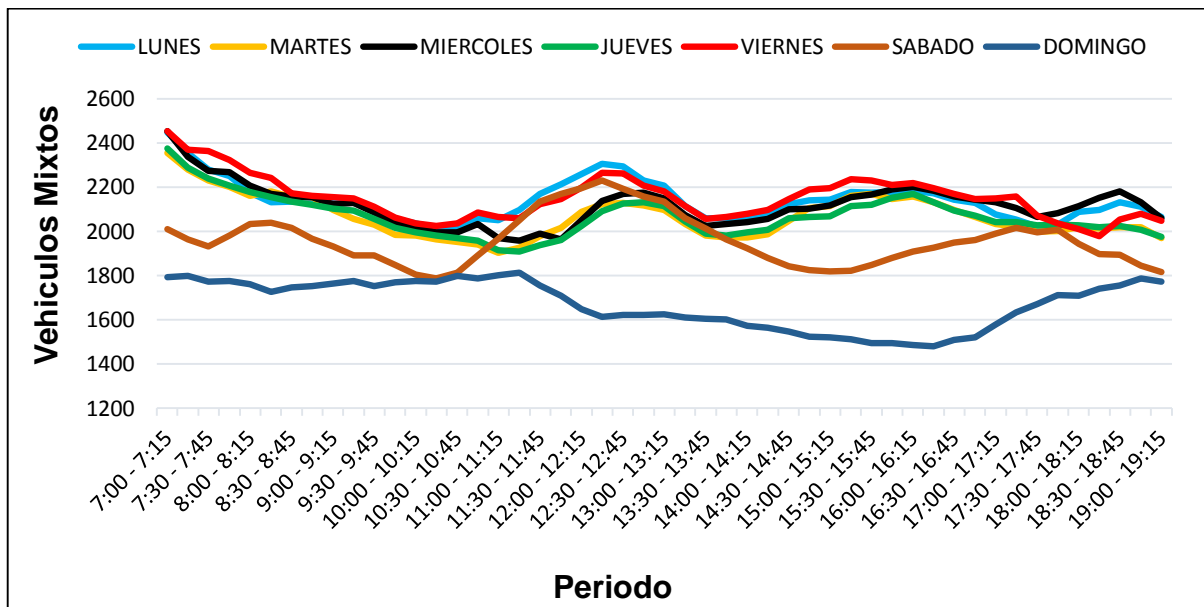


Fig. 30. Variación de volúmenes totales cada 60 minutos de la intersección B

Fuente: Elaboración propia

En la figura se tienen los volúmenes totales en periodos de 60 minutos, en la semana del Lunes 17 al Domingo 23 de Octubre del 2016. Se observa que el comportamiento del flujo vehicular de lunes a viernes es muy parecido, teniendo una variación típica vehicular de cifras máximas igualmente con tres periodos pico a lo largo del día; el sábado tiene un volumen menor que los días laborables con un flujo vehicular más variable, el volumen disminuye bastante el domingo con un comportamiento distinto.

Para una mejor visualización del periodo de análisis seleccionado se muestra en la Figura 31 el histograma en periodos de 15 minutos del día viernes 21 de Octubre de 7:00 am a 8:00 am, donde se obtuvo el volumen horario de máxima demanda con un total de 2454 veh. mixtos por hora y con un periodo de 15 min. máximos de 636 veh.

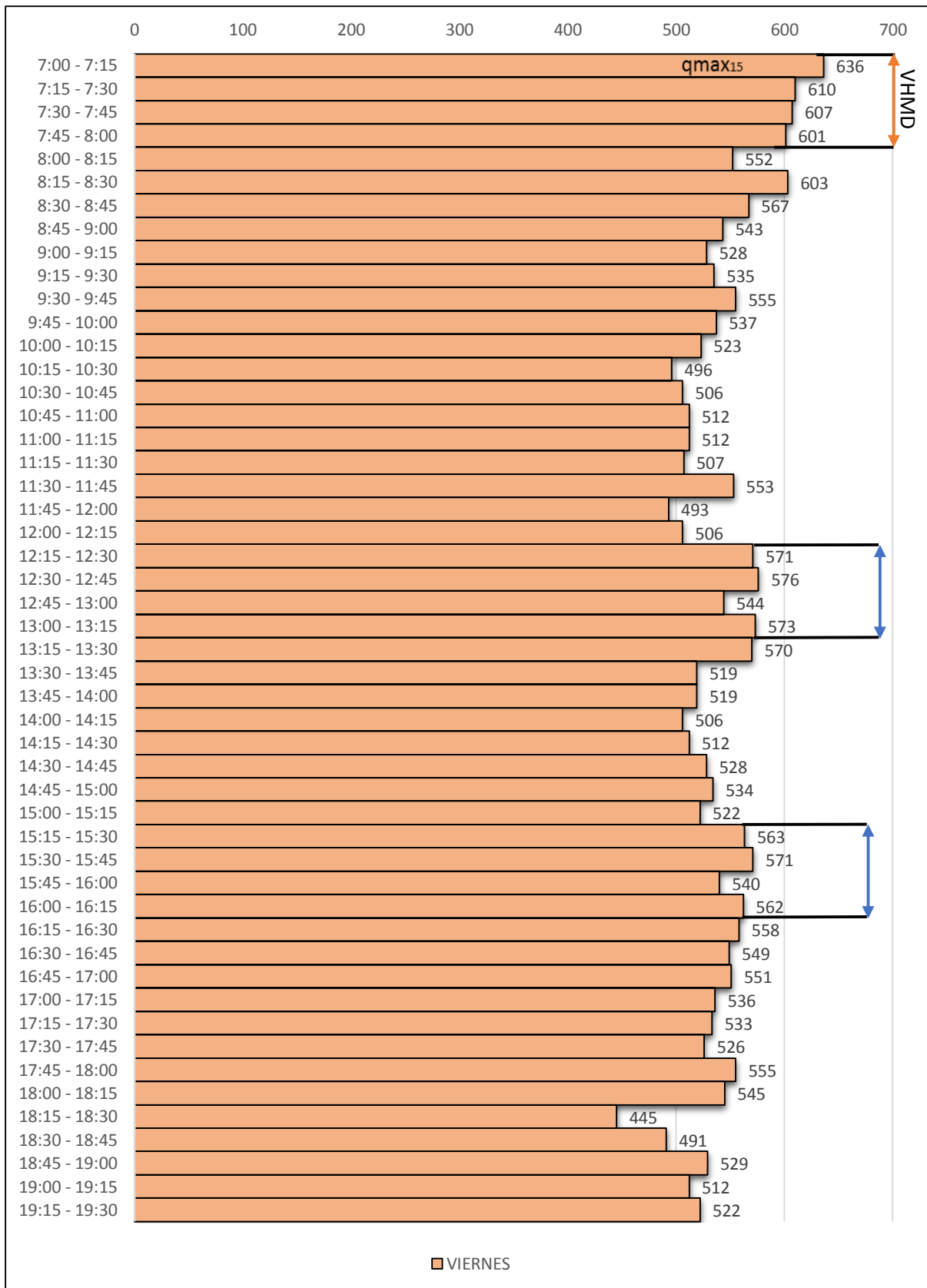


Fig. 31. Histograma de la variación del volumen del día de máxima demanda de la intersección B

Fuente: Elaboración propia

Los Anexos C Y D muestran los aforos resumen de vehículos mixtos por cada carril, para la intersección A y B respectivamente, por cada día de la semana que se llevó a cabo del registro del tráfico. De dichos datos se obtuvieron los volúmenes totales resumen por intersección mostrados en las Tablas 9 y 10.

3.3.3.2. Volúmenes de la hora de máxima demanda

Culminada la extracción de datos a partir de las videograbaciones mediante los aforos correspondientes de cada acceso, realizadas las tablas resumen, encontrado el factor horario de máxima demanda y seleccionado el periodo de análisis para cada intersección, como se vio en el ítem anterior; se procede en este subcapítulo a mostrar el desglosamiento de la información de dicho periodo.

A continuación se presenta en las Tablas 11, 12, 13 y 14 los volúmenes totales por carril y por movimiento, clasificado según el tipo de vehículo, de los accesos 1 (Norte), 2 (Sur), 3 (Este) y 4 (Oeste) respectivamente, que conforman la primera intersección, dentro del periodo de análisis mencionado.

Tabla 11. Volumen de la hora de máxima demanda del Acceso 1 (Intersección A)

ACCESO 1 (N - S)			Motos		Livianos		Combi	Buses		Camiones					Otros	Suma	Veh. Carril	Vol. Total
Per.	Carril	Dirección	Moto	Mototaxi	Autos y Stations	Camionetas		Microbús	Bus	2 ejes (2-8)	2 ejes (10-15)	3 ejes (20-25)	Semi tráiler	Tráiler				
7:00 8:00	C1	Giro en U	1												1	692	1282	
		Izquierda	65	300	97	73	13	1		2					551			
		De frente	3	49	36	35	2		2	5	3	3	2		140			
		Derecha													0			
	C2	Giro en U													0			
		Izquierda													0			
		De frente	75	356	74	60	3	12		5		2		2	589			
		Derecha		1										1				
SUMA			144	706	207	168	18	13	2	12	3	5	2	0	2	1282		
%			11.23	55.07	16.15	13.10	1.40	1.01	0.16	0.94	0.23	0.39	0.16	0.00	0.16	100		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12. Volumen de la hora de máxima demanda del Acceso 2 (Intersección A)

ACCESO 2 (S - N)			Motos		Livianos		Combi	Buses		Camiones					Otros	Suma	Veh. Carril	Vol. Total
Per.	Carril	Dirección	Moto	Mototaxi	Autos y Stations	Camionetas		Microbús	Bus	2 ejes (2-8)	2 ejes (10-15)	3 ejes (20-25)	Semi tráiler	Tráiler				
7:00 8:00	C1	Derecha	10	38	27	14	3	1			1				94	449	848	
		De frente	48	185	47	30	1	9		2	1	1	2		326			
		Izquierda		18	8	3									29			
		Giro en U													0			
	C2	Derecha													0			
		De frente	13	50	31	39	3		1	6	2	8	4		1			158
		Izquierda	12	107	50	20	1			2					192			
		Giro en U	1	46	2									49				
SUMA			84	444	165	106	8	10	1	10	4	9	6	0	1	848		
%			9.91	52.36	19.46	12.50	0.94	1.18	0.12	1.18	0.47	1.06	0.71	0.00	0.12	100		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13. Volumen de la hora de máxima demanda del Acceso 3 (Intersección A)

ACCESO 3 (E - O)			Motos		Livianos		Combi	Buses		Camiones					Otros	Suma	Veh. Carril	Vol. Total	
Per.	Carril	Dirección	Moto	Mototaxi	Autos y Stations	Camionetas		Microbús	Bus	2 ejes (2-8)	2 ejes (10-15)	3 ejes (20-25)	Semi tráiler	Tráiler					
7:00 8:00	C1	Derecha	23	156	43	38	5	5		3	1		2		276	486	877		
		De frente	23	79	31	13	29	14		1					190				
		Izquierda	1	12	4	3									20				
		Giro en U													0				
	C2	Derecha		4	4							1	1		10			391	
		De frente	17	67	66	31	16		3	3					203				
		Izquierda	10	53	49	53	1			4	4		3		178				
		Giro en U													0				
SUMA			74	371	197	138	51	19	3	11	5	1	6	0	1	877			
%			8.44	42.30	22.46	15.74	5.82	2.17	0.34	1.25	0.57	0.11	0.68	0.00	0.11	100			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14. Volumen de la hora de máxima demanda del Acceso 4 (Intersección A)

ACCESO 4 (O - E)			Motos		Livianos		Combi	Buses		Camiones					Otros	Suma	Veh. Carril	Vol. Total	
Per.	Carril	Dirección	Moto	Mototaxi	Autos y Stations	Camionetas		Microbús	Bus	2 ejes (2-8)	2 ejes (10-15)	3 ejes (20-25)	Semi tráiler	Tráiler					
7:00 8:00	C1	Giro en U													0	231	434		
		Izquierda	4	25	8	11	5								53				
		De frente	13	68	58	22	9	2		4		1			177				
		Derecha				1									1				
	C2	Giro en U													0			203	
		Izquierda		1											1				
		De frente	18	69	32	27	31	12							189				
		Derecha	1	5	3	4									13				
SUMA			36	168	101	65	45	14	0	4	0	1	0	0	0	434			
%			8.29	38.71	23.27	14.98	10.37	3.23	0.00	0.92	0.00	0.23	0.00	0.00	0.00	100			

Fuente: Elaboración propia

De los datos mostrados en las tablas anteriores se puede observar una mayor afluencia de vehículos sobre la Av. Vía de Evitamiento conformada por los accesos 1 y 2 tanto en el sentido Norte - Sur y Sur - Norte. Sin embargo, la Av. Hoyos Rubio también tiene una intensidad más marcada en el sentido Este – Oeste, llegando a tener un volumen incluso superior que el acceso 2. Cabe mencionar que la clasificación de (otros) se refiere a vehículos agrícolas o de construcción.

En los estudios de volúmenes de tránsito muchas veces es útil conocer la composición y variación de los distintos tipos de vehículos. La composición vehicular se mide en términos de porcentajes sobre el volumen total.

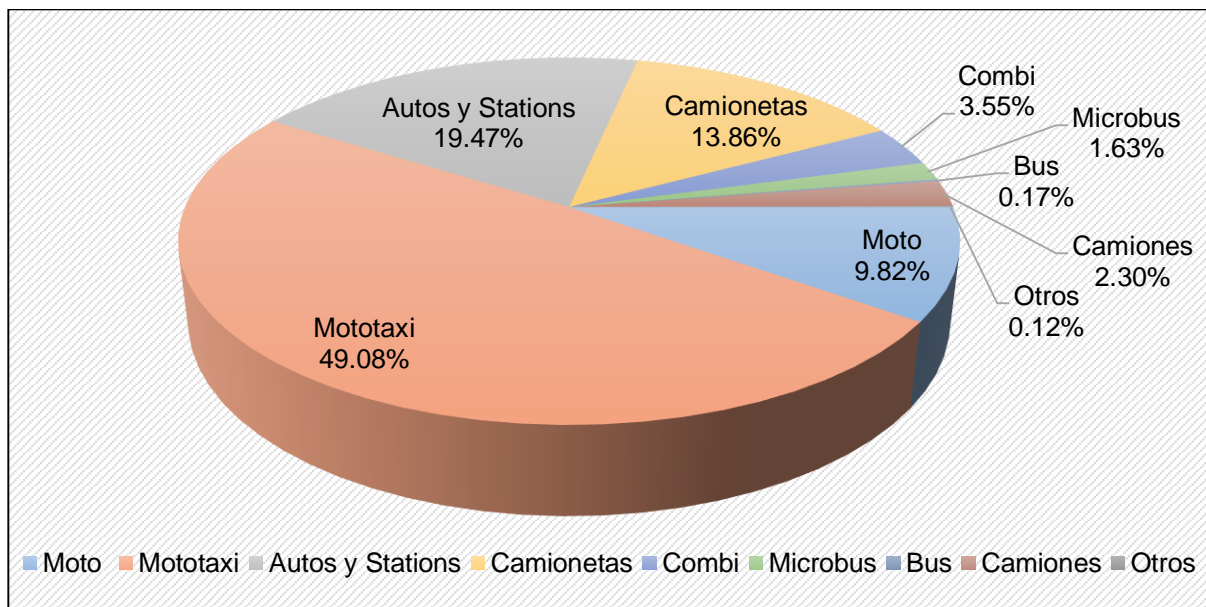


Fig. 32. Composición vehicular en la hora pico de la intersección A

Fuente: Elaboración propia

Ahora para la segunda intersección se tiene como el volumen horario de máxima demanda el día viernes 17 de octubre, de 7:00 a las 8:00 horas de la mañana, de igual manera a continuación se presenta en la Tabla 15 los volúmenes totales por carril y por movimiento, clasificado según el tipo de vehículo, de los accesos 1 (Norte), 2 (Oeste) y 3 (Este) respectivamente, dentro del periodo mencionado.

Tabla 15. Volumen de la hora de máxima demanda de los accesos 1, 2 y 3 de la Intersección B

ACCESO 1 (N - S)			Motos		Livianos		Combi	Buses		Camiones					Otros	Veh. Carril	Suma
Per.	Carril	Dirección	Moto	Mototaxi	Autos y Stations	Camionetas		Microbús	Bus	2 ejes (2-8)	2 ejes (10-15)	3 ejes (20-25)	Semi tráiler	Tráiler			
7:00 8:00	C1	Derecha	26	219	31	14	2			3	1					296	1388
		De frente	108	607	136	58	12	1		7	3	2				934	
		Izquierda	17	72	6	6	39	17		1						158	
Suma			151	898	173	78	53	18	0	11	4	2	0	0	0	1388	
%			10.88	64.70	12.46	5.62	3.82	1.30	0.00	0.79	0.29	0.14	0.00	0.00	0.00	100	

ACCESO 2 (O - E)			Motos		Livianos		Combi	Buses		Camiones					Otros	Veh. Carril	Suma	Vol. Total
Per.	Carril	Dirección	Moto	Mototaxi	Autos y Stations	Camionetas		Microbús	Bus	2 ejes (2-8)	2 ejes (10-15)	3 ejes (20-25)	Semi tráiler	Tráiler				
7:00 8:00	C1	Izquierda	13	87	12	7	1			1						121	343	
		De frente	10	14	27	17	1			1	1					71		
		Derecha														0		
	C2	Izquierda	1	9		1										11		
		De frente	24	27	32	12	3	1								99		
		Derecha	1	21	14	4				1						41		
Suma			49	158	85	41	5	1	0	3	1	0	0	0	0	343		
%			14.29	46.06	24.78	11.95	1.46	0.29	0.00	0.87	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	100		

ACCESO 3 (E - O)			Motos		Livianos		Combi	Buses		Camiones					Otros	Veh. Carril	Suma	Vol. Total
Per.	Carril	Dirección	Moto	Mototaxi	Autos y Stations	Camionetas		Microbús	Bus	2 ejes (2-8)	2 ejes (10-15)	3 ejes (20-25)	Semi tráiler	Tráiler				
7:00 8:00	C1	Derecha	35	114	39	35	10	14		2	2					251	723	
		De frente	16	43	29	9	25	1		1						124		
		Izquierda														0		
	C2	Derecha	2	11	2	3		1								19		
		De frente	27	96	95	50	13		1							282		
		Izquierda	8	20	13	4	2									47		
Suma			88	284	178	101	50	16	1	3	2	0	0	0	0	723		
%			12.17	39.28	24.62	13.97	6.92	2.21	0.14	0.41	0.28	0.00	0.00	0.00	0.00	100		

Fuente: Elaboración propia

De los datos de la tabla anterior se puede observar una mayor afluencia de vehículos sobre el Jr. Manuel Seoane en el sentido Norte - Sur. Sin embargo, la Av. Hoyos Rubio también presenta una intensidad más marcada en el sentido Este – Oeste. Cabe mencionar que la clasificación de (otros) se refiere a vehículos agrícolas o de construcción.

Igualmente, con la información de la tabla anterior se obtiene la gráfica presentada en la Figura 33, la cual muestra la composición vehicular de la segunda intersección, dentro de la hora que se va analizar.

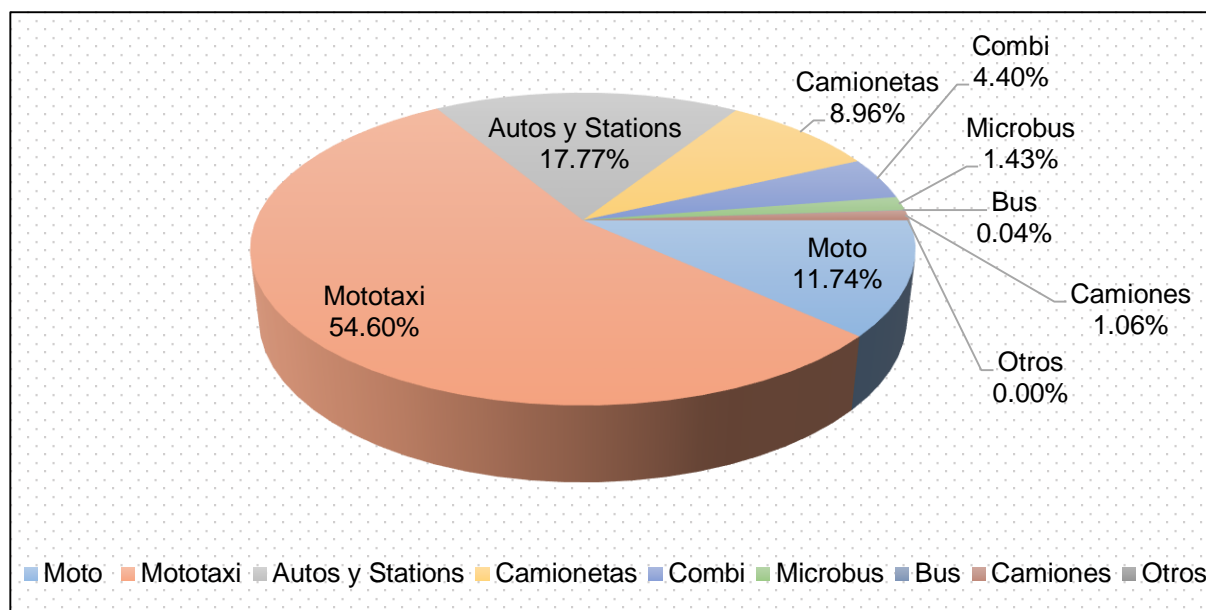
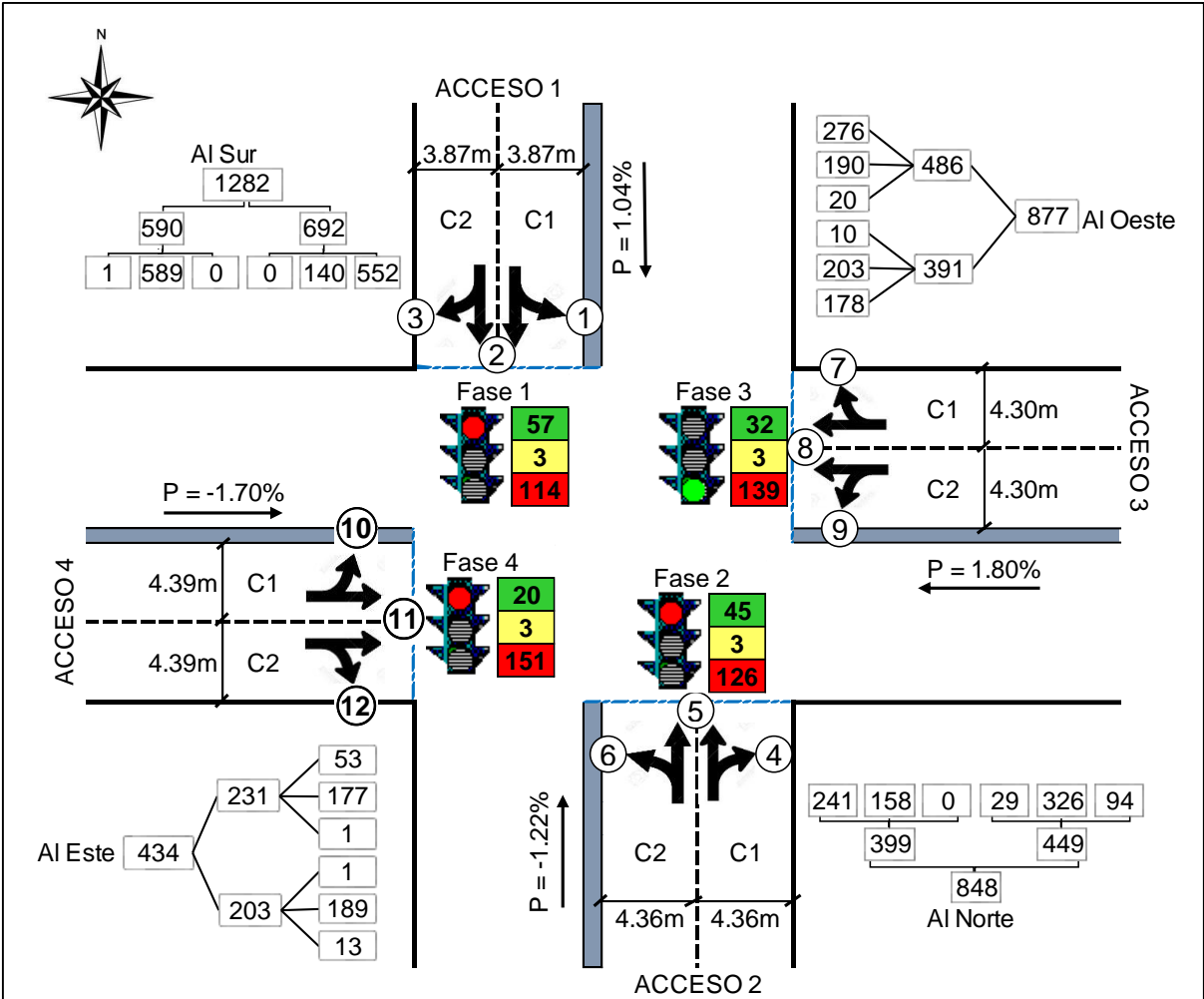


Fig. 33. Composición vehicular en la hora pico de la intersección B

Fuente: Elaboración propia

3.3.3.3. Resumen preliminar de la hora de máxima demanda

Para un mayor entendimiento de la información presentada y desarrollada en las tablas y figuras anteriores, se muestra a continuación las siguientes ilustraciones, que contienen un resumen preparatorio de las características geométricas, semafóricas y volúmenes de tráfico de las intersecciones en estudio. Cabe resaltar que el volumen de vehículos que giran en U, se agrupó a los volúmenes de vehículos que giran a la izquierda, por tener el mismo sentido y ocasionar igual conflicto.



Leyenda:

Av. Vía de Evitamiento Norte

Av. Hoyos Rubio

Movimiento 1: Norte - Sur, Volteo a la Izquierda.

Movimiento 7: Este - Oeste, Volteo a la Derecha.

Movimiento 2: Norte - Sur, Paso Defrente.

Movimiento 8: Este - Oeste, Paso Defrente.

Movimiento 3: Norte - Sur, Volteo a la Derecha.

Movimiento 9: Este - Oeste, Volteo a la Izquierda.

Movimiento 4: Sur - Norte, Volteo a la Derecha.

Movimiento 10: Oeste - Este, Volteo a la Izquierda.

Movimiento 5: Sur - Norte, Paso Defrente.

Movimiento 11: Oeste - Este, Paso Defrente.

Movimiento 6: Sur - Norte, Volteo a la Izquierda.

Movimiento 12: Oeste - Este, Volteo a la Derecha.

Fig. 34. Resumen de las características preliminares de la hora pico de la intersección A

Fuente: Elaboración propia

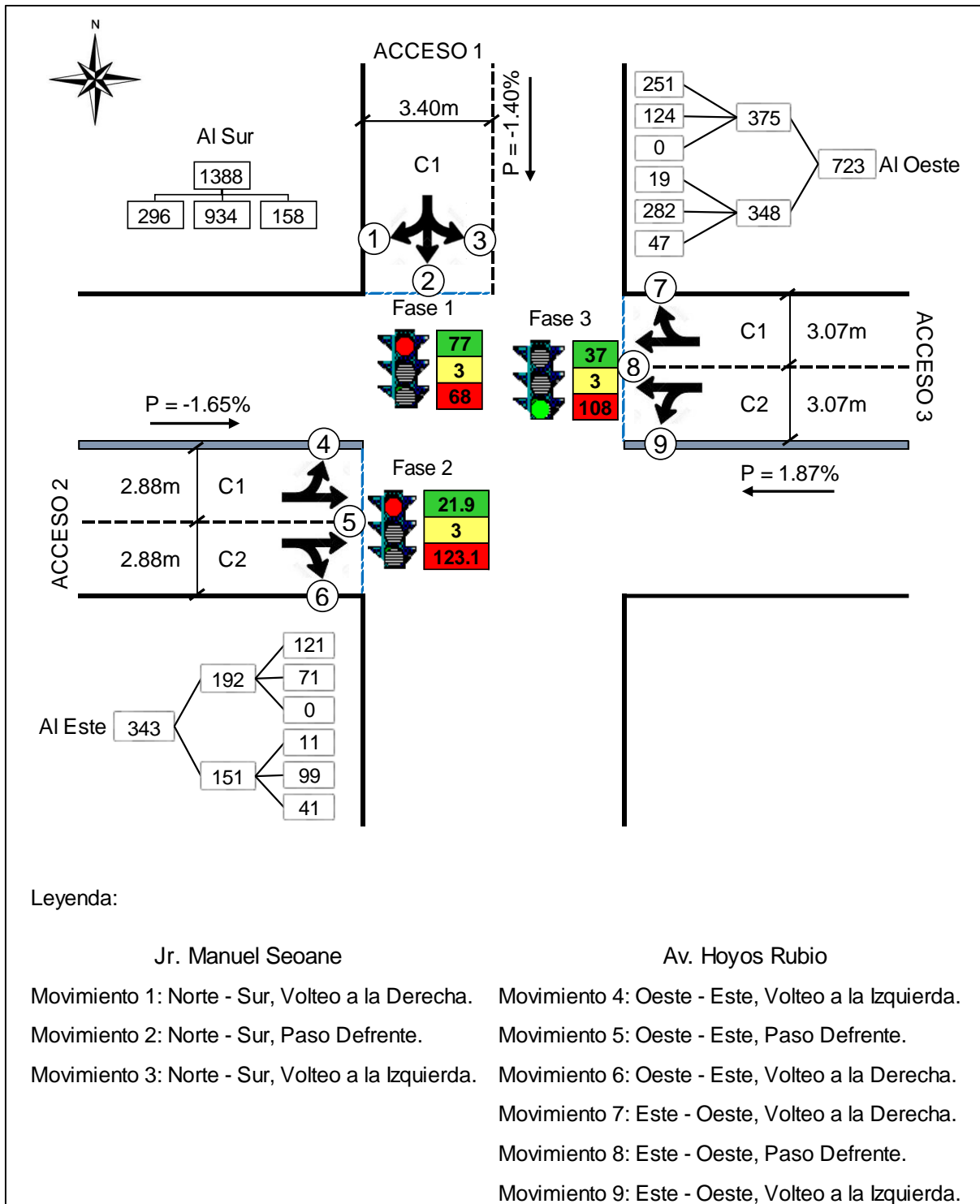


Fig. 35. Resumen de las características preliminares de la hora pico de la intersección B

Fuente: Elaboración propia

3.3.3.4. Relación de Pelotón

La relación de pelotón es un indicativo de las características de la circulación que tiene cada acceso. El procedimiento para la estimación de la relación de pelotón estuvo basado en los conceptos descritos en el ítem 3.2.2. y en el Capítulo 11 del Manual para Recolección de Datos de Currin (2001). Este procedimiento consistió básicamente en contabilizar los arribos; los mismos que fueron agrupados según hayan sido producidos durante el intervalo verde o el intervalo ámbar + rojo. Las mediciones se desarrollaron ciclo por ciclo para el periodo correspondiente a los 15 minutos más cargados de cada hora analizada. El Anexo E presenta las planillas empleadas para la estimación de las relaciones de pelotón para cada acceso correspondiente, asimismo se muestra a manera de ejemplo la obtención de la relación de pelotón para el acceso 1 (Norte) de la primera intersección.

Tabla 16. Cálculo de la relación de pelotón para el acceso 1 de la intersección A

g = 57 seg C = 174 seg					
Ciclo	Veh. Arriban en Verde	Veh. Arriban en Ámbar y Rojo	Total Vehículos	P	Rp
1	26	25	51	0.510	1.556
2	23	34	57	0.404	1.232
3	25	39	64	0.391	1.192
4	19	23	42	0.452	1.381
5	16	31	47	0.340	1.039
6	39	34	73	0.534	1.631
Cálculos					
Total	148	186	334	0.443	1.353
Promedio				0.438	1.339
Tipo de Arribo:			4		
Calidad de la Progresión:			Arribo Favorable		
Rp por Defecto:			1.333		
P = $R_P(g/C)$:			0.437		

Fuente: Elaboración propia.

3.3.3.5. Aforo peatonal y de bicicletas

Para detectar la influencia que los peatones tienen en las intersecciones semaforizadas se analizó 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 de verde asignado por la señal. Para los periodos de estudio seleccionados, a partir de las videograbaciones, se contabilizaron los peatones y las bicicletas que interfieren con los giros, tanto a la izquierda como a la derecha, de cada acceso respectivamente. Estos datos se utilizaron más adelante en un factor de ajuste de la tasa de flujo de saturación.

3.3.3.6. Conteo de Vehículos Pesados

De los aforos fueron contabilizados todos los vehículos pesados, por cada acceso de las intersecciones, considerando como tales aquellos, conforme al Reglamento Nacional de Vehículos, son pertenecientes a las categorías M (vehículos automotores de cuatro ruedas diseñados para el transporte de pasajeros, excepto la MI), N (vehículos automotores de cuatro ruedas o más, diseñados para el transporte de mercancías), O (remolques y semirremolques) y S (combinaciones especiales de los M, N y O).

En palabras más concisas, de las Tablas 11, 12, 13, 14 y 15 de la clasificación mostrada en los volúmenes de la hora de máxima demanda, se consideraron como vehículos pesados a categorías de: Microbuses, Buses, Camiones de 2 ejes (2-8Tn), Camiones de 2 ejes (10-15Tn), Camiones de 3 ejes (20-25Tn), Semitráiler, Tráiler y Otros. Dichos datos se resumen en la siguiente Tabla 17.

Tabla 17. Resumen de porcentaje de vehículos pesados por acceso

Intersección A				Intersección B			
	Vol. Total	Vol. pesados	%VP		Vol. Total	Vol. pesados	%VP
Acceso 1	1282	39	3.04	Acceso 1	1388	35	2.52
Acceso 2	848	41	4.83	Acceso 2	343	5	1.46
Acceso 3	877	46	5.25	Acceso 3	723	22	3.04
Acceso 4	434	19	4.38				

Fuente: Elaboración propia

3.3.3.7. Conteo de paradas de Buses

Para el caso de las paradas de buses y/o bloqueos solamente se contabilizaron los vehículos de transporte público, incluyendo las combis y microbuses (coasters), se contabilizó cualquier parada en la fase de verde hasta 70 m. sobre y antes de la línea de parada.

Cabe notar que a pesar de que se percibió que las paradas de otros vehículos, como por ejemplo taxis y mototaxis, afectaban en menor medida el flujo vehicular en los accesos de la intersección, estas no fueron consideradas, puesto que el HCM toma como tiempo de detención, para ascenso y descenso de pasajeros, 14.4 seg.

3.3.3.8. Agrupamiento de carriles

Del análisis de la información de las tablas de los volúmenes vehiculares se puede verificar que para el acceso 1 de la intersección A, todos los giros a la izquierda se realizan desde el primer carril, pero también existe un 20% de vehículos que pasan de frente, además los volúmenes también se verificaron con las ecuación 12 y 13, por lo que no se puede considerar como un grupo de carriles independiente exclusivo para giros a la izquierda.

De la misma manera se analizó cada acceso de ambas intersecciones, teniéndose idéntico comportamiento, es decir carriles compartidos para movimientos de volteo y paso defrente, entonces ningún carril de las intersecciones en estudio debe ser considerado como carril exclusivo de volteo a la izquierda.

Por lo tanto, para los accesos de la primera intersección puede emplearse el agrupamiento de carriles correspondiente a la alternativa uno del caso tres de la Tabla 4 del ítem 3.3.1. es decir, con presencia de un grupo de carriles conformado por los dos carriles existentes y teniendo los tres movimientos presentes.

De igual manera el agrupamiento de carriles de los accesos de la segunda intersección tiene la presencia de un solo grupo de carriles donde se muestran los tres movimientos presentes.

3.4. PROCESAMIENTO DE DATOS HCM 2000

Para el análisis de las intersecciones semaforizadas seleccionadas, se emplearon adaptaciones de las planillas de trabajo presentadas en el Apéndice I del HCM 2000, en ellas se incorporaron los conceptos y ecuaciones descritas a lo largo del capítulo anterior de la presente investigación. El análisis operacional se aplicó independientemente para cada intersección en estudio en el periodo de su hora pico, dicho análisis se divide en 5 sub módulos:

- a) Módulo de Datos de Entrada.
- b) Módulo de Ajuste de la demanda.
- c) Módulo de Ajuste de la oferta.
- d) Módulo de Análisis de Capacidad.
- e) Módulo de Nivel de Servicio.

El diagrama de flujo que contiene el análisis operacional a seguir para el desarrollo de la metodología se muestra en la Figura 36, en él se ingresó con todos los datos que contengan las condiciones geométricas, semafóricas y del tráfico, con dichos valores se procedió a ajustar en primera instancia la demanda, luego se ajustó la tasa de flujo de saturación ideal por los factores según las condiciones prevalecientes de cada intersección, obteniéndose como resultado la tasa de flujo ajustado (v) y la tasa de flujo de saturación ajustada (s), con estos valores y con las condiciones iniciales se pasó al módulo de análisis de la capacidad, en el encontramos la capacidad para cada grupo de carriles, su grado de saturación (v/c) y su relación de flujo (v/s); al pasar al módulo de Nivel de servicio se necesitaron los datos de cola inicial (Q_b), grado de saturación (X), duración de demanda insatisfecha (t) y el periodo de análisis (T), con esta información se seleccionó el caso de análisis para encontrar la demora por cola inicial, la demora uniforme y la demora incremental; con estas demoras se halló el nivel de servicio por grupo de carriles, luego para cada acceso y finalmente para toda la intersección.

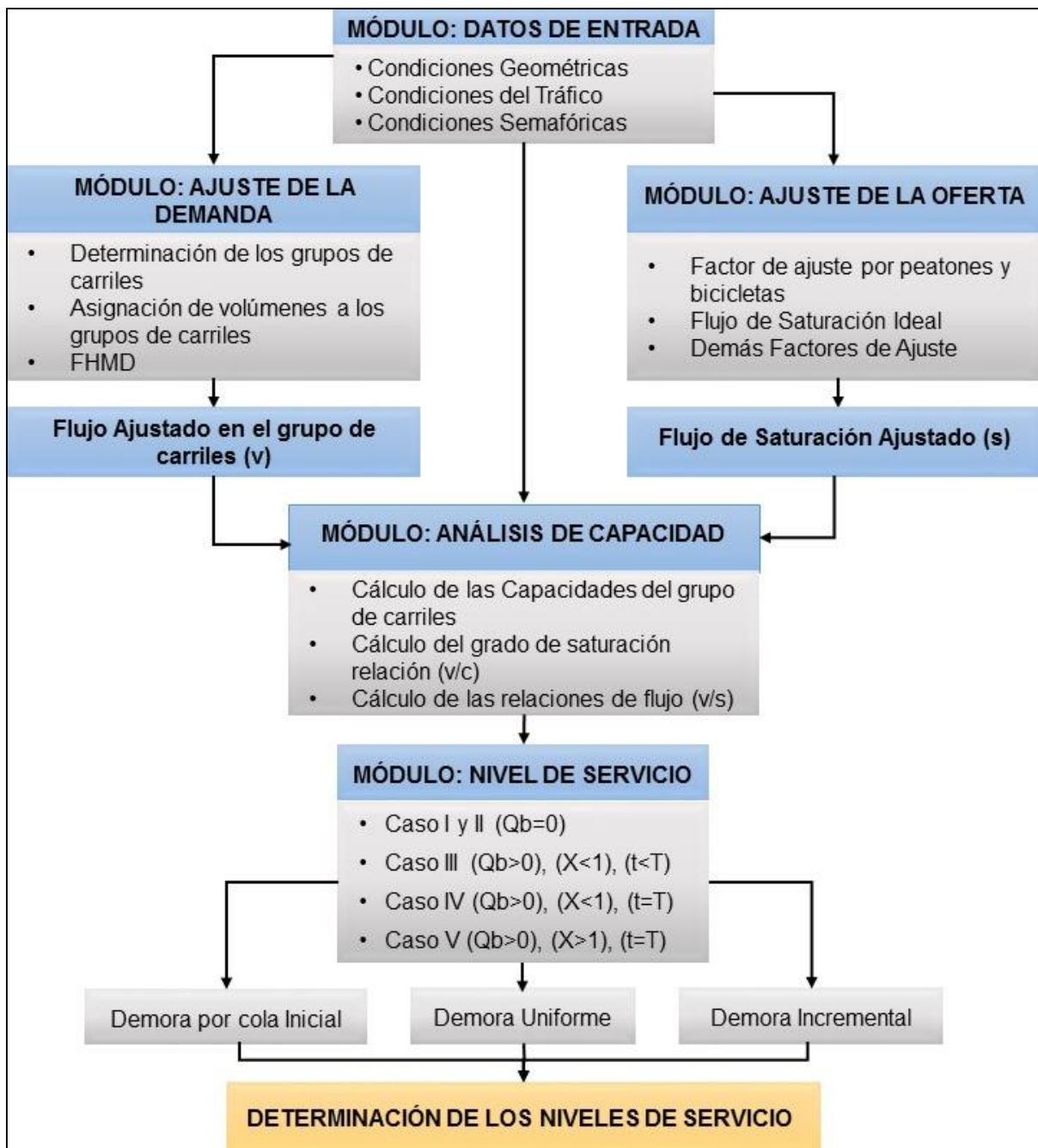


Fig. 36. Diagrama de Flujo de la aplicación de la metodología HCM 2000

Fuente: Elaboración propia

3.4.1. Aplicación de la metodología para la Intersección A

3.4.1.1. Datos de entrada

El módulo de datos de entrada es esencialmente una compilación de toda la información de las condiciones geométricas, semafóricas y del tráfico, esta información puede esquematizarse en el siguiente cuadro.

Fecha: 07/10/2016

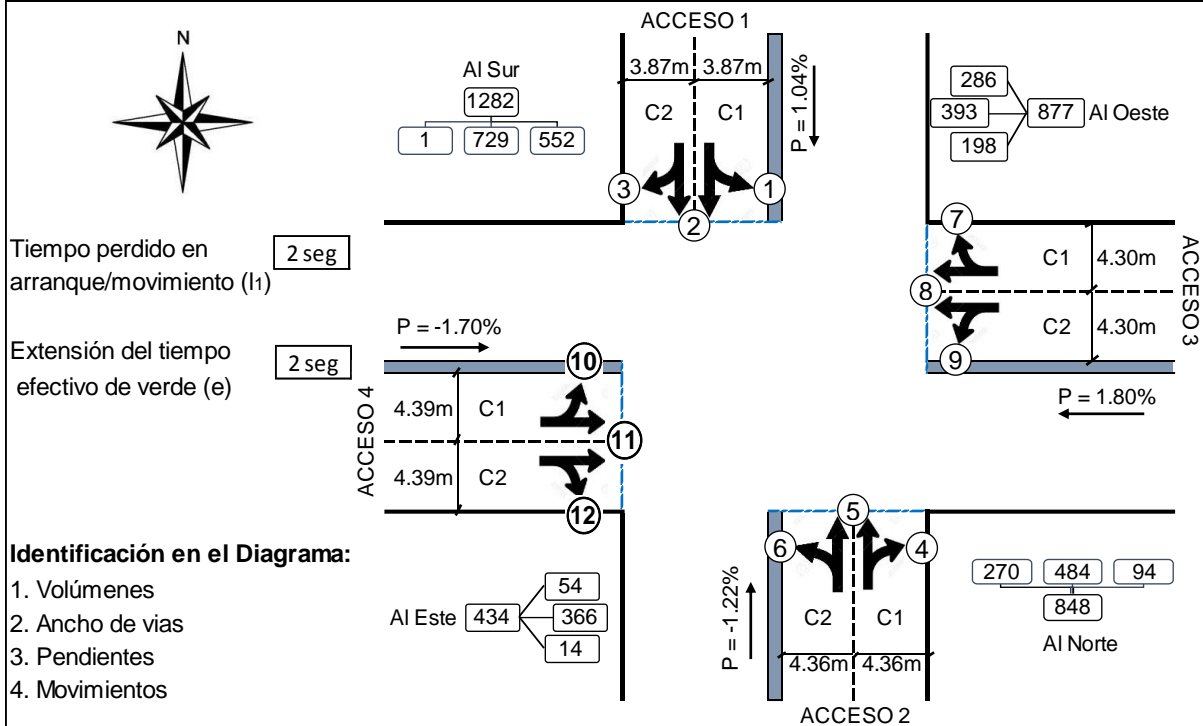
Intersección: Av. Vía de Evitamiento Norte - Av. Rafael Hoyos Rubio.

Analista: Bach. Ing. Jhonatan Llanos Rimarachin

Provincia: Cajamarca Distrito: Cajamarca Ciudad: Cajamarca

Tipo de área: CRB Otros

Geometría y Volúmenes



Identificación en el Diagrama:

1. Volúmenes
2. Ancho de vías
3. Pendientes
4. Movimientos

Condiciones de Tráfico y la vía

Acceso	Pendiente (%)	% VP	Estacionamientos		Combis / Buses Nb	PHF	Bicicleta (Bici./hr)	Peatones/hr		Tipo de Arribo
			Si o No	Nm				Izq.	Der.	
(1) Norte - Sur	1.04	3.04	No	-	7	0.911	16	56	36	4
(2) Sur - Norte	-1.22	4.83	No	-	8	0.911	20	34	56	3
(3) Este - Oeste	1.80	5.25	No	-	6	0.911	17	28	59	2
(4) Oeste - Este	-1.70	4.38	No	-	18	0.911	8	32	25	2

Pendiente: + subida, - bajada

VP: Vehículos pesados

Nm: Maniobras/hr de estacionamiento

Nb: paradas de Combi/Bus/hr

PHF: Factor hora pico

Peatones: Vol. en conflicto Izq. y Der.

Bicicletas: Conflicto Der.

Tipo de Arribo: Del 1 al 6

Condiciones semafóricas o de señalización

DIAGRAMAS	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4	
	Norte - Sur	Sur - Norte	Este - Oeste	Oeste - Este	
Reglaje	G1 = 57 Y1 = (A1+TR1) = 4	G2 = 45 Y2 = (A2+TR2) = 4	G3 = 32 Y3 = (A3+TR3) = 4	G4 = 20 Y4 = (A4+TR4) = 4	
			- - - - Peatones		Duración del ciclo (C)=174

Fig. 37. Cuadro de Datos de entrada de la intersección A

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia

3.4.1.2. Ajuste de la Demanda

El segundo módulo del análisis de la intersección, consistió básicamente en ajustar las cantidades de flujo, como se usaron volúmenes horarios, estos volúmenes se ajustaron dividiéndolos por el factor de hora pico (FHMD).

Una vez que se estableció el agrupamiento de carriles, se ingresaron los volúmenes horarios, los cuales fueron ajustados mediante su respectivo factor de hora pico; a la sumatoria de la tasa de flujo de todas las direcciones de cada acceso, se denominó Tasa de Flujo Ajustado en el Grupo de Carriles (V_p), finalmente en la planilla se obtuvieron las proporciones de giros a la izquierda y derecha de cada acceso.

Tabla 18. Módulo de ajuste de volumen de la intersección A.

Información General	N - S	S - N	E - O	O - E
Viernes, 07 de Octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:00 am. - 08:00 am.				
Ajuste de Volumen				
Volumen Izquierda, V_{Izq} (veh/h)	552	270	198	54
Volumen Directo, V_{dir} (veh/h)	729	484	393	366
Volumen Derecha, V_{der} (veh/h)	1	94	286	14
Volumen, V (veh/h)	1282	848	877	434
Factor de Hora Pico, PHF	0.911	0.911	0.911	0.911
Tasa de Flujo Ajustado Izquierda, $V_p=V_{Izq}/PHF$ (veh/h)	606	296	217	59
Tasa de Flujo Ajustado Directo, $V_p=V_{dir}/PHF$ (veh/h)	800	531	431	402
Tasa de Flujo Ajustado Derecha, $V_p=V_{der}/PHF$ (veh/h)	1	103	314	15
Tasa de Flujo Ajustado en el Grupo de Carriles, $V_p=V/PHF$	1407	931	963	476
Proporción de Giros LT o RT (P_{LT} o P_{RT})				
Proporción de Giros a la Izquierda (P_{LT})	0.431	0.318	0.226	0.124
Proporción de Giros a la Derecha (P_{RT})	0.001	0.111	0.326	0.032

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia

3.4.1.3. Ajustes de la Oferta

El tercer módulo de análisis consistió en calcular el flujo de saturación total que puede ser acomodado en la agrupación de carriles bajo las condiciones prevalecientes existentes, el ajuste se llevó a cabo mediante unos factores, los cuales se mencionaron en el capítulo 2, en el numeral 2.7.4.2

Antes de ajustar la oferta se necesitaron los factores de ajuste por peatones y bicicletas, (f_{Lpb} y f_{Rpb}), para lo cual se emplearon las Tablas 19 y 20, los valores requeridos para el análisis se ingresaron en las celdas sombreadas de color amarillo.

Tabla 19. Factor de ajuste de peatones para giros protegidos a la izquierda en la intersección A

Información General	N - S	S - N	E - O	O - E
Viernes, 07 de Octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:00 am. - 08:00 am.				
Giros Protegidos a la Izquierda				
Longitud de ciclo, C (s)	174	174	174	174
Tiempo de verde efectivo para peatones, g_p (s)	57	45	32	20
Volumen peatonal, V_{ped} (p/h)	56	34	28	32
$V_{pedg} = V_{ped} (C/g_p)$	171	131	152	278
$OCC_{pedg} = V_{pedg} / 2000$ si, ($V_{pedg} \leq 1\ 000$) ó $OCC_{pedg} = 0.4 + V_{pedg} / 10000$ si, ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)	0.085	0.066	0.076	0.139
Número de carriles de recepción, N_{rec}	2	2	2	2
Número de carriles de giro, N_{turn}	2	2	2	2
$A_{pbT} = 1 - OCC_r$ si, $N_{rec} = N_{turn}$ $A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r)$ si, $N_{rec} > N_{turn}$	0.915	0.934	0.924	0.861
Proporción de giros a la izquierda, ² P_{LT}	0.431	0.318	0.226	0.124
Proporción de giros a la izquierda empleando la fase protegida, P_{LTA}	0.431	0.318	0.226	0.124
$f_{Lpb} = 1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbT})(1 - P_{LTA})$	0.979	0.986	0.987	0.985
Notas				
1. Si no existen giros a la izquierda opuestos, entonces $OCC_r = OCC_{pedu} = OCC_{pedg}$.				
2. Refiérase a la hoja de Ajuste de Volumen.				

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia

Tabla 20. Factor de ajuste de peatones y bicicletas para giros protegidos a la derecha en la intersección A

Giros Protegidos a la Derecha	N - S	S - N	E - O	O - E
Viernes, 07 de Octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:00 am. - 08:00 am.				
Longitud de ciclo, C (s)	174	174	174	174
Tiempo de verde efectivo para peatones, g _p (s)	57	45	32	20
Volumen peatonal, V _{ped} (p/h)	36	56	59	25
Volumen de bicicletas, ³ V _{bic} (bicicletas/h)	16	20	17	8
V _{pedg} = V _{ped} (C/g _p)	110	217	381	218
OCC _{pedg} = V _{pedg} / 2000 si, (V _{pedg} ≤ 1 000) ó OCC _{pedg} = 0.4 + V _{pedg} / 10000 si, (1000 < V _{pedg} ≤ 5000)	0.055	0.108	0.160	0.109
Verde efectivo, g (s)	57	45	32	20
V _{bicg} = V _{bic} (C/g)	49	77	92	70
OCC _{bicg} = 0.02 + V _{bicg} /2700	0.038	0.049	0.054	0.046
OCC _r = OCC _{pedg} + OCC _{bicg} - (OCC _{pedg})(OCC _{bicg})	0.091	0.152	0.206	0.150
Número de carriles de recepción, N _{rec}	2	2	2	2
Número de carriles de giro, N _{tum}	2	2	2	2
A _{pbT} = 1 - OCC _r si, N _{rec} = N _{tum} ; A _{pbT} = 1 - 0.6(OCC _r) si, N _{rec} > N _{tum}	0.909	0.848	0.794	0.850
Proporción de giros a la derecha, ² P _{RT}	0.001	0.111	0.326	0.032
Proporción de giros a la derecha empleando la fase protegida, P _{RTA}	0.001	0.111	0.326	0.032
f _{Rpb} = 1.0 - P _{RT} (1 - A _{pbT})(1 - P _{RTA})	1.000	0.985	0.955	0.995
Notas				
2. Refiérase a la hoja de Ajuste de Volumen.				
3. Si V _{bic} = 0 entonces V _{bicg} = 0, OCC _{bicg} = 0, y OCC _r = OCC _{pedg} .				

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia

Una vez obtenidos los factores por ajuste de peatones y bicicletas, en la Tabla 21 se determinó la tasa de flujo de saturación para cada grupo de carriles, los cálculos comenzaron con la selección de una tasa de saturación ideal, por lo general de 1900 vehículos por hora por carril, luego se ajustó la tasa de acuerdo a las condiciones prevalecientes mediante todos los factores de la ecuación 13, lográndose así obtener la tasa flujo de saturación ajustada.

**Tabla 21. Módulo de ajuste de la tasa de flujo de saturación de la intersección
A**

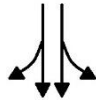

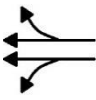
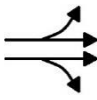
Información General	N - S	S - N	E - O	O - E
Viernes, 07 de Octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:00 am. - 08:00 am.				
Tasa de Flujo de Saturación				
Flujo de Saturación Ideal, s_0 (veh/h/carril)	1900	1900	1900	1900
Número de carriles, N	2	2	2	2
Ancho de carril, W	3.87	4.36	4.30	4.39
Factor de ajuste por ancho de carril, f_w	1.030	1.084	1.078	1.088
Volumen de vehículos pesados, HV	39	41	46	19
Porcentaje de vehículos pesados, %HV = $100 \cdot HV/V$	3.04	4.83	5.25	4.38
Equivalente en vehículos livianos, $E_t = 2.0 \text{ pc}/HV$	2	2	2	2
Factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}	0.970	0.954	0.950	0.958
Pendiente en el grupo de carriles, %G	1.04	-1.22	1.8	-1.70
Factor de ajuste por pendiente, f_g	0.995	1.006	0.991	1.009
Número de maniobras de estacionamiento por hora, $N_{m \leq 180}$	NO	NO	NO	NO
Factor de ajuste por estacionamiento, $f_p \geq 0.050$	1.00	1.00	1.00	1.00
Número de buses que se detienen por hora, $N_B \leq 250$	7	8	6	18
Factor de ajuste por bloqueo de buses, $f_{bb} \geq 0.050$	0.986	0.984	0.988	0.964
Tipo de área	CBD	CBD	CBD	CBD
Factor de ajuste por tipo de área, f_a	0.900	0.900	0.900	0.900
Tasa de flujo no ajustado para el grupo de carriles, v_g (veh/h)	1282	848	877	434
Tasa de flujo no ajustado para el carril con mayor volumen del grupo de carriles, v_{g1} (veh/h)	692	449	486	231
Factor de ajuste por utilización de carril, f_{LU}	0.926	0.944	0.902	0.939
Factor de ajuste por giro a la izquierda, f_{LT}	0.979	0.984	0.989	0.994
Factor de ajuste por giro a la derecha, $f_{RT} \geq 0.050$	1.000	0.983	0.951	0.995
Factor de ajuste por peat/bic para giros a la izquierda, f_{Lpb}	0.979	0.986	0.987	0.985
Factor de ajuste por peat/bic para giros a la derecha, f_{Rpb}	1.000	0.985	0.955	0.995
Flujo de Saturación Ajustado, s (veh/h) $S = S_0 \cdot N \cdot f_w \cdot f_{HV} \cdot f_g \cdot f_p \cdot f_{bb} \cdot f_a \cdot f_{LU} \cdot f_{LT} \cdot f_{RT} \cdot f_{Lpb} \cdot f_{Rpb}$	2976	3109	2741	3156

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia.

3.4.1.4. Análisis de la capacidad

En este cuarto módulo se realizó el análisis de la capacidad, para ello se usaron los valores hallados de la tasa de flujo ajustada (v) y la tasa de flujo de saturación ajustada (s), del cociente de estos dos valores se obtuvo la relación de flujo (v/s), asimismo con el tiempo de verde y la duración del ciclo se encontró la proporción de verde, seguidamente se determinó la capacidad (c) del grupo de carriles y los grados de saturación ($X=v/c$) correspondientes, es con este último valor que pudimos definir cuáles son los grupos de carriles críticos en función a los valores más altos, además de esto se estimó el grado de saturación crítico (X_c).

Tabla 22. Módulo de análisis de la capacidad de la intersección A

Información General	N - S	S - N	E - O	O - E
Viernes, 07 de Octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:00 am. - 08:00 am.				
Análisis de Capacidad				
Fase	1	2	3	4
Tipo de fase	Prot.	Prot.	Prot.	Prot.
Tasa de flujo ajustado, v (veh/h)	1407	931	963	476
Tasa de flujo de saturación, s (veh/h)	2976	3109	2741	3156
Tiempo perdido, t_L (s), $t_L = I_1 + Y - e$	5.00	5.00	5.00	5.00
Longitud de ciclo, C (s)	174	174	174	174
Tiempo de verde efectivo, g (s), $g = G + Y - t_L$	57.00	45.00	32.00	20.00
Proporción de verde, g/C	0.328	0.259	0.184	0.115
Capacidad del grupo de carriles, $c = s(g/C)$, (veh/h)	975	804	504	357
Relación v/c , X	1.443	1.158	1.910	1.313
Relación de flujo, v/s	0.473	0.299	0.351	0.151
Grupo de carriles/fase crítico(a) (v)	v	v	v	v
Sumatoria de relaciones de flujo para grupos de carriles críticos, $Y_c = \sum$ (grupos de carriles críticos, v/s)	1.274			
Tiempo perdido total por ciclo, L (s)	20.00			
Grado de saturación crítico, $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$	1.440			

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia.

3.4.1.5. Demoras y nivel de servicio

El módulo final de demoras y nivel de servicio, utiliza los resultados de las hojas de cálculo de los módulos de volumen ajustado, flujo de saturación y análisis de la capacidad, con esta información finalmente se pudo encontrar la demora por vehículo para cada grupo de carriles.

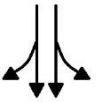

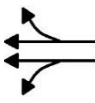
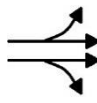
El Nivel de Servicio es una medida de la calidad del flujo, y está directamente relacionado con la medida de eficiencia, que viene a ser el control promedio de demora por vehículo, una vez que la demora fue estimada para cada grupo de carriles y totalizada para cada acceso de la intersección A, se consultó la Tabla 2 y el nivel de servicio fue establecido para cada componente.

Es necesario señalar que en la presente metodología, para un análisis práctico y un mejor manejo, el cálculo de las demoras y el nivel de servicio, se ha desarrollado mediante dos planillas de trabajo, con las que se pudo alcanzar el objetivo; como paso previo a la estimación de la demora por control (d) fue necesario estimar la demora por cola inicial (d_3) y la demora uniforme (d_1), para lo cual se empleó la planilla de la Tabla 23, en donde también se muestran los distintos casos de análisis según lo estudiado anteriormente en el ítem 2.7.6.5

El valor de la cola inicial (Q_b), es el número de autos en fila antes de iniciar el periodo de análisis, la relación de pelotón (R_p) se obtuvo mediante la Tabla 3 y según los tipos de arribo determinados anteriormente, el factor de ajuste suplementario (f_{PA}) se encontró utilizando la Tabla 6; estos valores son requeridos para dar inicio a la hoja de cálculo.

Posteriormente a la estimación de las demoras d_1 y d_3 , se prosiguió con el cálculo de la demora incremental d_2 , para ello se empleó la planilla de la Tabla 24, con la que se obtuvieron los valores de las demoras por control “ d ” y el respectivo nivel de servicio “NS”, tanto para los grupos de carriles, como para los accesos y la intersección A, quedando así con este resultado, finalizado los cinco módulos de análisis de la metodología HCM 2000.

Tabla 23. Análisis de la demora uniforme y por cola inicial de la intersección A

Información General	N - S	S - N	E - O	O - E
Viernes, 07 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:15 am - 07:30 am.				
Parámetros de Entrada				
Duración del periodo de análisis, T (h)	0.25	0.25	0.25	0.25
Longitud de ciclo, C (s)	174	174	174	174
Cola inicial, Q _b (veh)	11	12	17	5
Proporción de verde, g/C	0.328	0.259	0.184	0.115
Relación v/c, X = v/c	1.443	1.158	1.910	1.313
Capacidad del Grupo de Carriles, c (veh/h)	975	804	504	363
Proporción de vehículos que llegan en verde, P	0.437	0.259	0.123	0.077
Relación de pelotón (R _p)	1.333	1.000	0.667	0.667
Factor de ajuste suplementario, f _{PA} (Tabla 6)	1.150	1.000	0.930	0.930
Factor de ajuste por progresión/coordiación, $PF = (1)f_{PA}/(g/C)$	0.963	1.000	1.000	0.970
Duración de la demanda insatisfecha en T, t (h) $t = \min \left\{ \frac{Q_b}{c[1 - \min(1, X)]} \right\}$	0.25	0.25	0.25	0.25
Caso de Análisis	CASO 5	CASO 5	CASO 5	CASO 5
Casos I y II (Q_b = 0)	No aplica			
Demora por cola inicial, d ₃ (s): d ₃ = 0	-	-	-	-
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = (0.5C(1 - g/C)^2)/(1 - [\min(1, X) \times g/C])$	-	-	-	-
Caso III (Q_b > 0) (X < 1.0) (t < T)	No aplica			
Demora por cola inicial, d ₃ (s): $d_3 = \frac{1800 * Q_b * t}{c * T}$	-	-	-	-
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = 0.5C(1 - g/C) \frac{t}{T} + \frac{0.5C(1 - g/C)^2}{1 - [\min(1, X) g/C]} \left[\frac{(T - t)}{T} \right] PF$	-	-	-	-
Caso IV (Q_b > 0) (X < 1.0) (t = T)	No aplica			
Parámetro de demora, u: $u = 1 - \frac{cT}{Q_b} [1 - \min(1, X)]$	-	-	-	-
Demora por cola inicial, d ₃ (s): $d_3 = \frac{1800Q_b(1+u)}{c}$	-	-	-	-
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = 0.5C(1 - g/C)$	-	-	-	-
Caso V (Q_b > 0) (X > 1.0) (t = T)	Si aplica			
Demora por cola inicial, d ₃ (s): $d_3 = \frac{3600Q_b}{c}$	40.62	53.74	121.40	49.63
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = 0.5C(1 - g/C)$	58.50	64.50	71.00	77.00

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia.

Tabla 24. Módulo de análisis del nivel de servicio de la intersección A

Información General	N - S	S - N	E - O	O - E
Viernes, 07 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:15 am - 07:30 am.				
Capacidad del Grupo de Carriles, Demora por Control y Determinación del Nivel de Servicio				
Tasa de flujo ajustado, ¹ V (veh/h)	1407	931	963	476
Capacidad del Grupo de Carriles, ¹ c (veh/h)	975	804	504	363
Relación v/c, ¹ X = v/c	1.443	1.158	1.910	1.313
Calibración de la demora incremental, ² k	0.5	0.5	0.5	0.5
Factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba, ³ I	1	1	1	1
Duración del análisis, T (h)	0.25	0.25	0.25	0.25
Demora Incremental, ³ d ₂ (s/veh)				
$d_2 = 900T \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8 \times k \times I \times X}{c \times T}} \right]$	205.33	84.79	416.70	159.43
Demora por cola inicial, d ₃ (s/veh) (de hoja de cálculo de demora por cola inicial)	40.62	53.74	121.40	49.63
Demora uniforme, d ₁ (s/veh) (de hoja de cálculo de demora por cola inicial)	58.50	64.50	71.00	77.00
Factor de ajuste por progresión/coordiinación, $PF = (1)f_{PA}/(g/C)$	0.96	1.00	1.00	0.97
Demora, $d = d_1(PF) + d_2 + d_3$ (s/veh)	302.3	203.0	609.1	283.8
Nivel de servicio NS por grupo de carriles	F	F	F	F
Demora por acceso, $d_A = \frac{\sum(d \times v)}{\sum v}$ (s/veh)	302.3	203.0	609.1	283.8
Nivel de servicio NS por acceso	F	F	F	F
Tasa de flujo del acceso, V _A (veh/h)	1407	931	963	476
Demora de la Intersección, $d_I = \frac{\sum(d_A \times v_A)}{\sum v_A}$ (s/veh)	353.7			
NS de la Intersección	F			
Notas				
1. Los parámetros de fase primarios y secundarios se suman para obtener los parámetros del grupo de carriles 2. Para semáforos prefijados o no actuados, k = 0.5. 3. T = duración del análisis (h); comúnmente T = 0.25, que corresponde a una duración de análisis de 15 min. I = factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba; para intersecciones aisladas I = 1.				

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia.

3.4.2. Aplicación de la metodología para la intersección B

De idéntica manera para el análisis de la intersección semaforizada de la Av. Hoyos Rubio y el Jr. Manuel Seoane, se emplearon adaptaciones de las planillas de trabajo presentadas en el Apéndice I del HCM 2000, siguiendo paso a paso todo lo descrito para el análisis operacional de la intersección A, el estudio se realizó en el periodo de la hora pico, igualmente dicho análisis se divide en 5 sub módulos siguiendo el diagrama de flujo de la Figura 36.

- a) Módulo de Datos de Entrada.
- b) Módulo de Ajuste de la demanda.
- c) Módulo de Ajuste de la oferta.
- d) Módulo de Análisis de Capacidad.
- e) Módulo de Nivel de Servicio.

3.4.2.1. Datos de entrada

El módulo de datos de entrada tiene una compilación de toda la información de las condiciones geométricas, semafóricas y del tráfico de la intersección B, estos datos se esquematizaron en una hoja de cálculo, teniendo como componentes a observar: el ancho de carriles, el número de carriles, la pendiente de cada carril, el intervalo de verde efectivo, el intervalo de cambio y despeje, el ciclo semafórico, las fases, el porcentaje de vehículos pesados, la cantidad de paradas de buses o combis, el factor de hora pico, el volumen de peatones en conflicto con giros a la izquierda y a la derecha, el volumen de bicicletas en conflicto con giros a la derecha y la relación de pelotón.

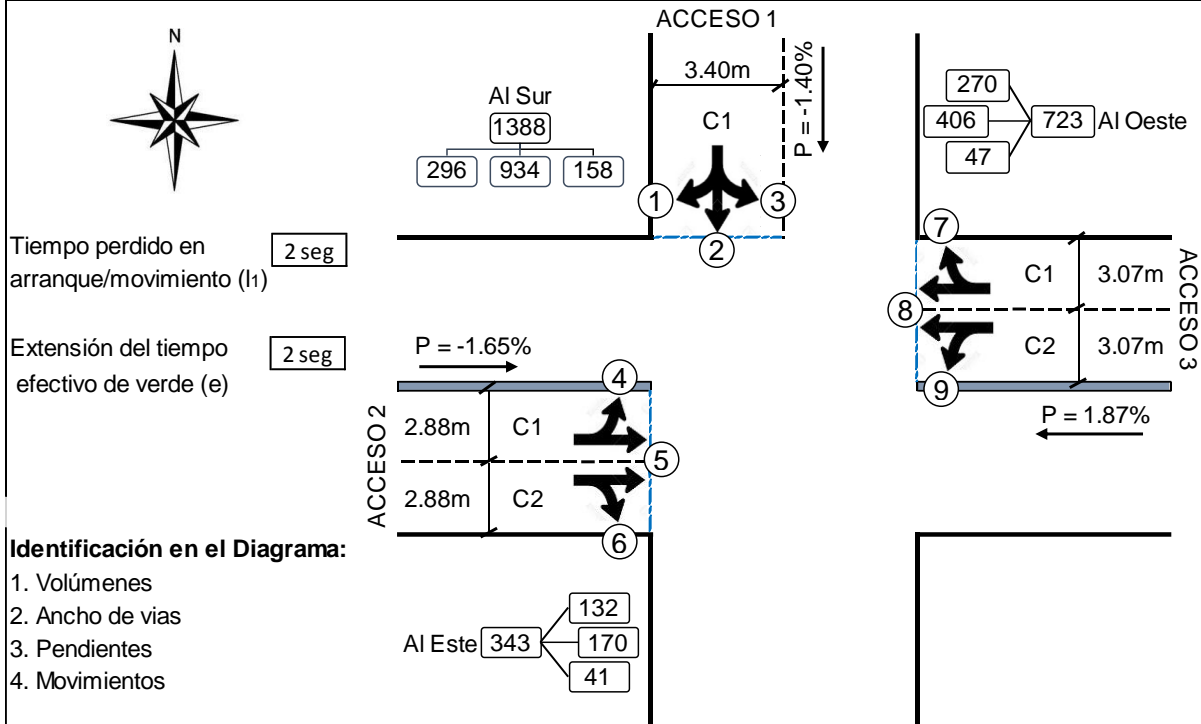
Además, es necesario contar con los valores por defecto de los tiempos perdidos por arranque y la extensión del tiempo efectivo de verde, esquemáticamente se debe notar que los movimientos de volteo permitido fueron dibujados con líneas punteadas, y los movimientos de volteo protegidos fueron dibujados con flechas sólidas. Cuando exista volteo protegido y permitido se usan ambos tipos de flechas.

Intersección: Jr. Manuel Seoane - Av. Rafael Hoyos Rubio. Fecha: 21/10/2016

Analista: Bach. Ing. Jhonatan Llanos Rimarachin Tipo de área: CRB
 Otros

Provincia: Cajamarca Distrito: Cajamarca Ciudad: Cajamarca

Geometría y Volúmenes



Condiciones de Tráfico y la vía

Acceso	Pendiente (%)	% VP	Estacionamientos		Combis / Buses Nb	PHF	Bicicleta (Bici./hr)	Peatones/hr		Tipo de Arribo
			Si o No	Nm				Izq.	Der.	
(1) Norte - Sur	-1.40	2.52	No	-	15	0.965	31	45	57	3
(2) Oeste - Este	-1.65	1.46	No	-	0	0.965	5	36	29	5
(3) Este - Oeste	1.87	3.04	No	-	4	0.965	8	41	60	3

Pendiente: + subida, - bajada Nb: paradas de Combi/Bus/hr Bicicletas: Conflicto Der.
 VP: Vehículos pesados PHF: Factor hora pico Tipo de Arribo: Del 1 al 6
 Nm: Maniobras/hr de estacionamiento Peatones: Vol. en conflicto Izq. y Der.

Condiciones semafóricas o de señalización

DIAGRAMAS	Ø1	Ø2	Ø3	Peatones	Duración del ciclo (C)= 148
	Norte - Sur	Oeste - Este	Este - Oeste		
Reglaje	G ₁ = 77 Y ₁ =(A ₁ +TR ₁)=4.03	G ₂ = 21.9 Y ₂ =(A ₂ +TR ₂)=4.03	G ₃ = 37 Y ₃ =(A ₃ +TR ₃)=4.03		

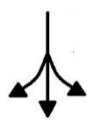
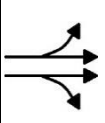
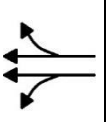
Fig. 38. Cuadro de Datos de entrada de la intersección B

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia

3.4.2.2. Ajuste de la Demanda

El segundo módulo del análisis de la intersección consistió en ajustar las cantidades de flujo, una vez establecido el agrupamiento de carriles, se ingresó los volúmenes horarios, los cuales fueron ajustados mediante su respectivo factor de hora pico; a la sumatoria de la tasa de flujo de todas las direcciones de cada acceso, se denominó Tasa de Flujo Ajustado en el Grupo de Carriles (V_p), finalmente en la planilla se obtuvo las proporciones de giros a la izquierda y derecha de cada acceso.

Tabla 25. Módulo de ajuste de volumen de la intersección B

Información General	N - S	O - E	E - O
Viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 08:00 am.			
Ajuste de Volumen			
Volumen Izquierda, V_{Izq} (veh/h)	158	132	47
Volumen Directo, V_{dir} (veh/h)	934	170	406
Volumen Derecha, V_{der} (veh/h)	296	41	270
Volumen, V (veh/h)	1388	343	723
Factor de Hora Pico, PHF	0.965	0.965	0.965
Tasa de Flujo Ajustado Izquierda, $v_p=V_{Izq}/PHF$ (veh/h)	164	137	49
Tasa de Flujo Ajustado Directo, $v_p=V_{dir}/PHF$ (veh/h)	968	176	421
Tasa de Flujo Ajustado Derecha, $v_p=V_{der}/PHF$ (veh/h)	307	42	280
Tasa de Flujo Ajustado en el Grupo de Carriles, $v_p=V/PHF$ (veh/h)	1438	355	749
Proporción ¹ de Giros LT o RT (P_{LT} o P_{RT})			
Proporción de Giros Izquierda (P_{LT})	0.114	0.385	0.065
Proporción de Giros Derecha (P_{RT})	0.213	0.120	0.373

Fuente: Cuadro TRB – HCM 2000 / Modificación propia.

3.4.2.3. Ajustes de la Oferta

El tercer módulo de análisis radica en calcular el flujo de saturación total que puede ser acomodado en el grupo de carriles bajo las condiciones prevalecientes existentes en la intersección B.

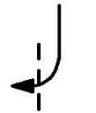


En primera instancia, se necesitaron los factores de ajuste por peatones y bicicletas, (f_{Lpb} y f_{Rpb}), para lo cual se emplearon las planillas de las Tablas 26 y 27, los valores requeridos para el análisis se ingresaron en las celdas sombreadas de color amarillo.

Tabla 26. Factor de ajuste de peatones para giros protegidos a la izquierda en la intersección B

Información General	N - S	O - E	E - O
Viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 08:00 am.			
Giros Protegidos a la Izquierda			
Longitud de ciclo, C (s)	148	148	148
Tiempo de verde efectivo para peatones, g_p (s)	77	21.9	37
Volumen peatonal, V_{ped} (p/h)	45	36	41
$V_{pedg} = V_{ped} (C/g_p)$	86	243	164
$OCC_{pedg} = V_{pedg} / 2000$ si, ($V_{pedg} \leq 1000$) ó $OCC_{pedg} = 0.4 + V_{pedg} / 10000$ si, ($1000 < V_{pedg} \leq 5000$)	0.043	0.122	0.082
Número de carriles de recepción, N_{rec}	2	2	2
Número de carriles de giro, N_{turn}	1	2	2
$A_{pbT} = 1 - OCC_r$ si, $N_{rec} = N_{turn}$ $A_{pbT} = 1 - 0.6(OCC_r)$ si, $N_{rec} > N_{turn}$	0.974	0.878	0.918
Proporción de giros a la izquierda, ² PL_T	0.213	0.385	0.065
Proporción de giros a la izquierda empleando la fase protegida, PL_{TA}	0.213	0.385	0.065
$f_{Lpb} = 1.0 - PL_T(1 - A_{pbT})(1 - PL_{TA})$	0.996	0.971	0.995
Notas			
1. Si no existen giros a la izquierda opuestos, entonces $OCC_r = OCC_{pedu} = OCC_{pedg}$.			
2. Refiérase a la hoja de Ajuste de Volumen.			

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia



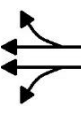
Tabla 27. Factor de ajuste de peatones y bicicletas para giros protegidos a la derecha en la intersección B

Giros Protegidos a la Derecha	N - S	O - E	E - O
Viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 08:00 am.			
Longitud de ciclo, C (s)	148	148	148
Tiempo de verde efectivo para peatones, g _p (s)	77	21.9	37
Volumen peatonal, v _{ped} (p/h)	57	29	60
Volumen de bicicletas, ³ v _{bic} (bicicletas/h)	31	5	8
V _{pedg} = V _{ped} (C/g _p)	110	196	240
OCC _{pedg} = V _{pedg} / 2000 si, (V _{pedg} ≤ 1 000) ó OCC _{pedg} = 0.4 + V _{pedg} / 10000 si, (1000 < V _{pedg} ≤ 5000)	0.055	0.098	0.120
Verde efectivo, g (s)	77	21.9	37
V _{bicg} = V _{bic} (C/g)	60	34	32
OCC _{bicg} = 0.02 + V _{bicg} /2700	0.042	0.033	0.032
OCC _r = OCC _{pedg} + OCC _{bicg} - (OCC _{pedg})(OCC _{bicg})	0.095	0.127	0.148
Número de carriles de recepción, N _{rec}	2	2	2
Número de carriles de giro, N _{tum}	1	2	2
A _{pbT} = 1 - OCC _r si, N _{rec} = N _{tum} ; A _{pbT} = 1 - 0.6(OCC _r) si, N _{rec} > N _{tum}	0.943	0.873	0.852
Proporción de giros a la derecha, ² P _{RT}	0.114	0.120	0.373
Proporción de giros a la derecha empleando la fase protegida, ⁴ P _{RTA}	0.114	0.120	0.373
f _{Rpb} = 1.0 - P _{RT} (1 - A _{pbT})(1 - P _{RTA})	0.994	0.987	0.965
Notas			
2. Refiérase a la hoja de Ajuste de Volumen.			
3. Si v _{bic} = 0 entonces v _{bicg} = 0, OCC _{bicg} = 0, y OCC _r = OCC _{pedg} .			

Fuente: Cuadro TRB – HCM 2000 / Modificación propia

Una vez obtenidos los factores por ajuste de peatones y bicicletas, en la Tabla 28 se calculó la tasa de flujo de saturación para cada grupo de carriles, se hace énfasis en el valor del ancho de carril del acceso N – S pues fue tomado como el ancho de toda la calzada, ya que se observó en los videos que en el periodo de verde los vehículos ocupan y fluyen en todo el ancho de la misma, teniendo esta calzada una medida promedio de 6.80 m.

Tabla 28. Módulo de ajuste de la tasa de flujo de saturación de la intersección B

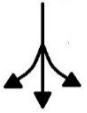
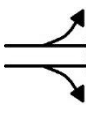
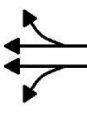
Información General	N - S	O - E	E - O
Viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 08:00 am.			
Tasa de Flujo de Saturación			
Flujo de Saturación Ideal, s_o (veh/h/carril)	1900	1900	1900
Número de carriles, N	1	2	2
Ancho de carril, W	6.80	2.88	3.07
Factor de ajuste por ancho de carril, f_w	1.356	0.920	0.941
Volumen de vehículos pesados, HV	35	5	22
Porcentaje de vehículos pesados, %HV = $100 \cdot HV/V$	2.52	1.46	3.04
Equivalente en vehículos livianos, $E_t = 2.0 \text{ pc/HV}$	2	2	2
Factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}	0.975	0.986	0.970
Pendiente en el grupo de carriles, %G	-1.4	-1.65	1.87
Factor de ajuste por pendiente, f_g	1.007	1.008	0.991
Número de maniobras de estacionamiento por hora, $N_{m \leq 180}$	NO	NO	NO
Factor de ajuste por estacionamiento, $f_p \geq 0.050$	1.00	1.00	1.00
Número de buses que se detienen por hora, $N_B \leq 250$	15	0	4
Factor de ajuste por bloqueo de buses, $f_{bb} \geq 0.050$	0.940	1.000	0.992
Tipo de área	CBD	CBD	CBD
Factor de ajuste por tipo de área, f_a	0.900	0.900	0.900
Tasa de flujo no ajustado para el grupo de carriles, v_g (veh/h)	1388	343	723
Tasa de flujo no ajustado para el carril con mayor volumen del grupo de carriles, v_{g1} (veh/h)	1388	192	375
Factor de ajuste por utilización de carril, f_{LU}	1.000	0.893	0.964
Factor de ajuste por giro a la izquierda, f_{LT}	0.994	0.981	0.997
Factor de ajuste por giro a la derecha, $f_{RT} \geq 0.050$	0.968	0.982	0.944
Factor de ajuste por peat/bic para giros a la izquierda, f_{Lpb}	0.997	0.971	0.995
Factor de ajuste por peat/bic para giros a la derecha, f_{Rpb}	0.990	0.987	0.965
Flujo de Saturación Ajustado, s (veh/h) ($S = S_o \cdot N \cdot f_w \cdot f_{HV} \cdot f_g \cdot f_p \cdot f_{bb} \cdot f_a \cdot f_{LU} \cdot f_{LT} \cdot f_{RT} \cdot f_{Lpb} \cdot f_{Rpb}$)	2035	2579	2674

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia

3.4.2.4. Análisis de la capacidad

En el cuarto módulo se analizó la capacidad de la intersección B, para ello se usaron los valores hallados de la tasa de flujo ajustada (v) y la tasa de flujo de saturación ajustada (s), con lo que se obtuvo la relación de flujo (v/s), la proporción de verde, la capacidad (c) del grupo de carriles, los grados de saturación ($X=v/c$), los grupos de carriles críticos y el grado de saturación crítico (X_c).

Tabla 29. Módulo de análisis de la capacidad de la intersección B

Información General	N - S	O - E	E - O
Viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 08:00 am.			
Análisis de Capacidad			
Fase	1	2	3
Tipo de fase	Prot.	Prot.	Prot.
Tasa de flujo ajustado, V_p (veh/h)	1438	355	749
Tasa de flujo de saturación, s (veh/h)	2035	2579	2674
Tiempo perdido, t_L (s), $t_L = I_1 + Y - e$	4.03	4.03	4.03
Longitud de ciclo, C (s)	148	148	148
Tiempo de verde efectivo, g (s), $g = G + Y - t_L$	77.00	21.90	37.00
Proporción de verde, g/C	0.520	0.148	0.250
Capacidad del grupo de carriles, $c = s(g/C)$, (veh/h)	1059	382	669
Relación v/c , X	1.358	0.932	1.121
Relación de flujo, v/s	0.707	0.138	0.280
Grupo de carriles / fase crítico ($\sqrt{\quad}$)	$\sqrt{\quad}$	$\sqrt{\quad}$	$\sqrt{\quad}$
Sumatoria de relaciones de flujo para grupos de carriles críticos, $Y_c = \sum$ (grupos de carriles críticos, v/s)	1.125		
Tiempo perdido total por ciclo, L (s)	12.10		
Grado de saturación crítico, $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$	1.225		

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia


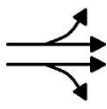
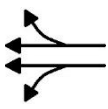
3.4.2.5. Demoras y niveles de servicio

El módulo final de demoras y nivel de servicio, utiliza los resultados de las hojas de cálculo de los módulos de volumen ajustado, flujo de saturación y análisis de la capacidad, el Nivel de Servicio es una medida de la calidad del flujo, y está directamente relacionado con el promedio de demora por vehículo, una vez que la demora fue estimada para cada grupo de carriles y totalizada para cada acceso de la intersección B, se consultó la Tabla 2 y se determinó el nivel de servicio para cada componente.

De igual manera para un análisis práctico y un mejor manejo, el cálculo de las demoras y el nivel de servicio, se ha desarrollado mediante dos planillas de trabajo, con las que se pudo alcanzar el objetivo; como paso previo a la estimación de la demora por control (d) fue necesario estimar la demora por cola inicial (d_3) y la demora uniforme (d_1), para lo cual se empleó la planilla de la Tabla 30, en donde también se muestran los distintos casos de análisis según lo estudiado anteriormente en el ítem 2.7.6.5

Luego de la estimación de las demoras d_1 y d_3 , se prosiguió con el cálculo de la demora incremental d_2 , para ello se empleó la planilla de la Tabla 31, con la que se obtuvieron los valores de las demoras por control “d” y el respectivo nivel de servicio “NS”, tanto para los grupos de carriles, como para los accesos y la intersección B, quedando así con este resultado, finalizado los cinco módulos de análisis del HCM 2000 y cerrando con esta Tabla 31 el capítulo de aplicación de la metodología.

Tabla 30. Análisis de la demora uniforme y por cola inicial de la intersección B

Información General	N - S	O - E	E - O
Viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 07:15 am.			
Parámetros de Entrada			
Duración del periodo de análisis, T (h)	0.25	0.25	0.25
Longitud de ciclo, C (s)	148	148	148
Cola inicial, Q _b (veh)	7	5	7
Proporción de verde, g/C	0.520	0.148	0.250
Relación v/c, X = v/c	1.358	0.932	1.121
Capacidad del Grupo de Carriles, c (veh/h)	1059	382	669
Proporción de vehículos que llegan en verde, P	0.520	0.247	0.250
Relación de pelotón (R _p)	1.000	1.667	1.000
Factor de ajuste suplementario, f _{PA} (Tabla 06)	1.000	1.000	1.000
Factor de ajuste por progresión/coordiación, $PF = (1)f_{PA}/(g/C)$	1.000	0.884	1.000
Duración de la demanda insatisfecha en T, t (h) $t = \min \left\{ \frac{Q_b}{c[1 - \min(1, X)]} \right\}$	0.25	0.19	0.25
Caso de Análisis	CASO 5	CASO 3	CASO 5
Casos I y II (Q_b = 0)			
Demora por cola inicial, d ₃ (s): d ₃ = 0	No aplica	No aplica	No aplica
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = (0.5C(1 - g/C)^2)/(1 - [\min(1, X) \times g/C])$	No aplica	No aplica	No aplica
Caso III (Q_b > 0) (X < 1.0) (t < T)			
Demora por cola inicial, d ₃ (s): $d_3 = \frac{1800 \times Q_b \times t}{c \times T}$	No aplica	18.06	No aplica
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = 0.5C(1 - g/C) \frac{t}{T} + \frac{0.5C(1 - g/C)^2}{1 - [\min(1, X) \times g/C]} \left[\frac{(T - t)}{T} \right] PF$	No aplica	61.19	No aplica
Caso IV (Q_b > 0) (X < 1.0) (t = T)			
Parámetro de demora, u: $u = 1 - \frac{cT}{Q_b} [1 - \min(1, X)]$	No aplica	No aplica	No aplica
Demora por cola inicial, d ₃ (s): $d_3 = \frac{1800Q_b(1+u)}{c}$	No aplica	No aplica	No aplica
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = 0.5C(1 - g/C)$	No aplica	No aplica	No aplica
Caso V (Q_b > 0) (X > 1.0) (t = T)			
Demora por cola inicial, d ₃ (s): $d_3 = \frac{3600Q_b}{c}$	23.80	No aplica	37.69
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = 0.5C(1 - g/C)$	35.50	No aplica	55.50

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia

Tabla 31. Módulo de análisis del nivel de servicio de la intersección B

Información General	N - S	O - E	E - O
Viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 07:15 am.			
Capacidad del Grupo de Carriles, Demora por Control y Determinación del Nivel de Servicio			
Tasa de flujo ajustado, ¹ V (veh/h)	1438	355	749
Capacidad del Grupo de Carriles, ¹ c (veh/h)	1059	382	669
Relación v/c, ¹ X = v/c	1.358	0.932	1.121
Calibración de la demora incremental, ² k	0.5	0.5	0.5
Factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba, ³ I	1	1	1
Duración del análisis, T (h)	0.25	0.25	0.25
Demora Incremental, ³ d ₂ (s/veh)			
$d_2 = 900T \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8 \times k \times I \times X}{c \times T}} \right]$	167.52	31.66	72.88
Demora por cola inicial, d ₃ (s/veh) (de hoja de cálculo de demora por cola inicial)	23.80	18.06	37.69
Demora uniforme, d ₁ (s/veh) (de hoja de cálculo de demora por cola inicial)	35.50	61.19	55.50
Factor de ajuste por progresión/coordinación, $PF = (1)f_{PA}/(g/C)$	1.00	0.88	1.00
Demora, $d = d_1(PF) + d_2 + d_3$ (s/veh)	226.8	103.8	166.1
Nivel de servicio NS por grupo de carriles	F	F	F
Demora por acceso, $d_A = \frac{\sum(d \times v)}{\sum v}$ (s/veh)	226.8	103.8	166.1
Nivel de servicio NS por acceso	F	F	F
Tasa de flujo del acceso, v _A (veh/h)	1438	355	749
Demora de la Intersección, $d_I = \frac{\sum(d_A \times v_A)}{\sum v_A}$ (s/veh)	191.7		
NS de la Intersección	F		
Notas			
1. Los parámetros de fase primarios y secundarios se suman para obtener los parámetros del grupo de carriles			
2. Para semáforos prefijados o no actuados, k = 0.5.			
3. T = duración del análisis (h); comúnmente T = 0.25, que corresponde a una duración de análisis de 15 min. I = factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba; para intersecciones aisladas I = 1.			

Fuente: Tablas TRB – HCM 2000 / Modificación propia.

CAPÍTULO V

4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se realiza una interpretación de los resultados obtenidos luego de emplear las metodologías del HCM 2000 para el análisis de las intersecciones estudiadas, dichos resultados muestran la funcionalidad de cada uno de los accesos de las intersecciones estudiadas, las cuales se encuentran inmersas en una zona con numerosos locales públicos y privados que generan gran cantidad de viajes y por ende una mayor afluencia vehicular.

A fin de concretar la interpretación de los resultados obtenidos se hizo el análisis de los módulos de volumen, tasa de flujo de saturación, capacidad y nivel de servicio, contrastando los resultados entre sí y con las bases teóricas acordes a la metodología. Adicionalmente en este capítulo se discutió y desarrollo posibles alternativas de solución a la problemática encontrada en cada intersección, teniendo en consideración todas las variables actuales descubiertas en cada una de ellas.

4.1. RESULTADOS DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO

Los volúmenes siempre deben ser considerados como dinámicos, debido a que sus variaciones son generalmente rítmicas y repetitivas, es importante tener un conocimiento de sus características y composición, para así programar aforos, relacionar volúmenes y prever la actuación e intervención dedicadas al control de tránsito y la labor preventiva, así como las de conservación.

La variación de los volúmenes de tránsito dentro de una misma hora de máxima demanda, puede llegar a ser repetitiva y consistente durante varios días de la semana tal como se observó en las Figuras 28 y 30 en los aforos vehiculares; contrastando el flujo mostrado en ambas figuras con las bases teóricas se determina que se tiene un comportamiento acorde a flujos en zonas urbanas con periodos picos al iniciar la mañana, al medio día y finalizando la tarde, lo cual se evidencia en la figuras mencionadas.

Otro punto a comentar es la composición vehicular de ambas intersecciones, la Figura 39 presenta dicha composición donde se tienen porcentajes similares de los diferentes tipos de vehículos en las intersecciones, podemos resaltar que el porcentaje de mototaxis es el 50% del volumen total para ambos casos, lo que nos indica que existe una sobreoferta del servicio de transporte en mototaxis, que se ratificó en campo pues gran cantidad de estos vehículos transitaban muchas veces sin pasajeros.

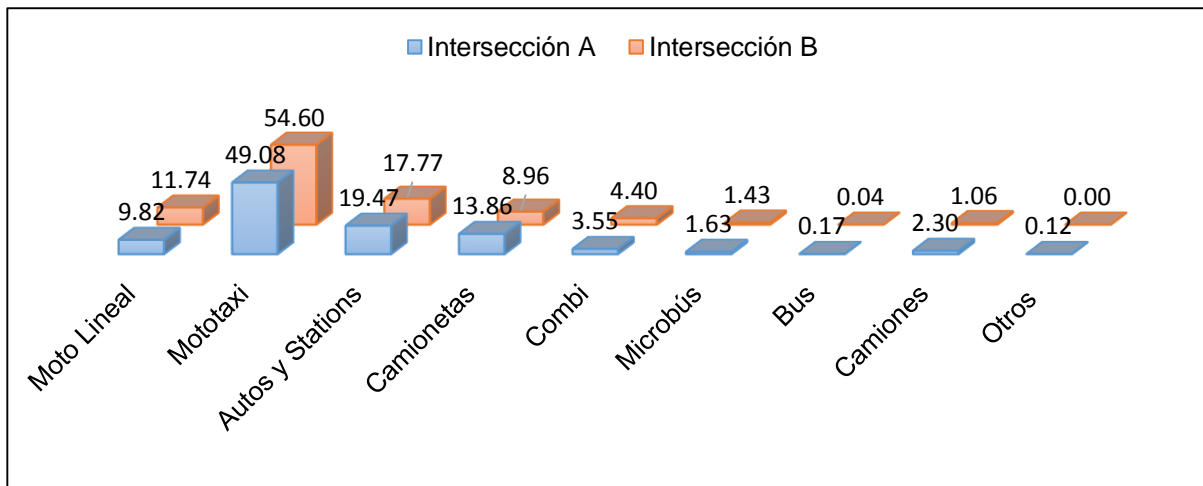


Fig. 39. Composición vehicular de las intersecciones estudiadas en la hora pico
Fuente: Elaboración propia

4.2. RESULTADOS DE LA TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN

En los cuadros de cálculo de la Tasa de Flujo de Saturación Ajustada, es sobresaliente el aspecto de la tasa de flujo de saturación ideal, que para este estudio se consideró de 1900 vehículos por carril, otros tres puntos destacables de comentar en los resultados fueron los factores de ajuste por ancho de vía, el factor de bloqueo por transporte público, el factor de porcentaje de vehículos pesados y el factor para la utilización de carril para volteos a la izquierda y derecha.

El factor de ajuste por ancho de vía, tal y como se encuentra en la metodología, modifica el valor final de la tasa de flujo de saturación ideal en ambas intersecciones, los carriles más angostos se encuentran en los accesos de la Av. Hoyos Rubio en la intersección B. Si se tienen carriles más anchos a 3.60 m, como es el caso de los demás accesos de las intersecciones, la tasa de flujo vehicular será mayor y con mejores velocidades.

El factor de bloqueo por transporte público, mide el efecto de las paradas de microbuses y combis para el ascenso o descenso de pasajeros por hora, el factor de ajuste por vehículos pesados convierte la cantidad de estos a autos equivalentes. Lo distintivo de los resultados obtenidos de estos factores, es que ellos van a reducir el flujo de saturación ideal en un valor aproximado del 6.5% en la intersección A y del 4.5% en la intersección B. Estos factores se pueden optimizar con ciertas restricciones para mejorar el flujo vehicular.

Otros factores de ajuste que comentar en el cálculo de la tasa de flujo de saturación, son los producidos por la utilización de carril y por giros a la izquierda y derecha, al analizar estas condiciones prevalecientes del tráfico en los videos, se perciben comportamientos que nos llevan a corroborar los valores obtenidos para estos factores; se observa algunos vehículos que giran a la izquierda desde el carril compartido derecho y vehículos que giran a la derecha desde el carril compartido izquierdo, lo que produce un efecto de bloqueos y cambios de carril interfiriendo el paso y sobrecargando las capacidades, esta conducta inadecuada ocasiona una reducción en el flujo de saturación ideal de un 9% para la intersección A y un 8 % en la intersección B, debido en gran medida a un manejo imprudente y la falta de respeto a las reglas de tránsito.

4.3. RESULTADOS DE LA CAPACIDAD

Es fundamental la interpretación de los resultados de capacidades, ya que mediante ellos podemos observar la operación del flujo para el grupo de carriles sobre las intersecciones bajo las condiciones existentes del tráfico conjuntamente con las condiciones de las vías y de semaforización.

Es preciso recalcar que la capacidad en flujos discontinuos se define como la relación entre el tiempo de verde y flujo de saturación de un grupo de carriles; la primera variable, el tiempo de verde, es inocua de investigación, mas no la segunda, que como ya hemos visto depende de múltiples variables y su valor es susceptible de cambio según las condiciones físicas de la vía y del tránsito. Generalmente se denomina a la relación de volumen a capacidad (v/c) como el grado de saturación (X), este parámetro nos permite entender realmente a que demanda de capacidad funciona

nuestra vía, debe observarse que cuando la tasa del flujo ajustado (V_p) es igual a la capacidad (c), el grado de saturación es igual a 1, es decir el acceso se encuentra operando al 100% de su capacidad, valores superiores a 1, indican un exceso de demanda sobre la capacidad. La siguiente Tabla 32 muestra los valores de capacidad y los grados de saturación de cada uno de los accesos analizados de ambas intersecciones.

Tabla 32. Capacidades y Grados de Saturación de las intersecciones estudiadas

ACC	INTERSECCIÓN A			INTERSECCIÓN B		
	Capacidad (c)	Relación (v/c)	Condición	Capacidad (c)	Relación (v/c)	Condición
Acceso 1	975	1.443	Sobresaturada	1072	1.358	Sobresaturada
Acceso 2	804	1.158	Sobresaturada	382	0.932	No Saturada
Acceso 3	504	1.910	Sobresaturada	669	1.121	Sobresaturada
Acceso 4	363	1.313	Sobresaturada			

Fuente: Elaboración propia

Interpretando los resultados obtenidos para la relación volumen capacidad podemos decir que existen fallas actuales que deben ser corregidas, pues los periodos de verde al parecer no están proporcionados adecuadamente, lo cual se sugiere mejorar.

Por ultimo para evaluar la capacidad global de la intersección, utilizamos el concepto de grado de saturación crítico (X_c), que considera solamente los grupos de carriles críticos, definidos como aquellos que tienen la relación de flujo (v/s) más alta para cada fase, siendo estos valores, $X_c= 1.440$ y $X_c=1.225$ para la intersección A y B respectivamente.

4.4. RESULTADOS DEL NIVEL DE SERVICIO

Se determinó el nivel de servicio para cada grupo de carriles y para los accesos, bajo el procedimiento del HCM 2000. Las demoras son muy importantes debido a que son elementos de control y no solamente indican la cantidad de tiempo de viaje perdido y el consumo de combustible, sino también es una medida de la frustración e incomodidad de los conductores. El nivel de servicio se determinó a partir de la obtención de la demora media por control la cual incluye la demora uniforme, la

demora incremental y la demora por cola inicial. En la Tabla siguiente se presenta un resumen de las demoras mencionadas, para cada acceso y para cada intersección.

Tabla 33. Demoras y Nivel de Servicio de las intersecciones estudiadas

DEMORAS Y NIVEL DE SERVICIO	INTERSECCIÓN A				INTERSECCIÓN B		
	Acc. 1	Acc. 2	Acc. 3	Acc. 4	Acc. 1	Acc. 2	Acc. 3
Demora uniforme (d_1)	58.50	64.50	71.00	77.00	35.50	61.19	55.50
Demora incremental (d_2)	205.33	84.79	416.70	159.43	167.52	31.66	72.88
Demora por cola inicial (d_3)	40.62	53.74	121.40	49.63	23.80	18.06	37.69
Factor de ajuste (PF)	0.96	1.00	1.00	0.97	1.00	0.88	1.00
Demora (d)	302.3	203.0	609.1	283.8	226.8	103.8	166.1
Demora de la intersección (d_i)	353.7				191.7		
Nivel de Servicio (NS)	F				F		

Fuente: *Elaboración propia*

Los resultados obtenidos del análisis de las intersecciones determinan una demora promedio por vehículo de entre 5.9 min para la primera intersección y 3.2 minutos para la segunda intersección lo cual conlleva a encontrar un Nivel de Servicio “F”. El Nivel de Servicio F, describe operaciones de control de demora por vehículo por encima de los 80 segundos, este nivel es considerado inaceptable por la metodología, indicando problemas de sobresaturación, congestionamiento y malestar en los conductores.

4.5. CONTRASTACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Se determinó la situación real de serviciabilidad de las dos intersecciones conflictivas con mayor afluencia vehicular de la avenida Hoyos Rubio, contrastando los resultados encontrados con la hipótesis planteada se verifica que esta es falsa pues se supuso un nivel de servicio D para ambas intersecciones, más en la investigación se encontró un nivel de servicio F.

Culminanda la interpretación, se tiene que los parámetros operativos actuales sobre los accesos donde se presentan altas demoras, pueden ser optimizados y llevados a niveles de servicio de mejores condiciones de operación.

4.6. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN PARA LAS INTERSECCIONES

Los resultados obtenidos del análisis de las intersecciones demuestran que ambas se encuentran sobrecargadas en casi todas sus aproximaciones, es decir, que el flujo imperante excede en la capacidad de las vías por las razones expuestas anteriormente. Así mismo el resultado que de manera inmediata muestra esta saturación es la relación de grupo de vías con valores que sobrepasa de 1, indicando que el diseño geométrico de la intersección, duración del ciclo, el plan de fases u otras características de las zonas de estudio son inadecuados para la demanda dada.

Respecto de las características del tránsito se debe señalar que se ha hecho evidente durante la toma de datos, que existe una sobreoferta del servicio de transporte de mototaxis, puesto que se observó que en su mayoría estas transitan sin pasajeros, otro punto a tomar en cuenta es las paradas de combis y micros en las proximidades de las intersecciones, también se constató que los vehículos pesados, sobre todo si se encuentran delante de una fila de vehículos, pierden mucho tiempo en el arranque y retrasan el paso fluido de la cola formada, reduciendo la tasa de flujo de saturación, sumado a estos efectos un manejo imprudente y la falta de respeto a las reglas de tránsito, el impacto que generan estas anomalías es alto.

En consecuencia se hace necesario una reorganización, regulación y racionalización del tránsito o efectuar un cambio radical en el medio de transporte, enfocando las soluciones de manera conjunta, buscando de manera general promover el uso de unidades de transporte masivo, tales como ómnibuses de alta capacidad, definiendo para ellos rutas principales y frecuencias, dejando de lado el transporte personal como las mototaxis. Otra opción aún más radical y con proyecciones a largo plazo y gran escala, sería el uso de un medio de transporte no contaminante y de mayor capacidad como los trenes ligeros, cuya operación es ampliamente desarrollada en el continente europeo o también la creación de una nueva vía de Evitamiento que rodee la ciudad de Cajamarca y se libere de los vehículos pesados.

Finalmente en este estudio se ha buscado proponer alternativas de solución integrales y a corto plazo para mejorar la operación de la intersección considerando las características de tránsito existentes las cuales se desarrollaran a continuación.

4.6.1. Intersección A

Con el desarrollo de metodología es posible en función de los parámetros encontrados, proponer alternativas de solución que atenúen las condiciones existentes y mejoren la operación de las intersecciones. Para tal efecto se procedió a efectuar 4 simulaciones aplicando la presente metodología, realizando variaciones tanto en la geometría, señalización y factores de ajuste.

Tabla 34. Simulaciones de las posibles alternativas de solución para la problemática de la intersección A

Posibles Alternativas de Solución					
Accesos	G° Sat.	Condición	Demora	"NS"	Observaciones
1 (N - S)	1.443	Sobresaturada	353.7	F	Condiciones actuales de la Intersección
2 (S - N)	1.156	Sobresaturada			
3 (O - E)	1.871	Sobresaturada			
4 (E - O)	1.336	Sobresaturada			
①					
1 (N - S)	1.230	Sobresaturada	283.7	F	Se consideró prohibir el paso de camiones pesados y las paradas de micros y combis en las aproximaciones de la intersección de 7:00 a 8:00 am.
2 (S - N)	0.963	No saturada			
3 (O - E)	1.454	Sobresaturada			
4 (E - O)	1.126	Sobresaturada			
②					
1 (N - S)	1.053	No saturada	170.0	F	Se aumentó el ancho de carril de los accesos 2 y 4, removiendo de la calzada un paradero y un jardín respectivamente, se mejoró el Rp.
2 (S - N)	0.765	No saturada			
3 (O - E)	1.244	Sobresaturada			
4 (E - O)	0.585	Sobresaturada			
③					
1 (N - S)	1.013	Sobresaturada	55.0	E	Las mismas consideraciones y se modificó el ciclo de 4 a 3 fases, teniendo en la tercera fase el paso para el acceso 3 y 4.
2 (S - N)	0.586	No saturada			
3 (O - E)	0.919	No saturada			
4 (E - O)	0.435	No saturada			
④					
1 (N - S)	0.903	No saturada	43.5	D	Las mismas consideraciones que la simulación 3 y se asignó un mayor tiempo de verde a los accesos, se mejoró el Rp y el Qb, se aumentó el flujo de saturación ideal (So).
2 (S - N)	0.700	No saturada			
3 (O - E)	0.843	No saturada			
4 (E - O)	0.370	No saturada			

Fuente: Elaboración propia

En la última posible solución a las demoras de la intersección A, las mejoras fueron las siguientes: *Restringir el paso de camiones pesados en hora pico, prohibir las paradas de micros y combis en la cercanías de la intersección, mediante señales restrictivas y el apoyo policial, aumentar a 3 carriles el acceso 2, quitando un jardín y el acceso 4 retirando un paradero, cambiar a 3 las fases del ciclo semafórico, reasignar los tiempos de verde, mejorar el arribo vehicular teniendo un R_p muy favorable, dentro del ciclo semafórico en la fase 1, permitir volteos a la derecha en el acceso 3 por 25 segundos; todas estas correcciones logran aumentar la tasa de flujo ideal y de saturación, mejoran la capacidad y se logra un nivel de servicio D para toda la intersección, con una demora promedio por vehículo de 43.5 segundos. (Ver Figura 40).* A continuación se detallan los resultados de la solución descrita.

Tabla 35. Resumen de la solución del nivel de servicio de la intersección A

Acc	v	s	v/s	g	C	g/C	c	$X=v/c$	d1	d2	d3	d _i	NS	D	NS
①C1	741	1744	0.425	85	198	0.429	749	0.989	42.3	30.4	1.21	52.7	D	38.5	D
①C2	638	1821	0.350	85	198	0.429	782	0.816	25.6	9.2	0.06	22.0	C		
②C1	294	1665	0.177	50	198	0.253	421	0.700	52.7	9.3	0.14	50.3	D	50.2	D
②C2	315	1749	0.180	50	198	0.253	442	0.713	53.0	9.5	0.13	50.6	D		
②C3	288	1655	0.174	50	198	0.253	418	0.688	52.5	8.9	0.13	49.8	D		
③C1	420	1843	0.228	50	198	0.253	465	0.904	57.2	23.5	0.34	68.1	E	46.6	D
③C2	513	1729	0.296	75	198	0.379	655	0.783	33.0	9.1	0.08	28.7	C		
④C1	180	1675	0.107	50	198	0.253	423	0.426	48.4	3.1	0.07	40.7	D	39.6	D
④C2	144	1703	0.084	50	198	0.253	430	0.334	47.2	2.1	0.06	38.7	D		
④C3	147	1669	0.088	50	198	0.253	421	0.349	47.4	2.3	0.06	39.0	D		

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla se distinguen claramente los valores fundamentales de la aplicación de las mejoras para la determinación del nivel de servicio, los resultados se muestran por carril de cada acceso de la intersección A, destacándose los accesos 3 y 4 pertenecientes a la Av. Hoyos Rubio que tienen una demora promedio por vehículo de 46.6 y 39.6 segundos, lo que significan un nivel de servicio D; estas demoras por están dentro del límite tolerable, son aceptables para los conductores, lográndose así optimizar el funcionamiento de esta avenida y de la intersección.

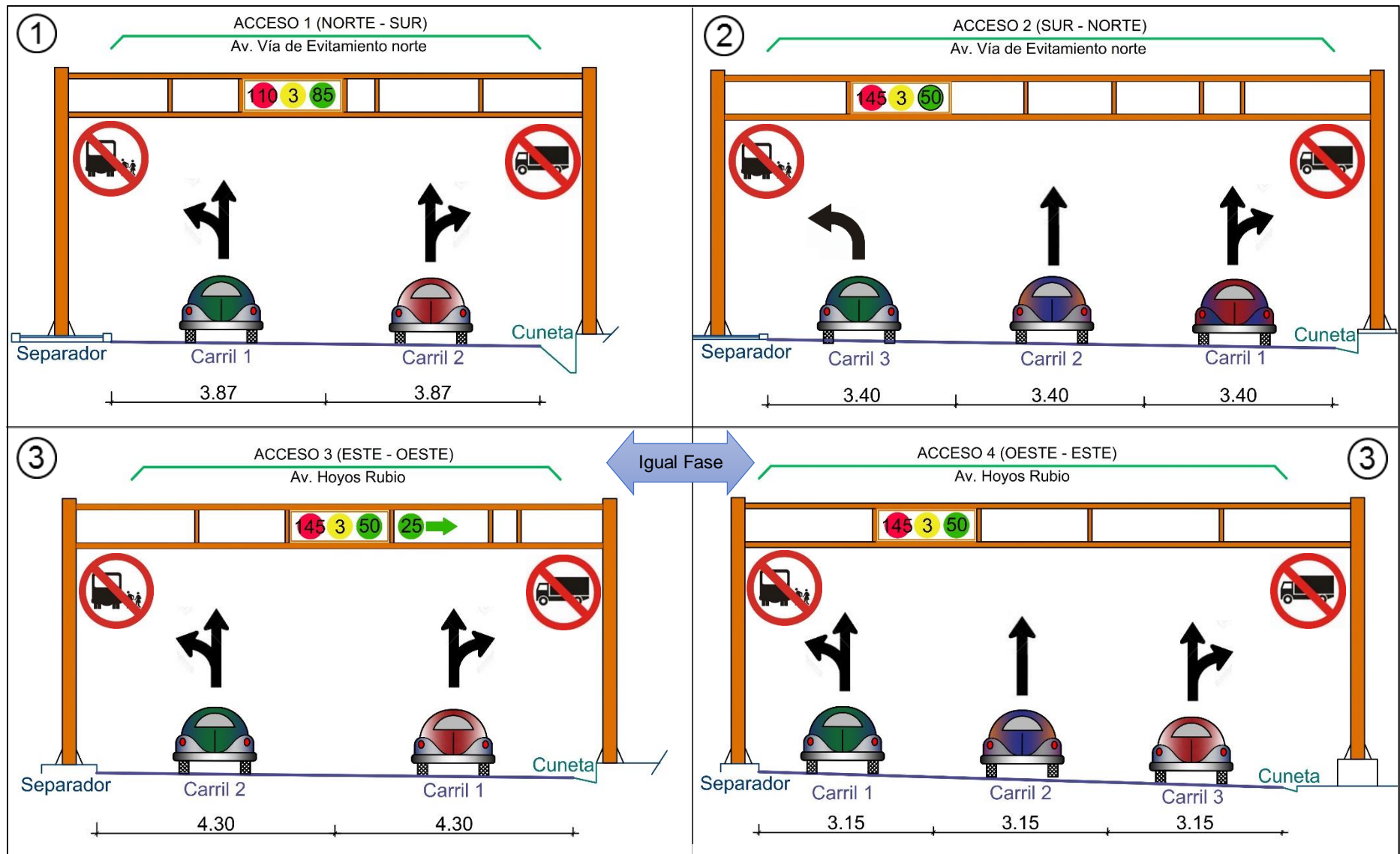


Fig. 40. Esquema resumen de la solución propuesta para la intersección A

Fuente: Elaboración propia

4.6.2. Intersección B

De igual manera para la propuesta de alternativas de solución de esta intersección se efectuaron cuatro simulaciones aplicando la presente metodología, realizando variaciones en la geometría, señalización y factores de ajuste.

Tabla 36. Simulaciones de las posibles alternativas de solución para la problemática de la intersección B

Posibles Alternativas de Solución					
Accesos	G° Sat.	Condición	Demora	NS	Observaciones
1 (N - S)	1.358	Sobresaturada	191.7	F	Condiciones actuales de la Intersección
2 (E - O)	0.947	No saturada			
3 (O - E)	1.100	Sobresaturada			
①					
1 (N - S)	1.220	Sobresaturada	154.8	F	Se consideró prohibir el paso de camiones pesados y paradas de micros y combis en las aproximaciones de la intersección de 7:00 a 8:00 am.
2 (E - O)	0.794	No saturada			
3 (O - E)	0.980	No saturada			
②					
1 (N - S)	1.220	Sobresaturada	110.9	F	Además de la consideración anterior se mejoró el Rp, y el Qb.
2 (E - O)	0.794	No saturada			
3 (O - E)	0.980	No saturada			
③					
1 (N - S)	1.006	Sobresaturada	38.5	D	Las mismas consideraciones que la simulación 2 y se modificó el ciclo de 3 a 2 fases, teniendo en la tercera fase el paso para el acceso 2 y 3.
2 (E - O)	0.380	No saturada			
3 (O - E)	0.823	No saturada			
④					
1 (N - S)	1.022	Sobresaturada	40.4	D	Las mismas consideraciones que la simulación 3 y se asignó un mayor tiempo de verde a los accesos.
2 (E - O)	0.362	No saturada			
3 (O - E)	0.784	No saturada			

Fuente: Elaboración propia

En la última posible solución a las demoras de la intersección B, las mejoras fueron las siguientes: *restringir el paso de camiones pesados en hora pico, prohibir las paradas de micros y combis en la cercanías de la intersección, lo cual se puede lograr mediante señales restrictivas y el apoyo de efectivos policiales, cambiar a 2 las fases del ciclo semafórico, reasignar los tiempos de verde, mejorar el arribo vehicular teniendo una relación de pelotón muy favorable; estas correcciones logran aumentar la tasa de flujo ideal y de saturación, mejoran la capacidad y se obtuvo así un nivel de servicio D para toda la intersección, con una demora promedio por vehículo de 40.4 segundos. (Ver Figura 41).* A continuación se detallan los valores más sobresalientes para la solución descrita.

Tabla 37. Resumen de la solución del nivel de servicio de la intersección B

Acc	v	s	v/s	g	C	g/C	c	X=v/c	d1	d2	d3	di	NS	D	NS
①	1421	2238	0.635	82	132	0.621	1390	1.022	25.0	29.8	5.18	48.0	D	48.0	D
②	207	1530	0.135	42	132	0.318	487	0.426	24.7	2.7	0.05	19.8	B	19.0	B
②	144	1518	0.095	42	132	0.318	483	0.298	23.6	1.6	0.04	17.9	B		
③	340	1583	0.215	42	132	0.318	504	0.675	27.4	7.1	0.09	26.0	C	35.9	D
③	403	1418	0.284	42	132	0.318	451	0.894	30.8	22.7	0.33	44.3	D		

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 37 se distinguen claramente los valores fundamentales de la aplicación de las mejoras para la determinación del nivel de servicio, los resultados se muestran por carril de cada acceso de la intersección A, destacándose los accesos 2 y 3 pertenecientes a la Av. Hoyos Rubio que tienen una demora promedio por vehículo de 19.0 y 35.9 segundos, lo que significan un nivel de servicio B y D respectivamente; estas demoras por vehículo son aceptables para los conductores, lográndose así optimizar el funcionamiento de esta avenida y de la intersección.

El detalle de las hojas de cálculo empleadas para las soluciones de ambas intersecciones se muestra en los anexos F y G respectivamente.

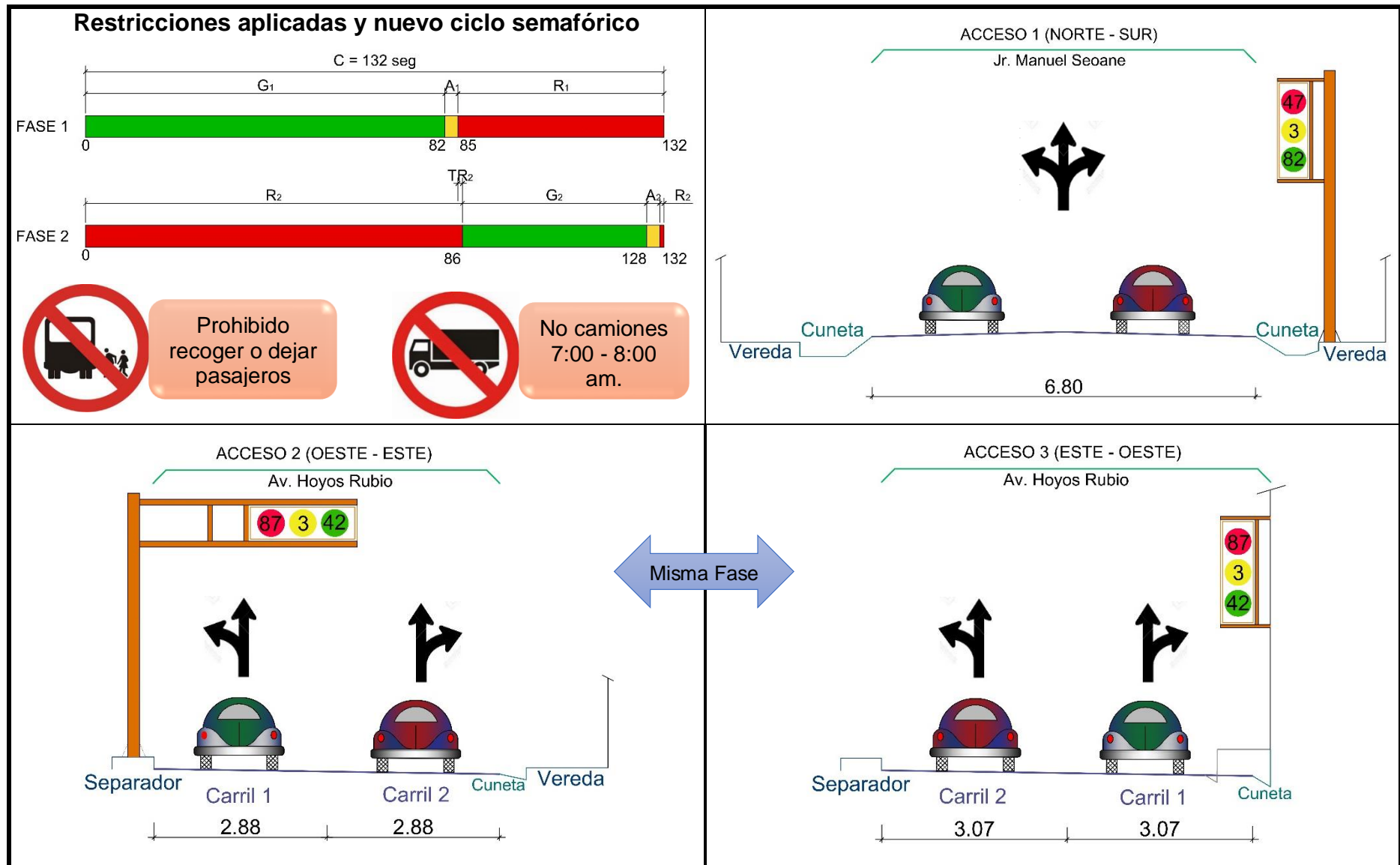


Fig. 41. Esquema resumen de la solución propuesta para la intersección B

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VI

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- **Conclusión 1:**

En el análisis de la serviciabilidad de las intersecciones semaforizadas con mayor afluencia de la avenida Hoyos Rubio, se determinaron los niveles de operación, obteniéndose unas demoras de 353.7 y 191.7 segundos respectivamente para cada intersección, resultando con estos valores en un nivel de servicio F (ver Tabla 33).

- **Conclusión 2:**

La metodología utilizada es una herramienta importante que ayuda a entender el comportamiento de las intersecciones semaforizadas y es aplicable a cualquier intersección. La relación volumen - capacidad, nos permite conocer, en la medida de lo posible, la demanda a la que nuestros grupos de carriles funcionan. En el análisis de la situación actual concluimos que todos los accesos, salvo el acceso 2 de la intersección B, se ven superados en cuanto a la demanda, es decir su capacidad se ve sobrecargada (ver Tabla 32). Por lo tanto es imperante una solución.

- **Conclusión 3:**

El análisis de los resultados fue la base para proponer las medidas de mejora de las condiciones preexistentes, a través de ciertas restricciones, adecuaciones geométricas y optimización de los ciclos de los semáforos, nos permitió mejorar las demoras promedio por vehículo, pasando de un nivel de servicio F de la situación actual, hasta un nivel D de la situación propuesta, mejorando en teoría la funcionalidad de las intersecciones, especialmente de los accesos pertenecientes a la Av. Hoyos Rubio, lo concluido se puede verificar en las siguientes tablas resumen.

INTERSECCIÓN "A"	SITUACIÓN ACTUAL				SITUACIÓN PROPUESTA			
	Acc. 1	Acc. 2	Acc. 3	Acc. 4	Acc. 1	Acc. 2	Acc.3	Acc. 4
Demora (d)	302.3	203.0	609.1	283.8	38.5	50.2	46.6	39.6
NS por acceso	F	F	F	F	D	D	D	D
Demora de la intercesión (di)	353.7				43.5			
Nivel de Servicio (NS)	F				D			

INTERSECCIÓN "B"	SITUACIÓN ACTUAL			SITUACIÓN PROPUESTA		
	Acc. 1	Acc. 2	Acc. 3	Acc. 1	Acc. 2	Acc. 3
Demora (d)	226.8	103.8	166.1	48.0	19.0	35.9
NS por acceso	F	F	F	D	B	D
Demora de la intercesión (di)	191.7			40.4		
Nivel de Servicio (NS)	F			D		

5.2. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda adecuar a la situación actual el planteamiento de optimización realizada en la presente investigación, de la página 100 a la 106, con la finalidad de poder mejorar las condiciones de operación del sistema vial en las intersecciones estudiadas y beneficie a toda la sociedad civil del Distrito de Cajamarca.
2. Se recomienda que previo a una implementación de un proyecto de vialidad se debe de realizar un estudio técnico ya que si están proyectadas con una mala concepción, desarrolladas e implementadas sin base técnica, generan conflictos a futuro.
3. Realizar análisis experimentales para la determinación de la tasa de flujo de saturación ideal (S_0) para intersecciones semaforizadas así como la búsqueda de nuevas formas de análisis de la tasa de flujo de saturación actuante para que sean adecuadas a la ciudad de Cajamarca.

4. Se recomienda efectuar otros estudios de investigación destinados a ajustar, mejorar y/o encontrar factores como el factor de ajuste por ancho de carril, el tiempo de servicio de carga y descarga de pasajeros brindado por combis y microbuses, de manera que sean concordantes con la realidad de nuestro parque automotor, características de tránsito e infraestructura vial, para lograr mejores precisiones en los análisis.

5. Plantear en medida de lo posible, de acuerdo al plan de optimización, la presencia de dispositivos de control modernos en las intersecciones semaforizadas estudiadas, con métodos computarizados y semáforos inteligentes para poder acceder a la información de tiempos, entre otras y prevenir posibles fenómenos de congestionamiento.

6. Se recomienda la reorganización, regulación y racionalización del transporte público; o efectuar un cambio radical en el origen-destino (O-D) del transporte público, definiendo para ello rutas principales y frecuencias que no entorpezcan el tráfico de la ciudad. Promover campañas de concientización para los conductores debido a que la congestión vehicular no se da únicamente por la geometría y señalización de las vías, la falta de cultura por parte de los conductores y peatones entorpece el tráfico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Albrieu, ML; GALARRAGA, J. 2013. Recomendaciones para la aplicación de la metodología del HCM para intersecciones semaforizadas en Argentina. Córdoba, Argentina, UNC. 24p.
2. Arias Moreno, PE; Valdiviezo Peralta, VM. 2014. Estudio de impacto vial para escuelas en zonas urbanas de lima metropolitana. Tesis Ing. Lima, Perú, UPC. 199p.
3. Baeza Martínez, A; Martínez Ambriz, ER. 2012. Metodología para el análisis de capacidad y nivel de servicio en intersecciones semaforizadas de acuerdo al manual de capacidad HCM 2000: caso cerro del agua/ingeniería. Tesis Ing. México D.F, México, UNAM
4. Cabrera, F. 2007. Diapositivas del Curso de Ingeniería de Tráfico. Lima, Perú. PUCP. Sp.
5. Currin, T. 2001. Introduction to Traffic Engineering: A Manual for Data Collection and Analysis. CL-Engineering. Sp.
6. Fernández, R. 2008. Elementos de la Teoría del Tráfico Vehicular. Santiago de Chile, Chile. UDA. 384.
7. Huamán, S. 2007. Estudio del Congestionamiento Vehicular en la Zona Monumental de la ciudad de Cajamarca. Proyecto de Tesis Ing. Cajamarca, Perú. UNC. Sp.
8. Jerez Hernández, AG; Morales Santos, OE. 201. Análisis del nivel de servicio y capacidad vehicular de las intersecciones con mayor demanda en la ciudad de azogues. Tesis Ing. Cuenca, Ecuador, UPSSC. 115p.
9. Radelat, G. 2003. ITE- Institute of Transportation Engineers. Washington D.C, Estados Unidos de América. Sp.

10. Reyes Spindola, RCM; Cárdenas Grisales, J. 2007. Ingeniería de tránsito: Fundamentos y aplicaciones. 8ª edición. México D.F, México. Editorial Alfaomega. 534p.
11. Reyna Peña, P. 2015. Propuesta de mejora de niveles de servicio en dos intersecciones. Tesis Ing. Lima, Perú, UPC. 107p.
12. Transportation Research Board National Research Council. 2000. Highway Capacity Manual 2000. Washington D.C, Estados Unidos de America. 636p.
13. Vera Lino, FJ. 2012. Aplicabilidad de las Metodologías del HCM 2000 y Synchro 7.0 para analizar intersecciones semaforizadas en Lima. Tesis Ing. Lima, Perú, PUCP. 109p.

ANEXOS

A. CONDICIONES GEOMÉTRICAS

A.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA INTERSECCIÓN “A”

INTERSECCIÓN	Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento
FECHA	Domingo, 13 de Noviembre de 2016

1.0 CALZADA

ACCESO	ANCHO DE CALZADA (m)			
	1ra medición	2da medición	3ra medición	Promedio
ACCESO 1	8.14	7.60	7.47	7.74
ACCESO 2	9.74	8.36	8.06	8.72
ACCESO 3	8.60	8.65	8.55	8.60
ACCESO 4	9.67	7.92	8.75	8.78

2.0 CARRIL

CARRIL	ANCHO DE CARRIL (m)			
	ACCESO 1	ACCESO 2	ACCESO 3	ACCESO 4
Carril 1	3.87	4.36	4.30	4.39
Carril 2	3.87	4.36	4.30	4.39
NUMERO DE CARRILES	2	2	2	2

A.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA INTERSECCIÓN “B”

INTERSECCIÓN	Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane
FECHA	Domingo, 13 de Noviembre de 2016

1.0 CALZADA

ACCESO	ANCHO DE CALZADA (m)			
	1ra medición	2da medición	3ra medición	Promedio
ACCESO 1	7.16	6.64	6.60	6.80
ACCESO 2	5.97	5.40	5.90	5.76
ACCESO 3	5.36	6.55	6.52	6.14

2.0 CARRIL

CARRIL	ANCHO DE CARRIL (m)		
	ACCESO 1	ACCESO 2	ACCESO 3
Carril 1	3.40	2.88	3.07
Carril 2	-	2.88	3.07
NUMERO DE CARRILES	1	2	2

A.3 NIVELACIÓN TOPOGRÁFICA INTERSECCIÓN "A"

ACCESO	PUNTO	COTA	DESNIVEL	DISTANCIA	PENDIENTE	PENDIENTE PROMEDIO
1	1 (Final)	2694.02				1.04
	2 (Mitad)	2694.20	0.183	20	0.915	
	3 (Inicio)	2694.55	0.350	30	1.167	
2	4 (Inicio)	2694.48				-1.22
	5 (Mitad)	2694.90	-0.417	40	-1.042	
	6 (Final)	2695.32	-0.418	30	-1.393	
3	7 (Inicio)	2694.48				1.80
	8 (Mitad)	2693.99	0.498	30	1.660	
	9 (Final)	2693.11	0.871	45	1.936	
4	10 (Inicio)	2694.52				-1.70
	11 (Mitad)	2695.05	-0.538	30	-1.793	
	12 (Final)	2695.69	-0.640	40	-1.600	

*Según cotas del plano catastral de la Municipalidad de Cajamarca

A.4 NIVELACIÓN TOPOGRÁFICA INTERSECCIÓN "B"

ACCESO	PUNTO	COTA	DESNIVEL	DISTANCIA	PENDIENTE	PENDIENTE PROMEDIO
1	1 (Final)	2705.234				-1.40
	2 (Mitad)	2704.380	-0.854	60	-1.423	
	3 (Inicio)	2703.618	-0.762	55	-1.385	
2	4 (Inicio)	2703.558				-1.65
	5 (Mitad)	2703.940	-0.382	25	-1.528	
	6 (Final)	2704.919	-0.979	55	-1.780	
3	7 (Inicio)	2703.546				1.87
	8 (Mitad)	2703.179	0.367	20	1.835	
	9 (Final)	2702.414	0.765	40	1.912	

*Según cotas del plano catastral de la Municipalidad de Cajamarca

B. CONDICIONES SEMAFÓRICAS

B.1 Estimación de los intervalos de tiempo para cada fase del semáforo INTERSECCIÓN "A" ACCESO 1 (Norte-Sur)

Instante	Medición 1		Medición 2		Medición 3		Medición 4	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC1	56.85	56.85	57.22	57.22	57.07	57.07	56.97	56.97
Inicio Ámbar ACC1	59.81	2.96	60.24	3.02	59.90	2.83	59.99	3.02
Inicio Rojo ACC1	173.87	114.06	174.13	113.89	173.82	113.92	174.01	114.02

Instante	Medición 5		Medición 6		Medición 7		Medición 8	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC1	57.00	57.00	57.01	57.01	57.03	57.03	56.88	56.88
Inicio Ámbar ACC1	60.05	3.05	59.94	2.93	59.89	2.86	59.78	2.90
Inicio Rojo ACC1	173.87	113.82	174.08	114.14	174.06	114.17	173.91	114.13

Instante	Medición 9		Medición 10	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00	
Inicio Verde ACC1	56.99	56.99	56.92	56.92
Inicio Ámbar ACC1	59.90	2.91	59.95	3.03
Inicio Rojo ACC1	174.02	114.12	174.08	114.13

PROMEDIO	DESV. EST.
Intervalo (seg)	Intervalo (seg)
57.0	0.10
3.0	0.08
114.0	0.12

Ciclo semafórico de la intersección "A"

=

174.0 Seg

B.2 Estimación de los intervalos de tiempo para cada fase del semáforo INTERSECCIÓN "A" ACCESO 2 (Sur-Norte)

Instante	Medición 1		Medición 2		Medición 3		Medición 4	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC2	45.04	45.04	45.22	45.22	44.87	44.87	44.83	44.83
Inicio Ámbar ACC2	48.02	2.98	48.02	2.8	47.81	2.94	47.81	2.98
Inicio Rojo ACC2	174.07	126.05	174.14	126.12	173.93	126.12	173.82	126.01

Instante	Medición 5		Medición 6		Medición 7		Medición 8	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC2	44.94	44.94	44.85	44.85	45.01	45.01	45.02	45.02
Inicio Ámbar ACC2	47.89	2.95	47.83	2.98	47.97	2.96	47.99	2.97
Inicio Rojo ACC2	173.97	126.08	173.9	126.07	174.05	126.08	173.87	125.88

Instante	Medición 9		Medición 10	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00	
Inicio Verde ACC2	45.00	45.00	44.97	44.97
Inicio Ámbar ACC2	48.00	3.00	47.91	2.94
Inicio Rojo ACC2	173.85	125.85	174.11	126.2

PROMEDIO	DESV. EST.
Intervalo (seg)	Intervalo (seg)
45.0	0.11
3.0	0.06
126.0	0.11

Ciclo semafórico de la intersección "A"

=

174.0 Seg

B.3 Estimación de los intervalos de tiempo para cada fase del semáforo INTERSECCIÓN "A" ACCESO 3 (Este-Oeste)

Instante	Medición 1		Medición 2		Medición 3		Medición 4	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC3	31.93	31.93	31.82	31.82	32.01	32.01	31.96	31.96
Inicio Ámbar ACC3	34.97	3.04	34.77	2.95	35.01	3	34.95	2.99
Inicio Rojo ACC3	174.01	139.04	173.81	139.04	173.97	138.96	174.00	139.05

Instante	Medición 5		Medición 6		Medición 7		Medición 8	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC3	32.02	32.02	32.00	32	32.00	32	31.84	31.84
Inicio Ámbar ACC3	35.08	3.06	34.93	2.93	34.79	2.79	34.76	2.92
Inicio Rojo ACC3	174.07	138.99	174.10	139.17	173.95	139.16	173.86	139.10

Instante	Medición 9		Medición 10	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00	
Inicio Verde ACC3	31.82	31.82	32.10	32.1
Inicio Ámbar ACC3	34.78	2.96	34.97	2.87
Inicio Rojo ACC3	173.60	138.82	174.08	139.11

PROMEDIO	DESV. EST.
Intervalo (seg)	Intervalo (seg)
32.0	0.10
3.0	0.08
139.0	0.10

Ciclo semafórico de la intersección "A"

=

174 Seg

B.4 Estimación de los intervalos de tiempo para cada fase del semáforo INTERSECCIÓN "A" ACCESO 4 (Oeste-Este)

Instante	Medición 1		Medición 2		Medición 3		Medición 4	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC4	19.88	19.88	20.02	20.02	20.10	20.1	20.02	20.02
Inicio Ámbar ACC4	22.98	3.1	22.96	2.94	22.95	2.85	22.89	2.87
Inicio Rojo ACC4	173.93	150.95	174.11	151.15	174.10	151.15	173.89	151.00

Instante	Medición 5		Medición 6		Medición 7		Medición 8	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC4	20.00	20	19.98	19.98	20.00	20	20.00	20
Inicio Ámbar ACC4	23.00	3	22.95	2.97	23.01	3.01	22.98	2.98
Inicio Rojo ACC4	174.14	151.14	174.09	151.14	173.96	150.95	174.03	151.05

Instante	Medición 9		Medición 10	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00	
Inicio Verde ACC4	19.93	19.93	19.90	19.9
Inicio Ámbar ACC4	22.85	2.92	22.95	3.05
Inicio Rojo ACC4	173.89	151.04	173.87	150.92

PROMEDIO	DESV. EST.
Intervalo (seg)	Intervalo (seg)
20.0	0.06
3.0	0.08
151.0	0.09

Ciclo semafórico de la intersección "A"

=

174.0 Seg

B.5 Estimación de los intervalos de tiempo para cada fase del semáforo INTERSECCIÓN "B" ACCESO 1 (Norte-Sur)

Instante	Medición 1		Medición 2		Medición 3		Medición 4	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC1	76.90	76.90	77.13	77.13	76.70	76.70	77.14	77.14
Inicio Ámbar ACC1	79.90	3.00	80.11	2.98	79.68	2.98	80.16	3.02
Inicio Rojo ACC1	147.92	68.02	148.22	68.11	147.73	68.05	147.89	67.73

Instante	Medición 5		Medición 6		Medición 7		Medición 8	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC1	76.88	76.88	76.92	76.92	76.83	76.83	77.11	77.11
Inicio Ámbar ACC1	79.71	2.83	79.88	2.96	79.77	2.94	80.06	2.95
Inicio Rojo ACC1	147.69	67.98	147.94	68.06	147.68	67.91	148.08	68.02

Instante	Medición 9		Medición 10	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00	
Inicio Verde ACC1	76.85	76.85	77.05	77.05
Inicio Ámbar ACC1	79.82	2.97	79.94	2.89
Inicio Rojo ACC1	147.65	67.83	148.04	68.10

PROMEDIO	DESV. EST.
Intervalo (seg)	Intervalo (seg)
77.0	0.15
3.0	0.06
68.0	0.12

Ciclo semafórico de la intersección "B"

=

148 Seg

B.6 Estimación de los intervalos de tiempo para cada fase del semáforo INTERSECCIÓN "B" ACCESO 2 (Oeste-Este)

Instante	Medición 1		Medición 2		Medición 3		Medición 4	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC3	21.87	21.87	21.90	21.90	21.94	21.94	22.05	22.05
Inicio Ámbar ACC3	24.90	3.03	24.84	2.94	24.82	2.88	24.91	2.86
Inicio Rojo ACC3	148.02	123.12	147.93	123.09	147.98	123.16	148.15	123.24

Instante	Medición 5		Medición 6		Medición 7		Medición 8	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC3	21.88	21.88	21.95	21.95	21.70	21.70	22.01	22.01
Inicio Ámbar ACC3	24.84	2.96	24.90	2.95	24.69	2.99	25.04	3.03
Inicio Rojo ACC3	148.10	123.26	148.03	123.13	147.57	122.88	148.22	123.18

Instante	Medición 9		Medición 10	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00	
3Inicio Verde ACC2	21.89	21.89	21.93	21.93
Inicio Ámbar ACC3	24.76	2.87	24.92	2.99
Inicio Rojo ACC3	147.87	123.11	148.04	123.12

PROMEDIO	DESV. EST.
Intervalo (seg)	Intervalo (seg)
21.9	0.09
3.0	0.06
123.1	0.10

Ciclo semafórico de la intersección "B"

=

148.0 Seg

B.7 Estimación de los intervalos de tiempo para cada fase del semáforo INTERSECCIÓN "B" ACCESO 3 (Este-Oeste)

Instante	Medición 1		Medición 2		Medición 3		Medición 4	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC2	37.10	37.10	36.91	36.91	37.03	37.03	36.99	36.99
Inicio Ámbar ACC2	40.00	2.90	39.75	2.84	40.08	3.05	39.89	2.90
Inicio Rojo ACC2	148.17	108.17	147.75	108.00	148.12	108.04	148.05	108.16

Instante	Medición 5		Medición 6		Medición 7		Medición 8	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00		0.00		0.00	
Inicio Verde ACC2	36.95	36.95	37.02	37.02	37.13	37.13	36.88	36.88
Inicio Ámbar ACC2	39.89	2.94	40.01	2.99	40.08	2.95	39.96	3.08
Inicio Rojo ACC2	147.95	108.06	148.01	108.00	148.24	108.16	147.83	107.87

Instante	Medición 9		Medición 10	
	Cronómetro	Intervalo (seg)	Cronómetro	Intervalo (seg)
	0.00		0.00	
Inicio Verde ACC2	37.04	37.04	37.00	37.00
Inicio Ámbar ACC2	40.00	2.96	40.00	3.00
Inicio Rojo ACC2	147.98	107.98	147.92	107.92

PROMEDIO	DESV. EST.
Intervalo (seg)	Intervalo (seg)
37.0	0.08
3.0	0.07
108.0	0.10

Ciclo semafórico de la intersección "B"

=

148.0 Seg

C. RESÚMENES DE AFOROS INTERSECCIÓN A

C.1 RESUMEN DEL AFORO DEL ACCESO 1 DE LA INTERSECCIÓN A

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
7:00	C1	148	302	175	283	181	293	186	294	169	280	128	229	100	180
7:15	C2	154		108		112		108		111		101		80	
7:15	C1	156	327	186	343	182	326	199	363	202	374	165	286	132	223
7:30	C2	171		157		144		164		172		121		91	
7:30	C1	177	335	183	347	170	337	181	345	171	348	157	272	131	219
7:45	C2	158		164		167		164		177		115		88	
7:45	C1	167	327	159	291	160	290	161	289	150	280	123	214	107	180
8:00	C2	160		132		130		128		130		91		73	
8:00	C1	134	263	137	262	149	269	144	255	143	265	114	201	95	169
8:15	C2	129		125		120		111		122		87		74	
8:15	C1	141	274	149	260	155	258	152	268	141	248	108	184	91	155
8:30	C2	133		111		103		116		107		76		64	
8:30	C1	137	245	153	277	131	221	139	254	151	260	83	168	74	139
8:45	C2	108		124		90		115		109		85		65	
8:45	C1	148	258	139	244	139	252	152	255	146	253	123	221	85	160
9:00	C2	110		105		113		103		107		98		75	
9:00	C1	148	285	143	281	146	283	154	289	147	278	131	242	106	191
9:15	C2	137		138		137		135		131		111		85	
9:15	C1	134	250	135	248	108	208	154	264	143	256	104	188	87	160
9:30	C2	116		113		100		110		113		84		73	
9:30	C1	135	238	141	247	173	266	147	259	147	257	124	214	103	174
9:45	C2	103		106		93		112		110		90		71	
9:45	C1	133	228	137	240	149	242	148	243	152	249	108	203	92	167
10:00	C2	95		103		93		95		97		95		75	
10:00	C1	155	264	143	259	150	259	162	282	151	265	137	243	114	192
10:15	C2	109		116		109		120		114		106		78	
10:15	C1	136	251	133	241	135	249	137	253	138	250	115	212	98	174
10:30	C2	115		108		114		116		112		97		76	
10:30	C1	129	246	117	232	123	243	125	245	117	244	113	209	98	166
10:45	C2	117		115		120		120		127		96		68	
10:45	C1	136	260	130	251	124	255	129	259	121	254	114	217	101	173
11:00	C2	124		121		131		130		133		103		72	
11:00	C1	126	234	123	220	124	224	116	212	124	225	107	186	91	155
11:15	C2	108		97		100		96		101		79		64	
11:15	C1	140	248	123	230	129	243	128	235	133	250	107	201	88	155
11:30	C2	108		107		114		107		117		94		67	
11:30	C1	131	256	115	223	118	234	127	244	116	231	105	204	85	160
11:45	C2	125		108		116		117		115		99		75	
11:45	C1	144	263	138	241	149	271	126	247	150	279	132	237	105	181
12:00	C2	119		103		122		121		129		105		76	
12:00	C1	118	235	138	250	133	254	131	243	141	269	116	221	93	172
12:15	C2	117		112		121		112		128		105		79	
12:15	C1	142	259	148	262	150	271	132	249	159	274	141	253	105	191
12:30	C2	117		114		121		117		115		112		86	
12:30	C1	149	286	159	282	148	281	140	269	153	276	141	267	120	199
12:45	C2	137		123		133		129		123		126		79	
12:45	C1	155	278	142	255	152	268	142	263	144	249	108	213	104	182
13:00	C2	123		113		116		121		105		105		78	
13:00	C1	177	336	169	328	191	341	172	327	184	341	150	278	117	207
13:15	C2	159		159		150		155		157		128		90	
13:15	C1	156	288	150	281	146	290	152	279	158	294	133	258	118	201
13:30	C2	132		131		144		127		136		125		83	

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
13:30	C1	152	270	149	263	154	279	149	263	152	276	130	245	110	189
13:45	C2	118		114		125		114		124		115		79	
13:45	C1	152	258	160	271	162	283	144	250	162	277	144	250	117	196
14:00	C2	106		111		121		106		115		106		79	
14:00	C1	137	257	134	244	136	248	138	249	140	259	119	228	105	183
14:15	C2	120		110		112		111		119		109		78	
14:15	C1	139	267	126	238	127	261	136	267	140	274	126	237	112	193
14:30	C2	128		112		134		131		134		111		81	
14:30	C1	128	251	131	251	121	248	127	251	130	258	118	230	102	185
14:45	C2	123		120		127		124		128		112		83	
14:45	C1	131	234	120	211	109	216	119	220	117	236	112	200	99	172
15:00	C2	103		91		107		101		119		88		73	
15:00	C1	132	255	131	251	149	256	123	242	133	241	120	225	105	182
15:15	C2	123		120		107		119		108		105		77	
15:15	C1	142	268	116	237	129	250	135	266	123	244	134	240	109	192
15:30	C2	126		121		121		131		121		106		83	
15:30	C1	130	254	136	251	138	262	141	257	145	268	124	233	105	187
15:45	C2	124		115		124		116		123		109		82	
15:45	C1	156	289	124	242	153	287	131	239	151	280	140	255	117	201
16:00	C2	133		118		134		108		129		115		84	
16:00	C1	140	299	141	286	162	306	159	290	152	300	153	273	121	208
16:15	C2	159		145		144		131		148		120		87	
16:15	C1	163	291	164	291	163	291	148	282	160	295	142	259	115	197
16:30	C2	128		127		128		134		135		117		82	
16:30	C1	125	250	134	251	129	253	138	252	136	257	117	225	103	178
16:45	C2	125		117		124		114		121		108		75	
16:45	C1	134	263	131	258	137	265	126	254	125	260	127	238	111	194
17:00	C2	129		127		128		128		135		111		83	
17:00	C1	143	277	141	279	131	260	138	274	152	269	127	247	115	200
17:15	C2	134		138		129		136		117		120		85	
17:15	C1	148	290	147	290	148	280	155	289	156	298	128	260	114	206
17:30	C2	142		143		132		134		142		132		92	
17:30	C1	155	296	154	298	147	299	150	291	148	295	134	271	121	214
17:45	C2	141		144		152		141		147		137		93	
17:45	C1	162	308	161	325	140	303	137	297	146	306	150	288	124	220
18:00	C2	146		164		163		160		160		138		96	
18:00	C1	178	329	138	261	176	323	179	330	164	335	129	240	116	194
18:15	C2	151		123		147		151		171		111		78	
18:15	C1	161	301	136	256	153	292	163	312	164	323	124	229	106	190
18:30	C2	140		120		139		149		159		105		84	
18:30	C1	168	302	168	292	171	287	151	315	183	338	152	284	132	220
18:45	C2	134		124		116		164		155		132		88	
18:45	C1	179	333	176	322	188	336	120	231	165	321	144	269	116	209
19:00	C2	154		146		148		111		156		125		93	
19:00	C1	151	281	159	289	144	275	144	262	153	298	141	248	118	203
19:15	C2	130		130		131		118		145		107		85	
19:15	C1	138	269	150	293	170	318	156	323	181	334	162	281	111	196
19:30	C2	131		143		148		167		153		119		85	
19:30	C1	162	304	175	315	166	306	168	316	156	300	145	249	109	187
19:45	C2	142		140		140		148		144		104		78	
19:45	C1	128	241	143	253	145	259	143	247	113	237	112	210	96	169
20:00	C2	113		110		114		104		124		98		73	

C.2 RESUMEN DEL AFORO DEL ACCESO 2 DE LA INTERSECCIÓN A

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
7:00	C1	83	205	126	246	112	228	118	231	100	180	78	149	54	107
7:15	C2	122		120		116		113		80		71		53	
7:15	C1	99	211	126	253	103	238	118	249	136	247	86	171	58	118
7:30	C2	112		127		135		131		111		85		60	
7:30	C1	116	210	124	236	136	247	123	220	113	230	73	161	46	108
7:45	C2	94		112		111		97		117		88		62	
7:45	C1	104	191	100	185	112	202	99	176	100	191	63	128	48	98
8:00	C2	87		85		90		77		91		65		50	
8:00	C1	82	168	93	186	102	201	104	197	91	173	54	105	41	86
8:15	C2	86		93		99		93		82		51		45	
8:15	C1	87	172	89	169	97	171	84	165	95	161	59	120	42	91
8:30	C2	85		80		74		81		66		61		49	
8:30	C1	94	178	80	166	100	176	92	160	83	171	57	115	44	86
8:45	C2	84		86		76		68		88		58		42	
8:45	C1	102	176	83	164	79	150	100	189	95	171	59	115	48	84
9:00	C2	74		81		71		89		76		56		36	
9:00	C1	116	255	99	212	104	196	98	219	107	222	72	161	53	108
9:15	C2	139		113		92		121		115		89		55	
9:15	C1	112	227	98	212	110	210	107	205	103	222	74	166	51	112
9:30	C2	115		114		100		98		119		92		61	
9:30	C1	85	183	74	160	86	185	97	184	87	184	68	143	50	100
9:45	C2	98		86		99		87		97		75		50	
9:45	C1	80	176	72	157	88	180	80	177	82	174	62	134	43	91
10:00	C2	96		85		92		97		92		72		48	
10:00	C1	88	178	80	166	91	180	84	169	88	175	58	129	37	84
10:15	C2	90		86		89		85		87		71		47	
10:15	C1	95	195	86	181	90	189	98	189	99	198	72	143	48	97
10:30	C2	100		95		99		91		99		71		49	
10:30	C1	112	218	110	208	114	222	109	210	106	213	71	155	47	106
10:45	C2	106		98		108		101		107		84		59	
10:45	C1	112	221	98	207	110	227	105	221	101	220	72	165	51	112
11:00	C2	109		109		117		116		119		93		61	
11:00	C1	98	177	91	180	90	177	89	168	99	187	67	139	47	94
11:15	C2	79		89		87		79		88		72		47	
11:15	C1	110	197	86	177	97	182	104	190	97	196	70	148	43	98
11:30	C2	87		91		85		86		99		78		55	
11:30	C1	115	203	106	200	116	216	101	198	113	204	77	156	50	105
11:45	C2	88		94		100		97		91		79		55	
11:45	C1	82	179	86	189	88	191	88	185	92	187	67	137	46	94
12:00	C2	97		103		103		97		95		70		48	
12:00	C1	93	195	99	194	104	193	98	187	102	188	88	182	58	120
12:15	C2	102		95		89		89		86		94		62	
12:15	C1	115	217	118	214	121	223	119	219	114	212	89	183	60	126
12:30	C2	102		96		102		100		98		94		66	
12:30	C1	110	206	115	223	108	238	102	219	116	239	98	186	61	127
12:45	C2	96		108		130		117		123		88		66	
12:45	C1	127	234	120	241	116	244	99	224	116	240	93	189	59	127
13:00	C2	107		121		128		125		124		96		68	
13:00	C1	147	256	145	253	138	252	138	247	149	263	100	198	59	135
13:15	C2	109		108		114		109		114		98		76	
13:15	C1	135	253	145	251	141	266	140	250	146	257	103	203	69	142
13:30	C2	118		106		125		110		111		100		73	

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR	Veh. ACC.	Veh. CAR	Veh. ACC.	Veh. CAR	Veh. ACC.	Veh. CAR	Veh. ACC.	Veh. CAR	Veh. ACC.	Veh. CAR	Veh. ACC.
13:30	C1	129	233	127	217	117	225	132	229	126	243	97	199	65	137
13:45	C2	104		90		108		97		117		102		72	
13:45	C1	85	182	87	172	87	171	78	171	88	174	80	151	48	100
14:00	C2	97		85		84		93		86		71		52	
14:00	C1	102	196	95	180	86	182	100	186	107	196	88	161	48	107
14:15	C2	94		85		96		86		89		73		59	
14:15	C1	100	199	125	222	104	193	99	188	95	178	68	139	45	98
14:30	C2	99		97		89		89		83		71		53	
14:30	C1	125	212	93	195	113	212	112	209	107	215	75	161	46	106
14:45	C2	87		102		99		97		108		86		60	
14:45	C1	114	201	96	178	107	202	97	179	94	174	63	139	43	94
15:00	C2	87		82		95		82		80		76		51	
15:00	C1	92	153	94	167	99	169	85	154	86	157	63	128	42	84
15:15	C2	61		73		70		69		71		65		42	
15:15	C1	111	203	105	204	110	207	103	196	106	204	70	149	41	95
15:30	C2	92		99		97		93		98		79		54	
15:30	C1	83	169	82	173	75	159	83	173	76	165	61	130	43	88
15:45	C2	86		91		84		90		89		69		45	
15:45	C1	81	156	73	144	70	134	89	170	93	184	70	139	40	91
16:00	C2	75		71		64		81		91		69		51	
16:00	C1	104	220	92	197	96	212	108	210	94	213	64	158	40	99
16:15	C2	116		105		116		102		119		94		59	
16:15	C1	106	218	112	214	105	199	123	229	98	211	77	167	45	108
16:30	C2	112		102		94		106		113		90		63	
16:30	C1	82	174	92	184	86	166	96	182	89	178	70	139	45	96
16:45	C2	92		92		80		86		89		69		51	
16:45	C1	109	212	100	207	112	203	115	216	118	229	78	166	50	108
17:00	C2	103		107		91		101		111		88		58	
17:00	C1	96	196	79	180	120	251	87	186	84	204	68	155	42	99
17:15	C2	100		101		131		99		120		87		57	
17:15	C1	94	207	95	198	95	198	90	194	102	194	72	147	41	94
17:30	C2	113		103		103		104		92		75		53	
17:30	C1	110	228	120	248	102	222	103	229	114	241	84	180	51	112
17:45	C2	118		128		120		126		127		96		61	
17:45	C1	114	261	111	253	96	245	109	255	105	253	84	192	54	126
18:00	C2	147		142		149		146		148		108		72	
18:00	C1	118	246	110	236	120	245	111	217	144	269	110	201	62	132
18:15	C2	128		126		125		106		125		91		70	
18:15	C1	113	252	119	253	134	257	137	250	141	254	104	204	60	139
18:30	C2	139		134		123		113		113		100		79	
18:30	C1	110	211	107	202	111	223	150	271	115	206	97	178	60	125
18:45	C2	101		95		112		121		91		81		65	
18:45	C1	122	227	123	238	132	227	133	240	98	177	83	157	47	105
19:00	C2	105		115		95		107		79		74		58	
19:00	C1	147	289	129	256	133	258	115	224	126	239	96	183	62	125
19:15	C2	142		127		125		109		113		87		63	
19:15	C1	128	252	125	248	123	245	139	253	131	246	85	170	47	107
19:30	C2	124		123		122		114		115		85		60	
19:30	C1	121	250	123	236	116	246	106	234	122	260	75	154	37	93
19:45	C2	129		113		130		128		138		79		56	
19:45	C1	113	231	116	244	125	240	112	236	111	255	68	144	35	80
20:00	C2	118		128		115		124		144		76		45	

C.3 RESUMEN DEL AFORO DEL ACCESO 3 DE LA INTERSECCIÓN A

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
7:00	C1	105	211	113	209	100	196	117	211	136	236	102	187	89	173
7:15	C2	106		96		96		94		100		85		84	
7:15	C1	122	226	115	214	130	222	119	218	111	209	92	175	94	163
7:30	C2	104		99		92		99		98		83		69	
7:30	C1	127	235	111	209	120	220	108	210	115	212	85	166	82	151
7:45	C2	108		98		100		102		97		81		69	
7:45	C1	138	248	112	206	126	224	108	207	124	220	78	159	74	142
8:00	C2	110		94		98		99		96		81		68	
8:00	C1	116	218	108	200	131	231	102	204	151	257	91	167	76	132
8:15	C2	102		92		100		102		106		76		56	
8:15	C1	114	220	105	199	125	228	97	199	119	213	88	160	71	129
8:30	C2	106		94		103		102		94		72		58	
8:30	C1	112	217	103	198	124	222	100	192	114	210	92	173	66	126
8:45	C2	105		95		98		92		96		81		60	
8:45	C1	114	216	102	194	103	203	103	191	103	203	86	166	71	123
9:00	C2	102		92		100		88		100		80		52	
9:00	C1	112	213	105	192	124	228	102	187	102	200	88	170	66	121
9:15	C2	101		87		104		85		98		82		55	
9:15	C1	111	211	101	191	88	174	98	185	100	195	85	157	72	124
9:30	C2	100		90		86		87		95		72		52	
9:30	C1	112	212	99	196	103	182	88	174	99	197	82	147	75	119
9:45	C2	100		97		79		86		98		65		44	
9:45	C1	109	204	105	192	102	188	92	167	102	193	71	141	72	117
10:00	C2	95		87		86		75		91		70		45	
10:00	C1	105	205	100	191	91	181	81	168	100	186	70	138	62	114
10:15	C2	100		91		90		87		86		68		52	
10:15	C1	103	198	94	185	91	163	89	166	103	179	68	131	66	122
10:30	C2	95		91		72		77		76		63		56	
10:30	C1	104	201	91	166	99	178	76	159	95	171	80	136	75	123
10:45	C2	97		75		79		83		76		56		48	
10:45	C1	102	195	79	161	85	175	88	162	84	164	74	135	70	125
11:00	C2	93		82		90		74		80		61		55	
11:00	C1	99	193	86	157	91	168	83	165	81	159	79	140	70	128
11:15	C2	94		71		77		82		78		61		58	
11:15	C1	100	191	86	155	94	166	110	192	85	148	76	136	66	120
11:30	C2	91		69		72		82		63		60		54	
11:30	C1	94	185	78	151	83	160	103	183	83	142	73	135	66	128
11:45	C2	91		73		77		80		59		62		62	
11:45	C1	91	181	84	158	86	159	98	180	80	145	72	146	77	132
12:00	C2	90		74		73		82		65		74		55	
12:00	C1	84	156	94	170	83	152	100	187	93	179	80	153	84	141
12:15	C2	72		76		69		87		86		73		57	
12:15	C1	106	185	92	179	93	168	99	195	101	190	86	158	79	150
12:30	C2	79		87		75		96		89		72		71	
12:30	C1	100	182	96	180	91	164	98	192	120	225	73	150	85	152
12:45	C2	82		84		73		94		105		77		67	
12:45	C1	95	172	99	175	87	175	103	186	94	180	58	121	82	154
13:00	C2	77		76		88		83		86		63		72	
13:00	C1	96	181	91	171	91	184	102	188	117	211	69	120	81	154
13:15	C2	85		80		93		86		94		51		73	
13:15	C1	99	190	90	174	97	182	87	176	109	204	71	128	77	141
13:30	C2	91		84		85		89		95		57		64	

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
13:30	C1	102	183	89	169	102	178	89	172	95	196	68	130	78	145
13:45	C2	81		80		76		83		101		62		67	
13:45	C1	94	180	88	162	86	173	85	164	104	183	64	132	73	136
14:00	C2	86		74		87		79		79		68		63	
14:00	C1	97	182	79	159	83	169	76	151	85	166	72	123	74	132
14:15	C2	85		80		86		75		81		51		58	
14:15	C1	102	178	75	152	83	161	104	193	87	175	65	121	68	126
14:30	C2	76		77		78		89		88		56		58	
14:30	C1	92	170	76	150	86	158	102	193	85	170	72	129	66	125
14:45	C2	78		74		72		91		85		57		59	
14:45	C1	86	167	78	157	88	160	97	179	84	168	75	140	70	122
15:00	C2	81		79		72		82		84		65		52	
15:00	C1	94	165	78	153	85	157	92	166	94	173	75	134	66	120
15:15	C2	71		75		72		74		79		59		54	
15:15	C1	93	163	86	158	83	162	89	162	85	166	72	130	71	124
15:30	C2	70		72		79		73		81		58		53	
15:30	C1	78	164	91	164	85	164	90	176	83	160	71	127	71	117
15:45	C2	86		73		79		86		77		56		46	
15:45	C1	83	160	98	177	91	169	94	171	82	155	76	132	67	120
16:00	C2	77		79		78		77		73		56		53	
16:00	C1	82	154	103	182	92	174	85	170	80	159	71	141	68	122
16:15	C2	72		79		82		85		79		70		54	
16:15	C1	85	155	102	185	88	177	93	168	82	150	73	145	65	119
16:30	C2	70		83		89		75		68		72		54	
16:30	C1	80	153	94	180	113	205	88	162	78	143	79	141	57	117
16:45	C2	73		86		92		74		65		62		60	
16:45	C1	86	158	89	178	79	167	77	157	86	158	78	148	64	117
17:00	C2	72		89		88		80		72		70		53	
17:00	C1	88	160	73	152	94	170	74	148	91	165	82	147	60	119
17:15	C2	72		79		76		74		74		65		59	
17:15	C1	85	171	93	185	92	178	75	154	97	176	78	149	65	118
17:30	C2	86		92		86		79		79		71		53	
17:30	C1	87	177	85	166	91	179	90	184	96	184	82	151	60	122
17:45	C2	90		81		88		94		88		69		62	
17:45	C1	103	182	87	175	95	176	106	192	94	192	79	153	71	123
18:00	C2	79		88		81		86		98		74		52	
18:00	C1	102	188	99	197	81	168	117	211	112	213	83	155	65	120
18:15	C2	86		98		87		94		101		72		55	
18:15	C1	98	194	91	191	87	172	109	204	91	187	91	162	68	121
18:30	C2	96		100		85		95		96		71		53	
18:30	C1	111	201	103	182	95	176	97	179	92	179	84	153	70	129
18:45	C2	90		79		81		82		87		69		59	
18:45	C1	104	183	98	183	95	174	85	175	103	182	79	158	74	132
19:00	C2	79		85		79		90		79		79		58	
19:00	C1	78	159	84	166	86	166	95	184	102	187	84	161	72	133
19:15	C2	81		82		80		89		85		77		61	
19:15	C1	82	150	87	157	86	154	74	142	85	155	80	147	68	127
19:30	C2	68		70		68		68		70		67		59	
19:30	C1	77	142	83	146	77	144	77	141	74	143	69	130	64	115
19:45	C2	65		63		67		64		69		61		51	
19:45	C1	78	137	69	134	67	134	70	133	72	134	68	121	55	108
20:00	C2	59		65		67		63		62		53		53	

C.4 RESUMEN DEL AFORO DEL ACCESO 4 DE LA INTERSECCIÓN A

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
7:00	C1	85	129	70	114	70	118	61	116	66	121	46	89	40	74
7:15	C2	44		44		48		55		55		43		34	
7:15	C1	53	95	56	93	48	109	59	107	59	114	41	78	35	68
7:30	C2	42		37		61		48		55		37		33	
7:30	C1	62	117	58	115	57	105	60	99	63	110	38	71	29	55
7:45	C2	55		57		48		39		47		33		26	
7:45	C1	35	69	41	85	40	79	43	87	43	89	30	58	27	46
8:00	C2	34		44		39		44		46		28		19	
8:00	C1	45	83	42	81	47	89	42	82	37	77	23	41	28	47
8:15	C2	38		39		42		40		40		18		19	
8:15	C1	44	84	42	75	40	77	32	70	36	67	24	46	27	48
8:30	C2	40		33		37		38		31		22		21	
8:30	C1	41	79	43	78	42	77	46	75	44	80	28	53	29	50
8:45	C2	38		35		35		29		36		25		21	
8:45	C1	42	81	38	74	43	84	49	74	48	83	31	56	28	49
9:00	C2	39		36		41		25		35		25		21	
9:00	C1	45	73	32	64	44	75	30	62	45	78	32	60	29	52
9:15	C2	28		32		31		32		33		28		23	
9:15	C1	42	69	35	67	38	72	38	71	38	70	29	57	29	48
9:30	C2	27		32		34		33		32		28		19	
9:30	C1	33	65	31	63	35	63	35	60	33	67	36	57	31	50
9:45	C2	32		32		28		25		34		21		19	
9:45	C1	40	73	40	72	42	71	46	70	44	75	29	50	30	48
10:00	C2	33		32		29		24		31		21		18	
10:00	C1	35	72	35	64	36	70	31	64	39	74	35	58	28	44
10:15	C2	37		29		34		33		35		23		16	
10:15	C1	38	79	38	73	33	76	37	74	44	83	34	55	26	48
10:30	C2	41		35		43		37		39		21		22	
10:30	C1	39	71	36	66	43	73	36	67	40	74	28	49	29	52
10:45	C2	32		30		30		31		34		21		23	
10:45	C1	41	81	36	75	38	79	39	78	42	84	30	54	30	48
11:00	C2	40		39		41		39		42		24		18	
11:00	C1	43	87	47	86	47	86	50	95	43	91	29	55	30	53
11:15	C2	44		39		39		45		48		26		23	
11:15	C1	48	92	41	85	41	84	44	91	45	89	32	56	29	57
11:30	C2	44		44		43		47		44		24		28	
11:30	C1	37	77	36	68	36	69	31	70	38	70	33	60	32	62
11:45	C2	40		32		33		39		32		27		30	
11:45	C1	43	81	38	77	43	78	40	77	43	79	37	65	36	70
12:00	C2	38		39		35		37		36		28		34	
12:00	C1	44	71	35	70	36	71	31	69	39	71	39	75	35	64
12:15	C2	27		35		35		38		32		36		29	
12:15	C1	34	69	29	68	34	70	36	75	40	77	37	72	31	60
12:30	C2	35		39		36		39		37		35		29	
12:30	C1	64	119	54	93	50	95	43	84	47	86	38	71	36	63
12:45	C2	55		39		45		41		39		33		27	
12:45	C1	48	93	48	91	45	92	49	90	50	97	35	65	35	64
13:00	C2	45		43		47		41		47		30		29	
13:00	C1	52	88	44	83	50	86	47	83	46	85	35	66	38	68
13:15	C2	36		39		36		36		39		31		30	
13:15	C1	54	101	56	96	54	99	56	97	56	99	38	69	32	65
13:30	C2	47		40		45		41		43		31		33	

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
13:30	C1	52	93	46	87	50	91	50	89	49	90	36	58	36	61
13:45	C2	41		41		41		39		41		22		25	
13:45	C1	46	89	44	86	43	88	45	90	55	94	34	63	45	66
14:00	C2	43		42		45		45		39		29		21	
14:00	C1	51	103	55	94	54	102	49	96	56	104	34	56	36	67
14:15	C2	52		39		48		47		48		22		31	
14:15	C1	42	84	44	75	47	82	41	74	49	85	27	51	32	54
14:30	C2	42		31		35		33		36		24		22	
14:30	C1	42	81	39	69	50	80	40	71	50	83	28	49	30	57
14:45	C2	39		30		30		31		33		21		27	
14:45	C1	36	71	35	64	38	72	29	62	34	72	27	48	26	53
15:00	C2	35		29		34		33		38		21		27	
15:00	C1	45	80	38	69	42	79	37	69	40	78	30	52	30	56
15:15	C2	35		31		37		32		38		22		26	
15:15	C1	47	85	40	75	44	83	41	77	45	86	32	50	29	61
15:30	C2	38		35		39		36		41		18		32	
15:30	C1	49	85	47	84	48	85	47	82	49	90	23	48	27	60
15:45	C2	36		37		37		35		41		25		33	
15:45	C1	37	77	41	75	39	74	41	73	44	80	28	54	28	62
16:00	C2	40		34		35		32		36		26		34	
16:00	C1	38	85	43	84	41	84	45	82	45	89	34	60	38	69
16:15	C2	47		41		43		37		44		26		31	
16:15	C1	42	81	44	87	43	88	44	86	41	82	39	68	39	57
16:30	C2	39		43		45		42		41		29		18	
16:30	C1	47	84	40	80	43	82	40	82	41	85	42	66	34	64
16:45	C2	37		40		39		42		44		24		30	
16:45	C1	42	78	37	75	41	76	47	76	38	73	39	70	38	67
17:00	C2	36		38		35		29		35		31		29	
17:00	C1	51	85	48	80	45	84	44	82	43	86	31	70	34	68
17:15	C2	34		32		39		38		43		39		34	
17:15	C1	38	78	36	74	40	79	37	73	41	78	36	72	39	73
17:30	C2	40		38		39		36		37		36		34	
17:30	C1	46	75	40	70	44	74	38	69	42	74	43	71	36	64
17:45	C2	29		30		30		31		32		28		28	
17:45	C1	44	75	42	76	40	77	42	75	43	78	40	77	46	74
18:00	C2	31		34		37		33		35		37		28	
18:00	C1	43	82	38	74	41	80	42	81	42	79	43	78	36	65
18:15	C2	39		36		39		39		37		35		29	
18:15	C1	50	90	51	105	43	92	40	72	36	70	43	74	33	61
18:30	C2	40		54		49		32		34		31		28	
18:30	C1	42	80	41	83	43	82	42	83	43	84	33	68	34	60
18:45	C2	38		42		39		41		41		35		26	
18:45	C1	40	85	47	83	50	93	41	83	47	90	47	88	32	57
19:00	C2	45		36		43		42		43		41		25	
19:00	C1	36	71	39	78	41	89	46	92	42	88	31	70	29	62
19:15	C2	35		39		48		46		46		39		33	
19:15	C1	37	78	36	76	45	85	47	93	33	68	34	67	26	50
19:30	C2	41		40		40		46		35		33		24	
19:30	C1	43	85	41	79	44	82	49	85	47	88	29	51	28	47
19:45	C2	42		38		38		36		41		22		19	
19:45	C1	35	73	38	69	33	68	37	75	31	70	25	49	23	41
20:00	C2	38		31		35		38		39		24		18	

D. RESÚMENES DE AFOROS INTERSECCIÓN B

D.1 RESUMEN DEL AFORO DEL ACCESO 1 DE LA INTERSECCIÓN B

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
7:00 7:15	C1	387	387	371	371	391	391	382	382	390	390	317	317	241	241
7:15 7:30	C1	334	334	328	328	332	332	334	334	332	332	291	291	241	241
7:30 7:45	C1	313	313	315	315	307	307	336	336	340	340	262	262	228	228
7:45 8:00	C1	341	341	350	350	347	347	318	318	326	326	249	249	247	247
8:00 8:15	C1	314	314	297	297	300	300	303	303	307	307	295	295	253	253
8:15 8:30	C1	330	330	312	312	318	318	321	321	337	337	274	274	238	238
8:30 8:45	C1	306	306	300	300	311	311	319	319	315	315	300	300	240	240
8:45 9:00	C1	326	326	315	315	327	327	304	304	301	301	276	276	234	234
9:00 9:15	C1	286	286	276	276	283	283	273	273	288	288	284	284	237	237
9:15 9:30	C1	282	282	269	269	281	281	276	276	284	284	244	244	254	254
9:30 9:45	C1	290	290	277	277	288	288	278	278	292	292	262	262	243	243
9:45 10:00	C1	313	313	301	301	312	312	310	310	314	314	252	252	252	252
10:00 10:15	C1	292	292	284	284	290	290	286	286	294	294	258	258	244	244
10:15 10:30	C1	251	251	244	244	246	246	244	244	248	248	246	246	238	238
10:30 10:45	C1	273	273	266	266	270	270	267	267	275	275	240	240	245	245
10:45 11:00	C1	271	271	268	268	270	270	270	270	272	272	237	237	240	240
11:00 11:15	C1	246	246	238	238	243	243	240	240	248	248	245	245	215	215
11:15 11:30	C1	273	273	257	257	264	264	258	258	274	274	271	271	252	252
11:30 11:45	C1	281	281	236	236	286	286	239	239	284	284	279	279	240	240
11:45 12:00	C1	263	263	243	243	235	235	245	245	265	265	283	283	249	249
12:00 12:15	C1	280	280	271	271	263	263	254	254	253	253	295	295	236	236
12:15 12:30	C1	312	312	279	279	267	267	265	265	303	303	293	293	190	190
12:30 12:45	C1	336	336	283	283	272	272	270	270	324	324	286	286	200	200
12:45 13:00	C1	291	291	286	286	285	285	283	283	289	289	279	279	226	226
13:00 13:15	C1	326	326	300	300	323	323	302	302	309	309	301	301	220	220

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
13:15 13:30	C1	306	306	294	294	310	310	300	300	307	307	284	284	218	218
13:30 13:45	C1	280	280	273	273	276	276	269	269	277	277	272	272	211	211
13:45 14:00	C1	281	281	277	277	279	279	275	275	281	281	269	269	215	215
14:00 14:15	C1	268	268	257	257	261	261	259	259	263	263	262	262	214	214
14:15 14:30	C1	273	273	257	257	265	265	260	260	275	275	268	268	216	216
14:30 14:45	C1	272	272	258	258	268	268	263	263	277	277	266	266	210	210
14:45 15:00	C1	300	300	292	292	295	295	293	293	304	304	249	249	203	203
15:00 15:15	C1	278	278	266	266	273	273	270	270	280	280	251	251	206	206
15:15 15:30	C1	303	303	295	295	297	297	291	291	309	309	248	248	201	201
15:30 15:45	C1	286	286	311	311	281	281	259	259	320	320	245	245	195	195
15:45 16:00	C1	288	288	280	280	286	286	282	282	293	293	249	249	201	201
16:00 16:15	C1	291	291	290	290	289	289	292	292	297	297	242	242	198	198
16:15 16:30	C1	289	289	289	289	291	291	286	286	291	291	265	265	193	193
16:30 16:45	C1	290	290	285	285	288	288	285	285	292	292	268	268	195	195
16:45 17:00	C1	294	294	290	290	292	292	294	294	299	299	272	272	195	195
17:00 17:15	C1	289	289	272	272	285	285	270	270	289	289	254	254	189	189
17:15 17:30	C1	274	274	269	269	282	282	265	265	285	285	265	265	201	201
17:30 17:45	C1	278	278	262	262	282	282	268	268	271	271	270	270	190	190
17:45 18:00	C1	255	255	270	270	295	295	278	278	300	300	283	283	227	227
18:00 18:15	C1	277	277	278	278	291	291	286	286	297	297	259	259	215	215
18:15 18:30	C1	256	256	268	268	281	281	271	271	190	190	238	238	216	216
18:30 18:45	C1	289	289	272	272	306	306	282	282	261	261	264	264	218	218
18:45 19:00	C1	279	279	271	271	311	311	271	271	286	286	232	232	219	219
19:00 19:15	C1	281	281	266	266	289	289	268	268	274	274	239	239	227	227
19:15 19:30	C1	284	284	261	261	288	288	266	266	277	277	250	250	211	211
19:30 19:45	C1	270	270	258	258	252	252	258	258	272	272	216	216	240	240
19:45 20:00	C1	261	261	240	240	247	247	243	243	256	256	211	211	207	207

D.2 RESUMEN DEL AFORO DEL ACCESO 2 DE LA INTERSECCIÓN B

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
7:00	C1	56	91	45	78	56	101	50	81	48	82	40	80	35	65
7:15	C2	35		33		45		31		34		40		30	
7:15	C1	48	88	45	84	47	88	43	84	49	92	39	72	39	71
7:30	C2	40		39		41		41		43		33		32	
7:30	C1	42	74	37	71	42	71	40	71	42	78	36	62	37	65
7:45	C2	32		34		29		31		36		26		28	
7:45	C1	45	87	41	69	43	75	43	68	53	91	34	51	32	61
8:00	C2	42		28		32		25		38		17		29	
8:00	C1	39	68	44	67	43	72	36	68	39	69	37	63	34	64
8:15	C2	29		23		29		32		30		26		30	
8:15	C1	30	50	33	62	35	62	34	64	44	78	34	61	35	58
8:30	C2	20		29		27		30		34		27		23	
8:30	C1	40	68	40	74	38	70	42	69	45	77	38	58	30	55
8:45	C2	28		34		32		27		32		20		25	
8:45	C1	35	57	45	71	40	74	40	66	41	78	39	64	32	53
9:00	C2	22		26		34		26		37		25		21	
9:00	C1	33	60	39	74	36	66	38	67	42	70	30	62	28	53
9:15	C2	27		35		30		29		28		32		25	
9:15	C1	38	70	40	65	41	68	40	70	35	65	34	57	26	51
9:30	C2	32		25		27		30		30		23		25	
9:30	C1	42	71	39	72	44	70	36	68	42	72	38	60	29	50
9:45	C2	29		33		26		32		30		22		21	
9:45	C1	38	66	35	61	36	60	38	59	40	67	34	63	29	51
10:00	C2	28		26		24		21		27		29		22	
10:00	C1	33	64	41	61	40	66	32	60	37	63	30	56	27	48
10:15	C2	31		20		26		28		26		21		21	
10:15	C1	37	74	43	70	44	72	41	73	44	79	32	54	30	47
10:30	C2	37		27		28		32		35		22		17	
10:30	C1	33	65	32	61	44	63	36	63	41	66	27	49	34	61
10:45	C2	32		29		19		27		25		22		27	
10:45	C1	34	63	35	60	34	61	33	62	36	65	26	52	33	64
11:00	C2	29		25		27		29		29		26		31	
11:00	C1	42	75	50	76	44	73	45	75	43	78	27	51	33	60
11:15	C2	33		26		29		30		35		24		27	
11:15	C1	48	83	36	78	47	79	45	80	45	86	31	55	32	57
11:30	C2	35		42		32		35		41		24		25	
11:30	C1	47	89	42	82	41	73	42	84	48	91	37	63	31	55
11:45	C2	42		40		32		42		43		26		24	
11:45	C1	36	73	33	62	37	64	37	63	39	71	45	75	36	74
12:00	C2	37		29		27		26		32		30		38	
12:00	C1	52	87	40	68	37	65	34	63	41	73	34	77	35	64
12:15	C2	35		28		28		29		32		43		29	
12:15	C1	47	83	42	73	48	75	43	73	48	93	42	84	36	61
12:30	C2	36		31		27		30		45		42		25	
12:30	C1	43	73	45	70	42	72	45	70	37	71	42	78	36	59
12:45	C2	30		25		30		25		34		36		23	
12:45	C1	51	83	41	74	43	76	43	74	51	93	42	82	26	56
13:00	C2	32		33		33		31		42		40		30	
13:00	C1	58	93	47	83	46	85	43	83	42	78	45	87	34	60
13:15	C2	35		36		39		40		36		42		26	
13:15	C1	60	96	46	74	38	71	41	69	46	87	43	78	34	61
13:30	C2	36		28		33		28		41		35		27	

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
13:30	C1	44	80	44	76	45	79	46	77	46	82	42	71	37	65
13:45	C2	36		32		34		31		36		29		28	
13:45	C1	45	74	41	70	41	70	41	68	41	71	43	75	42	67
14:00	C2	29		29		29		27		30		32		25	
14:00	C1	43	72	37	71	44	76	40	71	44	79	43	72	35	57
14:15	C2	29		34		32		31		35		29		22	
14:15	C1	48	75	46	73	38	74	44	72	45	77	35	62	31	55
14:30	C2	27		27		36		28		32		27		24	
14:30	C1	43	74	38	70	40	72	35	69	46	76	32	59	33	57
14:45	C2	31		32		32		34		30		27		24	
14:45	C1	44	68	41	66	37	67	40	68	43	70	38	66	30	52
15:00	C2	24		25		30		28		27		28		22	
15:00	C1	45	77	44	74	45	75	42	72	50	78	34	57	30	49
15:15	C2	32		30		30		30		28		23		19	
15:15	C1	43	79	43	77	43	78	43	75	45	80	32	59	31	48
15:30	C2	36		34		35		32		35		27		17	
15:30	C1	54	88	45	88	41	79	41	73	46	81	37	57	31	51
15:45	C2	34		43		38		32		35		20		20	
15:45	C1	45	74	39	70	44	72	37	68	44	72	42	65	22	47
16:00	C2	29		31		28		31		28		23		25	
16:00	C1	48	80	45	75	41	79	44	77	48	82	36	67	28	50
16:15	C2	32		30		38		33		34		31		22	
16:15	C1	47	77	43	76	47	77	44	74	50	79	34	57	31	48
16:30	C2	30		33		30		30		29		23		17	
16:30	C1	47	85	49	86	52	90	49	88	47	90	34	58	33	49
16:45	C2	38		37		38		39		43		24		16	
16:45	C1	50	80	45	77	44	77	45	78	47	82	38	60	29	48
17:00	C2	30		32		33		33		35		22		19	
17:00	C1	42	84	44	81	41	78	45	79	38	80	40	62	31	52
17:15	C2	42		37		37		34		42		22		21	
17:15	C1	46	81	36	76	41	77	37	72	40	79	44	73	40	58
17:30	C2	35		40		36		35		39		29		18	
17:30	C1	46	72	40	70	43	75	44	73	44	80	38	74	37	64
17:45	C2	26		30		32		29		36		36		27	
17:45	C1	39	64	38	63	39	68	37	67	47	93	42	77	34	62
18:00	C2	25		25		29		30		46		35		28	
18:00	C1	30	62	33	61	35	65	39	67	47	83	50	87	38	70
18:15	C2	32		28		30		28		36		37		32	
18:15	C1	38	62	32	60	37	64	36	63	37	80	47	86	39	73
18:30	C2	24		28		27		27		43		39		34	
18:30	C1	44	76	40	74	36	77	38	73	39	82	34	71	38	63
18:45	C2	32		34		41		35		43		37		25	
18:45	C1	49	97	49	88	45	90	43	79	41	80	30	60	35	65
19:00	C2	48		39		45		36		39		30		30	
19:00	C1	43	70	41	68	48	87	38	66	39	68	38	73	37	68
19:15	C2	27		27		39		28		29		35		31	
19:15	C1	38	74	40	73	39	77	42	72	35	73	37	75	39	69
19:30	C2	36		33		38		30		38		38		30	
19:30	C1	41	80	42	78	36	78	44	76	42	78	46	88	30	57
19:45	C2	39		36		42		32		36		42		27	
19:45	C1	40	77	39	73	38	75	43	73	42	77	39	64	33	64
20:00	C2	37		34		37		30		35		25		31	

D.3 RESUMEN DEL AFORO DEL ACCESO 3 DE LA INTERSECCIÓN B

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
7:00	C1	93	171	83	160	96	179	86	165	83	164	80	154	70	150
7:15	C2	78		77		83		79		81		74		80	
7:15	C1	100	187	82	175	90	191	92	181	101	186	79	151	76	143
7:30	C2	87		93		101		89		85		72		67	
7:30	C1	94	186	94	175	89	179	89	173	93	189	82	161	74	142
7:45	C2	92		81		90		84		96		79		68	
7:45	C1	98	189	94	179	99	192	90	181	98	184	77	159	86	140
8:00	C2	91		85		93		91		86		82		54	
8:00	C1	92	174	92	168	94	184	90	172	93	176	72	148	76	144
8:15	C2	82		76		90		82		83		76		68	
8:15	C1	78	153	81	165	80	167	78	163	92	188	77	147	68	134
8:30	C2	75		84		87		85		96		70		66	
8:30	C1	85	169	71	159	85	169	80	160	85	175	83	175	81	142
8:45	C2	84		88		84		80		90		92		61	
8:45	C1	78	159	86	172	76	154	89	170	90	164	91	173	77	147
9:00	C2	81		86		78		81		74		82		70	
9:00	C1	84	167	101	202	89	169	92	179	84	170	79	164	71	136
9:15	C2	83		101		80		87		86		85		65	
9:15	C1	93	185	86	179	95	185	89	183	91	186	82	159	79	145
9:30	C2	92		93		90		94		95		77		66	
9:30	C1	93	190	90	184	91	189	93	186	96	191	92	163	78	149
9:45	C2	97		94		98		93		95		71		71	
9:45	C1	79	150	73	138	85	153	81	154	84	156	92	161	76	144
10:00	C2	71		65		68		73		72		69		68	
10:00	C1	78	169	82	164	85	168	81	164	83	166	85	157	81	145
10:15	C2	91		82		83		83		83		72		64	
10:15	C1	87	170	87	173	89	171	88	174	89	169	84	159	83	141
10:30	C2	83		86		82		86		80		75		58	
10:30	C1	90	168	85	162	81	166	83	161	86	165	79	152	87	154
10:45	C2	78		77		85		78		79		73		67	
10:45	C1	87	175	79	169	81	176	82	171	83	175	82	145	84	148
11:00	C2	88		90		95		89		92		63		64	
11:00	C1	90	184	90	177	88	186	93	182	86	186	91	157	76	159
11:15	C2	94		87		98		89		100		66		83	
11:15	C1	74	146	74	140	75	145	70	141	74	147	79	160	73	144
11:30	C2	72		66		70		71		73		81		71	
11:30	C1	86	174	84	161	82	176	82	157	89	178	90	176	77	154
11:45	C2	88		77		94		75		89		86		77	
11:45	C1	78	164	77	154	72	147	76	151	72	157	73	152	75	144
12:00	C2	86		77		75		75		85		79		69	
12:00	C1	94	183	82	173	71	161	72	175	88	180	76	165	73	144
12:15	C2	89		91		90		103		92		89		71	
12:15	C1	96	181	90	175	88	177	92	170	82	175	102	193	69	145
12:30	C2	85		85		89		78		93		91		76	
12:30	C1	93	179	87	166	81	165	87	161	88	181	100	189	75	142
12:45	C2	86		79		84		74		93		89		67	
12:45	C1	90	170	89	170	86	174	86	167	79	162	85	174	66	125
13:00	C2	80		81		88		81		83		89		59	
13:00	C1	87	179	79	163	88	166	88	174	98	186	93	183	68	129
13:15	C2	92		84		78		86		88		90		61	
13:15	C1	83	163	82	166	77	169	83	173	86	176	88	172	68	126
13:30	C2	80		84		92		90		90		84		58	

PER.	CAR.	LUNES		MARTES		MIÉRCOLES		JUEVES		VIERNES		SÁBADO		DOMINGO	
		Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.	Veh. CAR.	Veh. ACC.
13:30	C1	84	164	78	159	76	160	84	161	81	160	94	174	72	125
13:45	C2	80		81		84		77		79		80		80	
13:45	C1	79	166	85	163	82	162	76	163	80	167	92	168	70	129
14:00	C2	87		78		80		87		87		76			
14:00	C1	79	164	78	154	83	161	74	160	78	164	78	162	64	123
14:15	C2	85		76		78		86		86		84			
14:15	C1	79	163	78	152	88	163	76	155	82	160	71	159	71	128
14:30	C2	84		74		75		79		78		88			
14:30	C1	91	177	93	171	92	181	84	166	83	175	73	143	71	131
14:45	C2	86		78		89		82		92		70			
14:45	C1	74	163	73	152	82	159	77	159	78	160	87	154	62	127
15:00	C2	89		79		77		82		82		67			
15:00	C1	84	161	81	157	84	165	90	161	78	164	82	147	69	130
15:15	C2	77		76		81		71		86		65			
15:15	C1	91	171	90	169	86	170	91	171	87	174	73	144	66	132
15:30	C2	80		79		84		80		87		71			
15:30	C1	87	165	83	158	86	165	86	173	86	170	83	149	71	129
15:45	C2	78		75		79		87		84		66			
15:45	C1	91	172	84	169	89	176	85	172	88	175	84	148	71	133
16:00	C2	81		85		87		87		87		64			
16:00	C1	87	180	87	179	90	184	93	180	97	183	73	150	73	127
16:15	C2	93		92		94		87		86		77			
16:15	C1	88	186	90	183	92	188	88	184	88	188	76	155	63	124
16:30	C2	98		93		96		96		100		79			
16:30	C1	83	165	73	163	83	170	77	163	79	167	86	157	74	131
16:45	C2	82		90		87		86		88		71			
16:45	C1	92	168	83	166	92	175	84	168	86	170	79	158	62	127
17:00	C2	76		83		83		84		84		79			
17:00	C1	81	164	81	163	84	172	81	163	84	167	81	160	74	128
17:15	C2	83		82		88		82		83		79			
17:15	C1	91	170	82	168	85	173	88	168	86	169	84	161	75	135
17:30	C2	79		86		88		80		83		77			
17:30	C1	97	175	84	170	94	176	96	172	88	175	80	153	75	134
17:45	C2	78		86		82		76		87		73			
17:45	C1	87	171	84	169	93	170	79	168	80	162	83	158	67	140
18:00	C2	84		85		77		89		82		75			
18:00	C1	92	175	89	167	74	151	79	158	84	165	71	155	76	139
18:15	C2	83		78		77		79		81		84			
18:15	C1	85	174	83	161	72	147	79	157	90	175	76	157	76	140
18:30	C2	89		78		75		78		85		81			
18:30	C1	82	169	75	159	86	168	85	161	70	148	84	173	86	149
18:45	C2	87		84		82		76		78		89			
18:45	C1	90	173	81	161	85	163	85	159	89	163	83	162	75	143
19:00	C2	83		80		78		74		74		79			
19:00	C1	85	170	85	166	85	168	80	168	88	170	74	142	81	159
19:15	C2	85		81		83		88		82		68			
19:15	C1	90	169	80	160	79	157	82	160	95	172	80	154	84	163
19:30	C2	79		80		78		78		77		74			
19:30	C1	92	165	87	168	92	173	92	165	82	167	76	154	89	167
19:45	C2	73		81		81		73		85		78			
19:45	C1	90	164	86	158	91	168	92	161	90	163	81	149	68	140
20:00	C2	74		72		77		69		73		68			

E. RELACIÓN DE PELOTÓN

E.1 Cálculo de la relación de pelotón para los Accesos de la INTERSECCIÓN "A"

ACCESO 1

g =	57
C =	174

Ciclo	Veh. Arriban en Verde	Veh. Arriban en Ámbar y Rojo	Total Vehículos	P	Rp
1	26	25	51	0.510	1.556
2	23	34	57	0.404	1.232
3	25	39	64	0.391	1.192
4	19	23	42	0.452	1.381
5	16	31	47	0.340	1.039
6	39	34	73	0.534	1.631
<i>Cálculos</i>					
Total	148	186	334	0.443	1.353
Promedio				0.438	1.339

Tipo de Arribo:	4
Calidad de la Progresión:	Arribo Favorable
Rp por Defecto:	1.333
P = RP(g/C):	0.437

ACCESO 2

g =	45
C =	174

Ciclo	Veh. Arriban en Verde	Veh. Arriban en Ámbar y Rojo	Total Vehículos	P	Rp
1	11	26	37	0.297	0.908
2	11	18	29	0.379	1.158
3	12	19	31	0.387	1.182
4	10	27	37	0.270	0.825
5	12	35	47	0.255	0.779
6	13	37	50	0.260	0.794
<i>Cálculos</i>					
Total	69	162	231	0.299	0.912
Promedio				0.308	0.941

Tipo de Arribo:	3
Calidad de la Progresión:	Arribos Aleatorios
Rp por Defecto:	1
P = RP(g/C):	0.259

ACCESO 3

g =	32
C =	174

Ciclo	Veh. Arriban en Verde	Veh. Arriban en Ámbar y Rojo	Total Vehículos	P	Rp
1	11	41	52	0.212	0.646
2	9	56	65	0.138	0.423
3	9	48	57	0.158	0.482
4	12	42	54	0.222	0.678
5	10	39	49	0.204	0.623
6	11	38	49	0.224	0.685
<i>Cálculos</i>					
Total	62	264	326	0.190	0.581
Promedio				0.193	0.590

Tipo de Arribo: 2

Calidad de la Progresión: Arribo Desfavorable

Rp por Defecto: 0.667

$P = R_p(g/C)$: 0.123

ACCESO 4

g =	20
C =	174

Ciclo	Veh. Arriban en Verde	Veh. Arriban en Ámbar y Rojo	Total Vehículos	P	Rp
1	3	16	19	0.158	0.482
2	3	12	15	0.200	0.611
3	2	17	19	0.105	0.321
4	2	8	10	0.200	0.611
5	5	15	20	0.250	0.763
6	4	9	13	0.308	0.939
<i>Cálculos</i>					
Total	19	77	96	0.198	0.604
Promedio				0.203	0.621

Tipo de Arribo: 2

Calidad de la Progresión: Arribo Desfavorable

Rp por Defecto: 0.667

$P = R_p(g/C)$: 0.077

E.2 Cálculo de la relación de pelotón para los Accesos de la INTERSECCIÓN “B”

ACCESO 1

g =	77
C =	148

Ciclo	Veh. Arriban en Verde	Veh. Arriban en Ámbar y Rojo	Total Vehículos	P	Rp
1	39	20	59	0.661	1.271
2	45	26	71	0.634	1.218
3	39	32	71	0.549	1.056
4	27	24	51	0.529	1.018
5	55	35	90	0.611	1.175
6	32	29	61	0.525	1.008
<i>Cálculos</i>					
Total	237	166	403	0.588	1.130
Promedio				0.585	1.124

Tipo de Arribo: 3
 Calidad de la Progresión: Arribos Aleatorios
 Rp por Defecto: 1
 $P = R_P(g/C)$: 0.520

ACCESO 2

g =	21.9
C =	148

Ciclo	Veh. Arriban en Verde	Veh. Arriban en Ámbar y Rojo	Total Vehículos	P	Rp
1	3	9	12	0.250	1.689
2	5	12	17	0.294	1.988
3	4	8	12	0.333	2.253
4	5	10	15	0.333	2.253
5	1	11	12	0.083	0.563
6	5	12	17	0.294	1.988
<i>Cálculos</i>					
Total	23	62	85	0.271	1.829
Promedio				0.265	1.789

Tipo de Arribo: 5
 Calidad de la Progresión: Altamente Favorable
 Rp por Defecto: 1.667
 $P = R_P(g/C)$: 0.247

ACCESO 3

g =	37
C =	148

Ciclo	Veh. Arriban en Verde	Veh. Arriban en Ámbar y Rojo	Total Vehículos	P	Rp
1	4	15	19	0.211	0.842
2	6	21	27	0.222	0.889
3	7	23	30	0.233	0.933
4	5	17	22	0.227	0.909
5	5	23	28	0.179	0.714
6	11	40	51	0.216	0.863
Cálculos					
Total	38	139	177	0.215	0.859
Promedio				0.215	0.858

Tipo de Arribo: 3
 Calidad de la Progresión: Arribos Aleatorios
 Rp por Defecto: 1
 $P = R_p(g/C)$: 0.250

F. PLANTILLA HCM POSIBLE SOLUCIÓN INTERSECCIÓN A

F.1 AJUSTE DE VOLUMEN										
Información General	N - S		S - N			E - O		O - E		
viernes, 07 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:00 am - 08:00 am.										
Ajuste de Volumen										
Volumen Izquierda, V_{Izq} (veh/h)	550	0	268	0	0	186	0	54	0	0
Volumen Directo, V_{dir} (veh/h)	125	580	0	287	169	197	189	110	131	120
Volumen Derecha, V_{der} (veh/h)	0	1	0	0	93	0	278	0	0	14
Volumen, V (veh/h)	675	581	268	287	262	383	467	164	131	134
Factor de Hora Pico, PHF	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911	0.911
Tasa de Flujo Ajustado Izquierda, $v_p=V_{Izq}/PHF$ (veh/h)	604	0	294	0	0	204	0	59	0	0
Tasa de Flujo Ajustado Directo, $v_p=V_{dir}/PHF$ (veh/h)	137	637	0	315	186	216	207	121	144	132
Tasa de Flujo Ajustado Derecha, $v_p=V_{der}/PHF$ (veh/h)	0	1	0	0	102	0	305	0	0	15
Tasa de Flujo Ajustado en el Grupo de Carriles, $v_p=V/PHF$	741	638	294	315	288	420	513	180	144	147
Proporción ¹ de Giros LT o RT (P_{LT} o P_{RT})										
Proporción de Giros Izquierda (P_{LT})	0.815	0.000	1.000	0.000	0.000	0.486	0.000	0.329	0.000	0.000
Proporción de Giros Derecha (P_{RT})	0.000	0.002	0.000	0.000	0.355	0.000	0.595	0.000	0.000	0.104

F.2 AJUSTE DE LA OFERTA										
Información General	N - S		S - N			E - O		O - E		
viernes, 07 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:00 am - 08:00 am.										
Flujo de Saturación Ideal, s_0 (veh/h/carril)	1975	1975	1975	1975	1975	1975	1975	1975	1975	1975
Número de carriles, N	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Ancho de carril, W	3.87	3.87	3.4	3.4	3.4	4.30	4.30	3.15	3.15	3.15
Factor de ajuste por ancho de carril, f_w	1.030	1.030	0.978	0.978	0.978	1.078	1.078	0.950	0.950	0.950
Volumen de vehículos pesados, HV	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Porcentaje de vehículos pesados, %HV = 100*HV/V	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Equivalente en vehículos livianos, Et = 2.0 pc/HV	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Pendiente en el grupo de carriles, %G	1.04	1.04	-1.22	-1.22	-1.22	1.8	1.8	-1.70	-1.70	-1.70
Factor de ajuste por pendiente, f_g	0.995	0.995	1.006	1.006	1.006	0.991	0.991	1.009	1.009	1.009
Número de maniobras de estacionamiento por hora, $N_{m \leq 180}$	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Factor de ajuste por estacionamiento, $f_p \geq 0.050$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Número de buses que se detienen por hora, $N_B \leq 250$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Factor de ajuste por bloqueo de buses, $f_{bb} \geq 0.050$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Tipo de área	CBD	CBD	CBD	CBD	CBD	CBD	CBD	CBD	CBD	CBD
Factor de ajuste por tipo de área, f_a	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900
Tasa de flujo no ajustado para el grupo de carriles, v_g (veh/h)	675	581	268	287	262	383	467	164	131	134
Tasa de flujo no ajustado para el carril con mayor volumen del grupo de carriles, v_{g1} (veh/h)	675	581	268	287	262	383	467	164	131	134
Factor de ajuste por utilización de carril, f_{LU}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Factor de ajuste por giro a la izquierda, f_{LT}	0.961	1.000	0.952	1.000	1.000	0.976	1.000	0.984	1.000	1.000
Factor de ajuste por giro a la derecha, $f_{RT} \geq 0.050$	1.000	1.000	1.000	1.000	0.947	1.000	0.911	1.000	1.000	0.984
Factor de ajuste por peat/bic para giros a la izquierda, f_{Lpb}	0.997	1.000	1.000	1.000	1.000	0.994	1.000	1.000	1.000	1.000
Factor de ajuste por peat/bic para giros a la derecha, f_{Rpb}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.996
Flujo de Saturación Ajustado, s (veh/h) ($S = s_0 * N * f_w * f_{HV} * f_g * f_p * f_{bb} * f_a * f_{LU} * f_{LT} * f_{RT} * f_{Lpb} * f_{Rpb}$)	1744	1821	1665	1749	1655	1843	1729	1675	1703	1669
Notas										
1. Para carriles de giro exclusivo a la izquierda $P_L = 1.000$, y para carriles de giro exclusivo a la derecha $P_R = 1.000$. Caso contrario, serán iguales a las proporciones de vehículos que giran en el grupo de carriles.										

F.3 ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD										
Información General	N - S		S - N			E - O		O - E		
viernes, 07 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:00 am - 08:00 am.										
Análisis de Capacidad										
Fase	1	1	2	2	2	3	3	4	4	4
Tipo de fase	Prot.	Prot.	Prot.	Prot.	Prot.	Prot.	Prot.	Prot.	Prot.	Prot.
Tasa de flujo ajustado, V_p (veh/h)	741	638	294	315	288	420	513	180	144	147
Tasa de flujo de saturación, s (veh/h)	1744	1821	1665	1749	1655	1843	1729	1675	1703	1669
Tiempo perdido, t_L (s), $t_L = I + Y - e$	4.33	4.33	4.33	4.33	4.33	4.33	4.33	4.33	4.33	4.33
Longitud de ciclo, C (s)	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198
Tiempo de verde efectivo, g (s), $g = G + Y - t_L$	85.00	85.00	50.00	50.00	50.00	50.00	75.00	50.00	50.00	50.00
Proporción de verde, g/C	0.429	0.429	0.253	0.253	0.253	0.253	0.379	0.253	0.253	0.253
Capacidad del grupo de carriles, $c = s(g/C)$, (veh/h)	749	782	421	442	418	465	655	423	430	421
Relación v/c, X	0.989	0.816	0.700	0.713	0.688	0.904	0.783	0.426	0.334	0.349
Relación de flujo, v/s	0.425	0.350	0.177	0.180	0.174	0.228	0.296	0.107	0.084	0.088
Grupo de carriles / fase crítica ($\sqrt{\quad}$)	$\sqrt{\quad}$		$\sqrt{\quad}$				$\sqrt{\quad}$			
Sumatoria de relaciones de flujo para grupos de carriles críticos, $Y_c = \sum$ (grupos de carriles críticos, v/s)	0.901									
Tiempo perdido total por ciclo, L (s)	13.00									
Grado de saturación crítico, $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$	0.965									






F.4 DEMORA POR COLA INICIAL Y DEMORA UNIFORME										
Información General	N - S		S - N			E - O		O - E		
viernes, 07 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:15 am - 07:30 am.										
Parámetros de Entrada										
Duración del periodo de análisis, T (h)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Longitud de ciclo, C (s)	198	198	198	198	198	198	198	198	198	198
Cola inicial, Q _b (veh)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Proporción de verde, g/C	0.429	0.429	0.253	0.253	0.253	0.253	0.379	0.253	0.253	0.253
Relación v/c, X = v/c	0.989	0.816	0.700	0.713	0.688	0.904	0.783	0.426	0.334	0.349
Capacidad del Grupo de Carriles, c (veh/h)	749	782	421	442	418	465	655	423	430	421
Proporción de vehículos que llegan en verde, P	0.716	0.716	0.421	0.421	0.421	0.421	0.631	0.421	0.421	0.421
Relación de pelotón (R _p)	1.667	1.667	1.667	1.667	1.667	1.667	1.667	1.667	1.667	1.667
Factor de ajuste suplementario, f _{PA} (refiérase a la Tabla 06)	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Factor de ajuste por progresión/coordiación, PF = (1)f _{PA} /(g/C)	0.498	0.498	0.775	0.775	0.775	0.775	0.593	0.775	0.775	0.775
Duración de la demanda insatisfecha en T, t (h) $t = \min\left\{T, \frac{Q_b}{c[1 - \min(1, X)]}\right\}$	0.126	0.007	0.008	0.008	0.008	0.022	0.007	0.004	0.003	0.004
Caso de Análisis	CASO 3	CASO 3	CASO 3	CASO 3	CASO 3	CASO 3	CASO 3	CASO 3	CASO 3	CASO 3
Casos I y II (Q_b = 0)	No aplica									
Demora por cola inicial, d ₃ (s): d ₃ = 0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Demora uniforme, d ₁ (s): d ₁ = (0.5C(1 - g/C)^2)/(1 - [min(1, X) x g/C])	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Caso III (Q_b > 0) (X < 1.0) (t < T)	Si aplica									
Demora por cola inicial, d ₃ (s): d ₃ = $\frac{1800 \times Q_b \times t}{c \times T}$	1.21	0.06	0.14	0.13	0.13	0.34	0.08	0.07	0.06	0.06
Demora uniforme, d ₁ (s): d ₁ = $0.5C(1 - g/C) \frac{t}{T} + \frac{0.5C(1 - g/C)^2}{1 - [\min(1, X) g/C]} \left[\frac{(T - t)}{T} \right] * PF$	42.31	25.61	52.74	52.95	52.54	57.16	33.04	48.44	47.18	47.38
Caso IV (Q_b > 0) (X < 1.0) (t = T)	No aplica									
Parámetro de demora, u: u = $1 - \frac{cT}{Q_b} [1 - \min(1, X)]$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Demora por cola inicial, d ₃ (s): d ₃ = $\frac{1800Q_b(1 + u)}{c}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Demora uniforme, d ₁ (s): d ₁ = 0.5C(1 - g/C)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Caso V (Q_b > 0) (X > 1.0) (t = T)	Si aplica									
Demora por cola inicial, d ₃ (s): d ₃ = $\frac{3600Q_b}{c}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Demora uniforme, d ₁ (s): d ₁ = 0.5C(1 - g/C)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-






F.5 NIVELES DE SERVICIO										
Información General	N - S		S - N			E - O		O - E		
viernes, 07 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Av. Vía de Evitamiento 07:15 am - 07:30 am.										
Capacidad del Grupo de Carriles, Demora por Control y Determinación del Nivel de Servicio (NS)										
Tasa de flujo ajustado, ¹ V (veh/h)	741	638	294	315	288	420	513	180	144	147
Capacidad del Grupo de Carriles, ¹ c (veh/h)	749	782	421	442	418	465	655	423	430	421
Relación v/c, ¹ X = v/c	0.989	0.816	0.700	0.713	0.688	0.904	0.783	0.426	0.334	0.349
Calibración de la demora incremental, ² k	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba, ³ I	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Duración del análisis, T (h)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Demora Incremental, ³ d ₂ (s/veh) $d_2 = 900T \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{cT}} \right]$	30.4	9.2	9.3	9.5	8.9	23.5	9.1	3.1	2.1	2.3
Demora por cola inicial, d ₃ (s/veh) (de hoja de cálculo de demora por cola inicial)	1.21	0.06	0.14	0.13	0.13	0.34	0.08	0.07	0.06	0.06
Demora uniforme, d ₁ (s/veh) (de hoja de cálculo de demora por cola inicial)	42.31	25.61	52.74	52.95	52.54	57.16	33.04	48.44	47.18	47.38
Factor de ajuste por progresión/coordiación, PF = (1)f _{PA} /(g/C)	0.50	0.50	0.77	0.77	0.77	0.77	0.59	0.77	0.77	0.77
Demora, d = d ₁ (PF) + d ₂ + d ₃ (s/veh)	52.7	22.0	50.3	50.6	49.8	68.1	28.7	40.7	38.7	39.0
Nivel de servicio NS por grupo de carriles	F	D	D	D	D	E	C	D	D	D
Demora por acceso, $d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)	38.5		50.2			46.5		39.6		
Nivel de servicio NS por acceso	D		D			D		D		
Tasa de flujo del acceso, v _A (veh/h)	1379		897			933		471		
Demora de la Intersección, $d_I = \frac{\sum(d_A)(v_A)}{\sum v_A}$ (s/veh)	43.5									
NS de la Intersección	D									
Notas										
1. Los parámetros de fase primarios y secundarios se suman para obtener los parámetros del grupo de carriles										
2. Para semáforos prefijados o no actuados, k = 0.5.										
3. T = duración del análisis (h); comúnmente T = 0.25, que corresponde a una duración de análisis de 15 min. I = factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba; para intersecciones aisladas I = 1.										

G. PLANTILLA HCM POSIBLE SOLUCIÓN INTERSECCIÓN B

G.1 AJUSTE DE VOLUMEN Y TASA DE FLUJO DE SATURACIÓN					
Información General	N - S	O - E		E - O	
viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 08:00 am.					
Ajuste de Volumen					
Volumen Izquierda, V_{Izq} (veh/h)	157	131	0	47	0
Volumen Directo, V_{dir} (veh/h)	922	69	99	281	123
Volumen Derecha, V_{der} (veh/h)	292	0	40	0	266
Volumen, V (veh/h)	1371	200	139	328	389
Factor de Hora Pico, PHF	0.965	0.965	0.965	0.965	0.965
Tasa de Flujo Ajustado Izquierda, $v_p=V_{Izq}/PHF$ (veh/h)	163	136	0	49	0
Tasa de Flujo Ajustado Directo, $v_p=V_{dir}/PHF$ (veh/h)	955	72	103	291	127
Tasa de Flujo Ajustado Derecha, $v_p=V_{der}/PHF$ (veh/h)	303	0	41	0	276
Tasa de Flujo Ajustado en el Grupo de Carriles, $v_p=V/PHF$	1421	207	144	340	403
Proporción ¹ de Giros LT o RT (P_{LT} o P_{RT})					
Proporción de Giros Izquierda (P_{LT})	0.115	0.655	0.000	0.143	0.000
Proporción de Giros Derecha (P_{RT})	0.213	0.000	0.288	0.000	0.684
Tasa de Flujo de Saturación					
Flujo de Saturación Ideal, s_o (veh/h/carril)	1900	1900	1900	1900	1900
Número de carriles, N	1	1	1	1	1
Ancho de carril, W	6.8	2.88	2.88	3.07	3.07
Factor de ajuste por ancho de carril, f_w	1.356	0.920	0.920	0.941	0.941
Volumen de vehículos pesados, HV	0	0	0	0	0
Porcentaje de vehículos pesados, $\%HV = 100*HV/V$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Equivalente en vehículos livianos, $Et = 2.0 pc/HV$	2	2	2	2	2
Factor de ajuste por vehículos pesados, f_{HV}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Pendiente en el grupo de carriles, $\%G$	-1.4	-1.65	-1.65	1.87	1.87
Factor de ajuste por pendiente, f_g	1.007	1.008	1.008	0.991	0.991
Número de maniobras de estacionamiento por hora, $N_m \leq 180$	NO	NO	NO	NO	NO
Factor de ajuste por estacionamiento, $f_p \geq 0.050$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Número de buses que se detienen por hora, $N_B \leq 250$	0	0	0	0	0
Factor de ajuste por bloqueo de buses, $f_{bb} \geq 0.050$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Tipo de área	CBD	CBD	CBD	CBD	CBD
Factor de ajuste por tipo de área, f_a	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900
Tasa de flujo no ajustado para el grupo de carriles, v_g (veh/h)	1371	200	139	328	389
Tasa de flujo no ajustado para el carril con mayor volumen del grupo de carriles, v_{g1} (veh/h)	1371	200	139	328	389
Factor de ajuste por utilización de carril, f_{LU}	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Factor de ajuste por giro a la izquierda, f_{LT}	0.994	0.968	1.000	0.993	1.000
Factor de ajuste por giro a la derecha, $f_{RT} \geq 0.050$	0.968	1.000	0.957	1.000	0.897
Factor de ajuste por peat/bic para giros a la izquierda, f_{Lpb}	0.999	0.996	1.000	1.000	1.000
Factor de ajuste por peat/bic para giros a la derecha, f_{Rpb}	0.997	1.000	1.000	1.000	0.991
Flujo de Saturación Ajustado, s (veh/h) ($S = s_o * N * f_w * f_{HV} * f_g * f_p * f_{bb} * f_a * f_{LU} * f_{LT} * f_{RT} * f_{Lpb} * f_{Rpb}$)	2238	1530	1518	1583	1418
Notas					
1. Para carriles de giro exclusivo a la izquierda $P_{LT} = 1.000$, y para carriles de giro exclusivo a la derecha $P_{RT} = 1.000$. Caso contrario, serán iguales a las proporciones de vehículos que giran en el grupo de carriles.					

G.2 ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD

Información General	N - S	O - E		E - O	
viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 08:00 am.					
Análisis de Capacidad					
Fase	1	2	2	2	2
Tipo de fase	Prot.	Prot.	Prot.		Prot.
Tasa de flujo ajustado, V_p (veh/h)	1421	207	144	340	403
Tasa de flujo de saturación, s (veh/h)	2238	1530	1518	1583	1418
Tiempo perdido, t_L (s), $t_L = l_1 + Y - e$	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Longitud de ciclo, C (s)	132	132	132	132	132
Tiempo de verde efectivo, g (s), $g = G + Y - t_L$	82.00	42.00	42.00	42.00	42.00
Proporción de verde, g/C	0.621	0.318	0.318	0.318	0.318
Capacidad del grupo de carriles, $c = s(g/C)$, (veh/h)	1390	487	483	504	451
Relación v/c , X	1.022	0.426	0.298	0.675	0.894
Relación de flujo, v/s	0.635	0.135	0.095	0.215	0.284
Grupo de carriles / fase crítico ($\sqrt{\quad}$)	$\sqrt{\quad}$	$\sqrt{\quad}$			$\sqrt{\quad}$
Sumatoria de relaciones de flujo para grupos de carriles críticos, $Y_c = \sum$ (grupos de carriles críticos, v/s)	1.055				
Tiempo perdido total por ciclo, L (s)	12.00				
Grado de saturación crítico, $X_c = (Y_c)(C)/(C - L)$	1.160				

G.3 DEMORA POR COLA INICIAL					
Información General	N - S	O - E		E - O	
viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 08:00 am.					
Parámetros de Entrada					
Duración del periodo de análisis, T (h)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Longitud de ciclo, C (s)	132	132	132	132	132
Cola inicial, Q _b (veh)	2	1	1	1	1
Proporción de verde, g/C	0.621	0.318	0.318	0.318	0.318
Relación v/c, X = v/c	1.022	0.426	0.298	0.675	0.894
Capacidad del Grupo de Carriles, c (veh/h)	1390	487	483	504	451
Proporción de vehículos que llegan en verde, P	0.828	0.530	0.530	0.530	0.530
Relación de pelotón (R _p)	1.333	1.667	1.667	1.667	1.667
Factor de ajuste suplementario, fPA (refiérase a la Tabla 06)	1.150	1.000	1.000	1.000	1.000
Factor de ajuste por progresión/coordiación, $PF = (1)f_{PA}/(g/C)$	0.522	0.689	0.689	0.689	0.689
Duración de la demanda insatisfecha en T, t (h) $t = \min\left\{T, \frac{Q_b}{c[1 - \min(1, X)]}\right\}$	0.25	0.004	0.003	0.006	0.021
Caso de Análisis	CASO 5	CASO 3	CASO 3	CASO 3	CASO 3
Casos I y II (Q_b = 0)					
Demora por cola inicial, d ₃ (s): $d_3 = 0$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = (0.5C(1 - g/C)^2)/(1 - [\min(1, X) \times g/C])$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Caso III (Q_b > 0) (X < 1.0) (t < T)					
Demora por cola inicial, d ₃ (s): $d_3 = \frac{1800 * Q_b * t}{c * T}$	No aplica	0.05	0.04	0.09	0.33
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = 0.5C(1 - g/C) \frac{t}{T} + \frac{0.5C(1 - g/C)^2}{1 - [\min(1, X) g/C]} \left[\frac{(T - t)}{T} \right] * PF$	No aplica	24.74	23.60	27.35	30.82
Caso IV (Q_b > 0) (X < 1.0) (t = T)					
Parámetro de demora, u: $u = 1 - \frac{cT}{Q_b} [1 - \min(1, X)]$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Demora por cola inicial, d ₃ (s): $d_3 = \frac{1800Q_b(1 + u)}{c}$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = 0.5C(1 - g/C)$	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Caso V (Q_b > 0) (X > 1.0) (t = T)					
Demora por cola inicial, d ₃ (s): $d_3 = \frac{3600Q_b}{c}$	5.18	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
Demora uniforme, d ₁ (s): $d_1 = 0.5C(1 - g/C)$	25.00	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica

G.4 NIVELES DE SERVICIO					
Información General	N - S	O - E	E - O		
viernes, 21 de octubre de 2016 Av. Hoyos Rubio y Jr. Manuel Seoane 07:00 am - 08:00 am.					
Capacidad del Grupo de Carriles, Demora por Control y Determinación del Nivel de Servicio					
Tasa de flujo ajustado, ¹ V (veh/h)	1421	207	144	340	403
Capacidad del Grupo de Carriles, ¹ c (veh/h)	1390	487	483	504	451
Relación v/c, ¹ X = v/c	1.022	0.426	0.298	0.675	0.894
Calibración de la demora incremental, ² k	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba, ³ I	1	1	1	1	1
Duración del análisis, T (h)	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Demora Incremental, ³ d ₂ (s/veh)					
$d_2 = 900T \left[(X - 1) + \sqrt{(X - 1)^2 + \frac{8kIX}{cT}} \right]$	29.8	2.7	1.6	7.1	22.7
Demora por cola inicial, d ₃ (s/veh) (de hoja de cálculo de demora por cola inicial)	5.18	0.05	0.04	0.09	0.33
Demora uniforme, d ₁ (s/veh) (de hoja de cálculo de demora por cola inicial)	25.00	24.74	23.60	27.35	30.82
Factor de ajuste por progresión/coordiación, $PF = (1)f_{PA}/(g/C)$	0.52	0.69	0.69	0.69	0.69
Demora, $d = d_1(PF) + d_2 + d_3$ (s/veh)	48.0	19.8	17.9	26.0	44.3
Nivel de servicio NS por grupo de carriles	E	C	B	C	D
Demora por acceso, $d_A = \frac{\sum(d)(v)}{\sum v}$ (s/veh)	48.0	19.0	35.9		
Nivel de servicio NS por acceso	D	B	C		
Tasa de flujo del acceso, v _A (veh/h)	1421	351	743		
Demora de la Intersección, $d_I = \frac{\sum(d_A)(v_A)}{\sum v_A}$ (s/veh)	40.4				
NS de la Intersección	D				
Notas					
1. Los parámetros de fase primarios y secundarios se suman para obtener los parámetros del grupo de carriles 2. Para semáforos prefijados o no actuados, k = 0.5. 3. T = duración del análisis (h); comúnmente T = 0.25, que corresponde a una duración de análisis de 15 min. I = factor de ajuste por entradas de la intersección corriente arriba; para intersecciones aisladas I = 1.					